

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO
DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CONECTOR
TRELIÇADO**

JERFSON MOURA LIMA

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO
DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CONECTOR
TRELIÇADO**

JERFSON MOURA LIMA

ORIENTADOR: Luciano Mendes Bezerra (UnB)

COORIENTADOR: Jorge Douglas Bonilla Rocha (UNICA)

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA/DF: AGOSTO - 2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS
MISTAS AÇO-CONCRETO COM CONECTOR TRELIÇADO**

JERFSON MOURA LIMA

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE
DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD. (UnB)
(Orientador)

Prof. Jorge Douglas Bonilla Rocha, Dr. Ing. (UNICA)
(Coorientador)

Prof. William Taylor Matias Silva, Dr. Ing. (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Alex Sander Clemente de Souza, DSc. (UFSCar)
(Examinador Externo)

Prof. Wallison Carlos de Sousa Barbosa, DSc. (UFPI)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, AGOSTO DE 2021.

FICHA CATALOGRÁFICA

LIMA, JERFSON MOURA

Estudo experimental e numérico do comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado [Distrito Federal] 2021.

xxvii, 166p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2021).
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Viga mista aço-concreto

2. Conector treliçado

3. Modelagem numérica

4. Ensaio de flexão

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIAS

LIMA, J. M. (2021). Estudo experimental e numérico do comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 09A/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 163p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Jerfson Moura Lima.

TÍTULO: Estudo experimental e numérico do comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado.

GRAU: Doutor

ANO: 2021

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Jerfson Moura Lima

Rua Pio Nunes de Andrade, nº 3022, Luiz Alves de Freitas.

62.930-000 Limoeiro do Norte – CE – Brasil.

jerfsonlima2009@hotmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico esta conquista aos meus pais, Maninho e Cineide, e a minha namorada Fernanda, pois sem eles absolutamente nada seria possível.

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo agradeço aos meus pais, José Gileno Jerry de Lima e Maria Lucineide Alves de Moura, por acreditarem em mim em todos os momentos e pelo enorme sacrifício que fizeram para que minha principal preocupação fosse lutar pelos meus objetivos. Serei eternamente grato ao senhor e à senhora. À minha irmã e toda minha família por todo apoio. A minha namorada e futura esposa Fernanda (minha nega), pelo companheirismo, amizade, incentivo, apoio, por estar sempre do meu lado nos bons e maus momentos e por me fazer muito feliz. Essas são as pessoas mais importantes da minha vida.

Aos meus professores orientadores Prof. Luciano Mendes Bezerra e Prof. Jorge Douglas Bonilla Rocha, por toda a paciência e todo conhecimento compartilhado, sejam eles acadêmicos ou de vida. Aprendi muito com os senhores, sempre vou tê-los como inspiração. Aos Professores William Taylor Matias Silva, Alex Sander Clemente de Souza e Wallison Carlos de Sousa Barbosa, pelas grandes contribuições que enriqueceram minha pesquisa. E no geral, ao corpo docente do PECC.

Ao Laboratório de Estruturas da UnB, onde executei o programa experimental. Agradecimento especial ao amigo Gilson pelo auxílio na confecção dos modelos experimentais. Ao Professor Fábio e ao Laboratório de Engenharia Mecânica da Unb, por disponibilizar os equipamentos para os ensaios de caracterização do aço. Ao Laboratório de Ensaio do Instituto SENAI de Tecnologia em Construção Civil, pela realização dos ensaios de caracterização do concreto. E de modo geral, aos meus colegas que me ajudaram nas atividades do laboratório.

A todos meus amigos de PECC, pelos momentos de descontrações e incentivos diários que me fortaleceram e me fizeram superar esses árduos anos de mestrado e doutorado.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

RESUMO

ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CONECTOR TRELIÇADO

Autor: Jerfson Moura Lima

Orientador: Luciano Mendes Bezerra

Coorientador: Jorge Douglas Bonilla Rocha

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, agosto de 2021

O conector treliçado é um conector de cisalhamento alternativo desenvolvido recentemente, que alinha eficiente comportamento estrutural, agilidade de execução e baixo custo de produção quando comparado aos conectores convencionais aplicados em estruturas mistas. Para a aprovação e difusão deste conector de cisalhamento nas estruturas mistas aço-concreto é essencial a realização de estudos que avaliem pontualmente sua aplicação em elementos estruturais em escala real. Com isso, este trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conexão entre perfil de aço e laje de concreto realizada por conectores de cisalhamento treliçado. Para tal, foram realizadas simulações numéricas via Método dos Elementos Finitos usando o *software* ABAQUS, e executado ensaios experimentais de flexão. Com os resultados obtidos, pôde-se concluir que o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado é satisfatório, pois enquadra-se nos conceitos gerais de vigas mistas e possibilita a aplicação das principais normativas vigentes para seu dimensionamento. Além disso, confirmou-se a eficiência do conector treliçado na conexão mista aço-concreto de um elemento estrutural, evidenciando a sua capacidade e potencial para aplicação nas estruturas mistas aço-concreto.

Palavras-chave: viga mista aço-concreto, conector treliçado, modelagem numérica, ensaio de flexão.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY OF THE BEHAVIOR OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS WITH TRUSS TYPE SHEAR CONNECTOR

Author: Jerfson Moura Lima

Supervisor: Luciano Mendes Bezerra

Co-advisor: Jorge Douglas Bonilla Rocha

Post-graduation Program in Structures and Civil Construction

Brasília, august de 2021

The truss connector is an alternative shear connector recently developed, which aligns efficient structural behavior, execution agility and low production cost when compared to conventional connectors applied in composite structures. For the approval and dissemination of this shear connector in composite steel-concrete structures, it is essential to carry out studies that punctually assess its application in structural elements on a full scale. Thus, this work aims to evaluate the behavior of composite steel-concrete beams with a connection between steel beam and concrete slab performed by truss shear connectors. To this end, numerical simulations were carried out via the Finite Element Method using the ABAQUS software, and experimental bending tests were performed. With the results obtained, it was possible to conclude that the behavior of composite steel-concrete beams with truss connector is satisfactory, as it fits into the general concepts of composite beams and allows the application of the main current standards for its design. Furthermore, the efficiency of the truss connector in the composite steel-concrete connection of a structural element was confirmed, showing its capacity and potential for application in composite steel-concrete structures.

Keywords: composite steel-concrete beams, truss connector, numerical modeling, bending test.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	3
1.2 OBJETIVOS	6
1.3 METODOLOGIA	7
1.4 CONTRIBUIÇÕES.....	7
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	9
2.1 BREVE HISTÓRICO	9
2.2 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO	11
2.2.1 Grau de interação e conexão.....	12
2.2.2 Equilíbrio da seção	15
2.2.3 Rigidez e ductilidade	17
2.2.4 Deslizamento na interface aço-concreto	21
2.3 FUNDAMENTOS DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO	23
2.3.1 Capacidade resistente.....	24
2.3.2 Rigidez e ductilidade	25
2.3.3 Ensaio <i>push-out</i>	27
2.4 CONECTOR DE CISALHAMENTO TRELIÇADO	29
2.4.1 Comportamento estrutural.....	30
2.4.2 Modos de ruptura	34
2.5 ESTADO DA ARTE.....	37
2.5.1 Estudos de vigas mistas aço-concreto	39
2.5.2 Estudos de conectores de cisalhamento	43
3. PRESCRIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR TRELIÇADO.....	50
3.1 MODELO NUMÉRICO <i>PUSH-OUT</i>	51
3.1.1 Malha e tipos de elementos finitos.....	52

3.1.2	Interações de contato e restrições.....	55
3.1.3	Condições de contorno e aplicação do carregamento.....	56
3.1.4	Método de análise	57
3.1.5	Modelo constitutivo para o concreto.....	58
3.1.5.1	Comportamento uniaxial de compressão	61
3.1.5.2	Comportamento uniaxial de tração	63
3.1.5.3	Aplicação no modelo numérico.....	65
3.1.6	Modelo constitutivo para o aço.....	67
3.1.6.1	Aplicação no modelo numérico.....	68
3.2	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....	69
3.3	ESTUDO PARAMÉTRICO EM MODELOS <i>PUSH-OUT</i>.....	71
3.3.1	Influência dos parâmetros geométricos.....	72
3.3.2	Influência do diâmetro do conector e resistência do concreto.....	75
3.4	EQUAÇÃO PARA PRESCRIÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CT....	78
3.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	80
4.	ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CT.....	81
4.1	GEOMETRIA DO MODELO NUMÉRICO.....	81
4.2	MALHA E TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	82
4.3	INTERAÇÃO DE CONTATO E RESTRIÇÕES.....	85
4.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO	85
4.5	MÉTODO DE ANÁLISE	86
4.6	MODELAGEM E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	87
4.7	RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	87
4.7.1	Capacidade resistente.....	88
4.7.2	Curvas carga x deslocamento	90
4.7.3	Slip e deformação da seção	91

4.7.4	Comportamento do CT na conexão	94
4.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	95
5.	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	97
5.1	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA.....	97
5.2	MODELOS EXPERIMENTAIS	99
5.3	FABRICAÇÃO DOS MODELOS	100
5.4	MONTAGEM DO ENSAIO DE FLEXÃO	107
5.5	INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS	110
5.5.1	Instalação dos LVDTs	111
5.5.2	Aplicação dos extensômetros	113
5.6	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	115
5.7	EXECUÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO	116
5.8	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	118
6.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES.....	120
6.1	RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	120
6.2	ENSAIOS DE FLEXÃO.....	121
6.2.1	Curvas carga x deslocamento e modos de ruptura.....	122
6.2.2	Rigidez e ductilidade dos modelos.....	129
6.2.3	Capacidade resistente.....	131
6.2.4	<i>Slip e uplift</i>	132
6.2.5	Deformação na seção e posição da linha neutra plástica	137
6.2.6	Comportamento e resistência do CT na viga mista.....	139
6.2.7	Análise de deflexão	141
6.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	143
7.	CONCLUSÕES.....	144
7.1	PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS	147

REFERÊNCIAS.....	149
APÊNDICES	162
A. ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA.....	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Relações carga última/seção transversal obtidas por <i>push-out</i> experimentais (BARBOSA, 2016).....	32
Tabela 3.1- Características da malha de elementos finitos do modelo numérico.....	53
Tabela 3.2- Parâmetros plásticos do CDPM.....	60
Tabela 3.3- Modelos <i>push-out</i> experimentais ensaiados por Barbosa (2016).....	69
Tabela 3.4- Propriedades do concreto dos modelos.	69
Tabela 3.5- Propriedade do aço dos conectores, perfil de aço e reforço da laje.....	69
Tabela 3.6- Comparação entre as cargas últimas dos CT obtidos pelos ensaios experimentais e modelo numérico proposto.	71
Tabela 3.7- Geometria dos conectores com a variação da altura.	72
Tabela 3.8- Capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.	73
Tabela 3.9- Geometria dos conectores com a variação do ângulo de abertura entre hastes.....	74
Tabela 3.10- Capacidade resistente dos CT para os diferentes ângulos de abertura entre hastes.	75
Tabela 3.11- Modelos <i>push-out</i> simulados para avaliação do diâmetro do conector e resistência do concreto na capacidade resistente do CT.....	76
Tabela 3.12- Propriedades do aço nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.....	76
Tabela 3.13- Propriedades do concreto nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.....	76
Tabela 3.14- Resultados de capacidade resistente dos CT obtidas pelas simulações numéricas.	76
Tabela 3.15- Dados considerados na análise de regressão.	78
Tabela 3.16- Comparação dos valores calculados com a Equação (3.27) e com os resultados da simulação numérica.	79
Tabela 4.1- Propriedade do aço dos conectores, perfil e reforço da laje.	87
Tabela 4.2- Modelos simulados numericamente.	88
Tabela 4.3- Resultados de carga última dos modelos.....	88
Tabela 5.1- Características dos modelos experimentais.....	99
Tabela 6.1- Propriedades do concreto obtidas nos ensaios de caracterização.....	120
Tabela 6.2- Propriedade do aço dos conectores, perfil de aço e armadura da laje.....	121
Tabela 6.3- Características dos modelos experimentais com propriedades experimentais dos materiais aplicadas.....	122

Tabela 6.4- Modo de ruptura para cada modelo.....	128
Tabela 6.5- Parâmetros aplicados para determinação da ductilidade dos modelos.....	130
Tabela 6.6- Carga última e momentos resistentes dos modelos.....	131
Tabela 6.7- <i>Slip</i> máximo na carga última de cada modelo.....	134
Tabela 6.8- <i>Uplift</i> na carga última em cada modelo (mm).....	135
Tabela 6.9- <i>Slip</i> e <i>uplift</i> máximos no instante de 80% da carga última (mm).....	136
Tabela 6.10- Capacidade resistente do CT na viga mista.....	141
Tabela 6.11- Deflexão de vigas mistas aço-concreto com CT definida por normativas e pelos ensaios experimentais.....	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- <i>Stud bolt</i> sendo aplicado em lajes com fôrma de aço incorporado (< http://www.globalcenter.com.br >).	3
Figura 1.2- Conectores de cisalhamento prescritos na ABNT NBR 8800:2008.	3
Figura 1.3- Conector de cisalhamento treliçado.	4
Figura 1.4- Comparação entre os fenômenos presentes no ensaio <i>push-out</i> e na viga mista aço-concreto.	6
Figura 2.1- <i>Rock Rapids Bridge</i> (SMITH, 2013).	9
Figura 2.2- Seções transversais de vigas mistas aço-concreto.	12
Figura 2.3- Vigas submetidas a flexão.	13
Figura 2.4- Deslizamento na interface aço concreto e deformada dos conectores.	14
Figura 2.5- Fluxo de cisalhamento ao longo da viga (Modificado de MALITE, 1990).	14
Figura 2.6- Equilíbrio da seção transversal da viga mista (Modificado de OEHLERS <i>et al.</i> 1997).	16
Figura 2.7- Distribuição de tensão e deformação na seção transversal da viga mista (Modificado de OEHLERS e BRADFORD <i>et al.</i> 1995).	17
Figura 2.8- Parâmetro de ductilidade normalizado para várias resistências de aço e concreto (BAN <i>et al.</i> , 2016).	20
Figura 2.9- Definição da capacidade de rotação (BAN <i>et al.</i> , 2016).	21
Figura 2.10- Desenvolvimento do <i>slip</i> (OEHLERS e BRADFORD, 1997).	22
Figura 2.11- Distribuição do <i>slip</i> da extremidade ao meio do vão da viga mista aço-concreto (XING <i>et al.</i> , 2016).	23
Figura 2.12- <i>Slip</i> em vigas mistas com diferentes graus de conexão (ZONA e RANZI, 2014).	23
Figura 2.13- Classificação dos conectores de cisalhamento (Modificado de Dutra, 2014).	26
Figura 2.14- Conector <i>Perfobond</i>	27
Figura 2.15- Modelo para ensaio <i>push-out</i> com conectores <i>stud bolt</i> (EN 1994-1-1:2004).	28
Figura 2.16- Curva carga-deslizamento para três modelos <i>push-out</i> com conector treliçado de 12,5 mm (BARBOSA, 2016).	28
Figura 2.17- Curva carga-deslizamento representativa (EN 1994-1-1:2004).	29
Figura 2.18- Geometria idealizada para conector treliçado (Modificado de BARBOSA, 2016).	30

Figura 2.19- Ilustração tridimensional do modelo <i>push-out</i> com conectores treliçados.	31
Figura 2.20- Posicionamento dos extensômetros e LVDTs no modelo <i>push-out</i> ensaiado por Barbosa (2016).	31
Figura 2.21- Comportamento estrutural dos conectores treliçados (Modificado de BARBOSA, 2016).	33
Figura 2.22- Distribuição de tensões (em Pa) e deformada do conector treliçado de 8,0 mm no momento de carga última do modelo <i>push-out</i> (LIMA, 2018).	34
Figura 2.23- Modelos experimentais após ensaios (BARBOSA, 2016).	34
Figura 2.24- Distribuição de tensões (em Pa) na laje no momento de carga última do modelo <i>push-out</i> com conectores de 8,0 mm (LIMA, 2018).	35
Figura 2.25- Distribuição do dano de compressão na laje no momento de carga última do modelo <i>push-out</i> com conectores de 8,0 mm (LIMA, 2018).	35
Figura 2.26- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I8-2 após ensaio (BARBOSA, 2016)	36
Figura 2.27- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I10-1 após ensaio (BARBOSA, 2016)	36
Figura 2.28- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I12,5-1 após ensaio (BARBOSA, 2016)	36
Figura 2.29- Número de trabalhos publicados nos últimos anos.	37
Figura 2.30- Autores que mais publicaram nos últimos anos.	38
Figura 2.31- Conexão aço-concreto por sistema parafuso-porca (ATAEI, BRADFORD e LIU, 2016).	40
Figura 2.32- Conexão aço-concreto constituída pela associação de <i>stud bolt</i> e bloco de aço (YU-HANG <i>et al.</i> , 2019).	41
Figura 2.33- Conector <i>Crestbond</i> (VERISSÍMO, 2007).	45
Figura 2.34- Concepção do conector de cisalhamento em forma de “V” (CAVALCANTE, 2010).	46
Figura 2.35- Conectores de cisalhamento propostos por Shariati <i>et al.</i> (2016).	46
Figura 2.36- Configurações de conector de cisalhamento pinos propostos por Yang <i>et al.</i> (2018).	47
Figura 2.37- Conector de cisalhamento proposto por Wang <i>et al.</i> (2019).	47
Figura 2.38- Conector de cisalhamento proposto por Lacki <i>et al.</i> (2019).	48

Figura 3.1- Geometria detalhada do modelo experimental para ensaio dos conectores treliçados (mm)	51
Figura 3.2- Geometria do modelo numérico <i>push-out</i>	52
Figura 3.3- Malha e tipos de elementos finitos.	54
Figura 3.4- Refinamento da malha de elementos finitos da laje na região próxima aos conectores.	54
Figura 3.5- Restrição <i>tie</i> na interface conector-concreto.....	55
Figura 3.6- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.	56
Figura 3.7- Condições de contorno da simetria.	56
Figura 3.8- Carregamento e condição de contorno referentes ao ensaio <i>push-out</i>	57
Figura 3.9- Comportamento uniaxial do concreto a compressão (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).....	62
Figura 3.10- <i>Softening</i> na tração em relação a abertura de fissura (Modificado de Qureshi, Lam e Ye, 2011).	63
Figura 3.11- Comportamento uniaxial do concreto a tração (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).....	65
Figura 3.12- Comportamento uniaxial do concreto com $f_{cm} = 30MPa$: (a) Curva tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração x deformação de fissuração.	66
Figura 3.13- Evolução das variáveis de dano para um concreto com $f_{cm} = 30MPa$: (a) Curva dano de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração x deformação de fissuração.	66
Figura 3.14- Comportamento uniaxial do aço.	68
Figura 3.15- Comparação entre as curvas carga-deslizamento experimentais e numéricas.....	70
Figura 3.16- Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelo modelo numérico proposto e ensaios experimentais de Barbosa (2016).....	70
Figura 3.17- Parâmetros geométricos do CT.....	72
Figura 3.18- Relação altura do CT-12,5 <i>versus</i> capacidade resistente.	73
Figura 3.19- Relação ângulo de abertura entre hastes do CT-12,5 <i>versus</i> capacidade resistente.	75
Figura 3.20- Ilustração dos resultados de capacidade resistente obtidas para os CT analisados.	77

Figura 4.1- Geometria do modelo numérico.	82
Figura 4.2- Malha e tipos de elementos finitos.	83
Figura 4.3- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.	84
Figura 4.4- Restrição <i>tie</i> na interface CT-concreto.	84
Figura 4.5- Carregamento e condições de contorno aplicados no modelo.	86
Figura 4.6- Comparação entre os resultados de carga última obtidos com a análise numérica e o Método da Rigidez Plástica.	89
Figura 4.7- Distribuição de tensões na seção do meio do vão obtidos com o modelo numérico e o Método da Rigidez Plástica.	90
Figura 4.8- Curvas carga x deslocamento no meio do vão para os modelos VCT-2 e VCT-5.	91
Figura 4.9- <i>Slip</i> ao longo dos modelos para distintos níveis de carregamento.	92
Figura 4.10- Deformações na seção do meio do vão para distintos níveis e carregamento.	93
Figura 4.11- Distribuição de tensões (em Pa) no perfil de aço e CTs do modelo VCT-5, na carga última (107,50 kN).	95
Figura 4.12- Distribuição de tensões (em Pa) na laje do modelo VCT-5, na carga última (107,50 kN).	95
Figura 5.1- Geometria dos modelos experimentais (Unidade: mm).	98
Figura 5.2- Geometria do CT aplicado nos modelos (Unidade: mm).	98
Figura 5.3- Distribuição dos conectores em cada modelo (Unidade: mm).	100
Figura 5.4- Distribuição dos conectores ao longo dos modelos (Unidade: mm).	100
Figura 5.5- Solda de aplicação do CT e enrijecedor no perfil de aço.	101
Figura 5.6- Projeto de fôrma (Unidade: mm).	102
Figura 5.7- Sequência de montagem das fôrmas.	103
Figura 5.8- Armadura da laje.	104
Figura 5.9- Concretagem dos modelos.	105
Figura 5.10- Corpos de prova concretados.	106
Figura 5.11- Cura dos modelos experimentais e dos corpos de prova.	106
Figura 5.12- Transporte dos modelos.	107
Figura 5.13- Posicionamento do modelo experimental no pórtico de ensaio.	108
Figura 5.14- Aparelho de apoio de 2ª gênero.	108
Figura 5.15- Aparelho de apoio de 1ª gênero.	108
Figura 5.16- Viga rígida de distribuição do carregamento.	109

Figura 5.17- Modelo VCT-03 posicionado no pórtico de ensaio.	110
Figura 5.18- Suportes de segurança.	110
Figura 5.19- Posição dos LVDTs e ETs nos modelos experimentais (Unidade: mm).	111
Figura 5.20- LVDTs para medida de <i>slip</i> ao longo da viga.	112
Figura 5.21- LVDTs para medida de <i>uplift</i>	112
Figura 5.22- LVDT para medida do deslocamento vertical no meio do vão.	113
Figura 5.23- Procedimentos para aplicação dos extensômetros no perfil de aço.	114
Figura 5.24- Procedimentos para aplicação dos extensômetros na laje de concreto.	115
Figura 5.25- Sistema de aquisição de dados.	115
Figura 5.26- Atuador hidráulico e célula de carga.	116
Figura 5.27- Aplicação do carregamento no modelo.	117
Figura 5.28- Padrão de carregamento adotado.	117
Figura 5.29- Ensaio de caracterização do concreto.	118
Figura 5.30- Geometria dos corpos de prova do perfil de aço (Unidade: mm).	119
Figura 5.31- Ensaio de caracterização do aço do perfil.	119
Figura 6.1- Corpos de prova de concreto após ensaios.	120
Figura 6.2- Corpos de prova de aço após ensaio de tração.	121
Figura 6.3- Deformada dos modelos experimentais no final do ensaio de flexão.	123
Figura 6.4- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-01.	124
Figura 6.5- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-02.	125
Figura 6.6- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-03.	125
Figura 6.7- Caminho de propagação das fissuras no modelo VCT-01.	126
Figura 6.8- Padrão de fissuração na região inferior das lajes de cada modelo.	127
Figura 6.9- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-01.	128
Figura 6.10- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-02.	129
Figura 6.11- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-03.	129
Figura 6.12- Curvas carga x deslocamento no meio do vão dos modelos ensaiados.	130
Figura 6.13- Resultados de momento fletor para cada modelo.	132
Figura 6.14- <i>Slip</i> ao longo do modelo VCT-01.	132
Figura 6.15- <i>Slip</i> ao longo do modelo VCT-02.	133
Figura 6.16- <i>Slip</i> ao longo do modelo VCT-03.	133
Figura 6.17- Curva carga x <i>slip</i> médio de cada modelo.	134

Figura 6.18- Medição do <i>slip</i> na extremidade do modelo VCT-03.....	135
Figura 6.19- <i>Uplift</i> no modelo VCT-03 após realização do ensaio.	135
Figura 6.20- Evolução dos valores de <i>uplift</i> em cada modelo.....	136
Figura 6.21- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-01.	137
Figura 6.22- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-02.	138
Figura 6.23- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-03.	138
Figura 6.24- Deformada e ruptura dos CTs na viga mista aço-concreto do modelo VCT-03.	140
Figura 6.25- Análise de deflexão de vigas mistas com CT.	142

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Domínio de área
A_c	Área da laje de concreto
A_{CT}	Soma das áreas da seção transversal das duas hastes do CT
A_s	Área da seção transversal do perfil de aço
A_{st}	Área da seção transversal do <i>stud bolt</i>
\mathbf{b}_n	Vetor forças de corpo
b_c	Largura efetiva da laje
c_d	Velocidade de propagação da onda de tensão
c_n	Parâmetro de amortecimento
C	Matriz de amortecimento
d	Diâmetro do conector treliçado
d_c	Variável de dano na compressão
d_{cc}	Distância entre o centroide do perfil de aço e a laje
d_q	Variável de dano
d_t	Variável de dano na tração
D_0^{el}	Tensor de rigidez elástica
D_h	<i>Uplift</i>
D_v	Deslizamento longitudinal
E_0	Módulo de elasticidade secante
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_{b0}	Tensão de início de não linearidade na compressão biaxial
f_c	Resistência à compressão do concreto

f_c'	Resistência à compressão do concreto
f_{c0}	Tensão de início de não linearidade na compressão uniaxial
f_{cm}	Resistência à compressão média
f_{ck}	Resistência à compressão característica
f_{ext}	Vetor de força externa
f_{int}	Vetor de força interna
f_{sk}	Tensão de escoamento característica do aço
f_{t0}	Tensão de tração na falha
f_{tm}	Resistência à tração média
f_u	Resistência última especificada para o material do conector
f_{ut}	Resistência última do material do conector obtida por ensaio
f_y	Tensão de escoamento do aço
F	Critério de escoamento
F_h	Força longitudinal
F_{sh}	Somatório das resistências dos conectores
G	Fluxo potencial plástico
G_{ch}	Energia de esmagamento do concreto por unidade de área
G_f	Energia de fratura por unidade de área
h	Altura do conector treliçado
h_s	Altura do perfil de aço
I_{ef}	Inércia efetiva da viga mista
I_s	Inércia do perfil de aço
I_{tr}	Inércia da seção mista homogeneizada
J_2	Segundo invariante do tensor desviador
\hat{K}	Módulo de massa
\bar{K}	Matriz de rigidez do elemento finito
K_c	Razão entre as tensões desviadoras na tração e compressão uniaxial
l_{ab}	Distância horizontal de abertura entre a base das hastes

l_c	Dimensão característica do elemento
l_{eq}	Comprimento equivalente do elemento finito
l_t	Soma da distância horizontal de abertura entre a base das hastes e comprimento das pernas horizontais de fixação
M	Matriz de massa
M_{exp}	Momento resistente experimental
M_{MRP}	Momento resistente pelo Método da Rigidez Plástica
M_u	Momento máximo da curva carga x rotação
M_y	Momento limite da linearidade da curva momento x rotação da viga mista
p	Pressão hidrostática
P	Carregamento no modelo experimental
P_c	Resultante de compressão na laje
P_{exp}	Carga última experimental
P_{MEF}	Carga última pelo Método dos Elementos Finitos
P_{MRP}	Carga última pelo Método da Rigidez Plástica
P_{Rk}	Resistência característica
P_s	Resultante de tração no aço
P_u	Carga máxima da curva carga x deslocamento
P_{ult}	Carga última
$Pu_{méd}$	Carga última média
P_y	Carga do limite de proporcionalidade da curva carga x deslocamento
q	Fluxo de cisalhamento
q	Tensão efetiva equivalente de <i>Von Mises</i>
Q_{CT}	Resistência do CT
$Q_{Eq.(4.43)}$	Resistência do CT obtida pela Equação (4.43)
Q_{MEF}	Resultados de resistência do CT da simulação numérica
Q_{st}	Resistência do <i>stud bolt</i>
Q_{VCT}	Resistência do CT pela metodologia de “ <i>back-calculate</i> ”

R^2	Coeficiente de determinação
s	<i>Slip</i>
t	Tempo
t_c	Espessura da laje
\mathbf{t}_n	Vetor forças de superfície
T	Período de tempo da análise
\mathbf{u}	Vetor de deslocamento
$\dot{\mathbf{u}}$	Vetor de velocidade
$\ddot{\mathbf{u}}$	Vetor de aceleração
V	Domínio de volume
w_c	Abertura de fissura crítica

LETRAS GREGAS

Símbolo	Significado
α_a	Ângulo de abertura entre hastes do conector treliçado
α	Grau de conexão
β	Inclinação das hastes do conector treliçado
γ_V	Fator parcial de segurança
δ_{AISC}	Deslocamento pelo AISC 360:2010
δ_{AS}	Deslocamento pela AS 2327.1:2003
δ_{EN}	Deslocamento pelo EN 1994-1-1:2004
δ_{exp}	Deslocamento experimental da viga com carga de serviço
δ_{NBR}	Deslocamento pela ABNT NBR 8800:2008
δ_u	Deslocamento na carga máxima da curva carga x deslocamento
δ_y	Deslocamento do limite de proporcionalidade da curva carga x deslocamento
δ_{uk}	Capacidade de deslizamento característica
$\delta\vec{\theta}_n$	Vetor associado a deformação virtual
$\delta\vec{u}_n$	Vetor de deslocamento virtual
$\Delta\epsilon_{vol}$	Incremento de deformação volumétrica
Δe	Incremento de deformação desviadora
Δp	Incremento de tensão hidrostática
ΔS	Incremento de tensões desviadora
Δt	Incremento de tempo
Δ_u	Deflexão correspondente a carga última da viga mista
Δ_y	Deflexão correspondente a carga que limita a proporcionalidade da curva carga x deslocamento
$\dot{\epsilon}$	Taxa do tensor deformação
$\dot{\epsilon}^{el}$	Taxa de deformação elástica
$\dot{\epsilon}^{pl}$	Taxa de deformação plástica

$\dot{\varepsilon}^{pl}$	Taxa de deformação plástica equivalente ou parâmetro de consistência plástica
ε_c	Deformação de compressão
ε_{cu}	Deformação última à compressão do concreto
ε_{0c}^{el}	Deformação de compressão elástica não danificada
ε_c^{el}	Deformação de compressão elástica danificada
ε_c^{ch}	Deformação de esmagamento
ε_c^{pl}	Deformação de compressão plástica
ε_{cm}	Deformação de compressão média
ε_t	Deformação de tração
ε_{0t}^{el}	Deformação de tração elástica não danificada
ε_t^{ck}	Deformação de fissuração
ε_t^{el}	Deformação de tração elástica danificada
ε_t^{pl}	Deformação de tração plástica
ε_{tm}	Deformação de tração média
ε_{sh}	Deformação de início de endurecimento do aço
ε_u	Deformação última
ε_y	Deformação de escoamento
ε	Excentricidade da superfície de potencial plástico
ξ_{max}	Fração de amortecimento crítico
θ_u	Rotação correspondente ao momento resistente último da viga mista
θ_y	Rotação correspondente ao momento limite da linearidade da curva momento x rotação da viga mista
$\hat{\lambda}$	Constante de Lamé
$\hat{\mu}$	Constante de Lamé
ρ	Densidade do material
ρ_n	Densidade de massa
ρ_{c0}	Tensão desviadora na compressão

ρ_{t0}	Tensão desviadora na tração
σ	Tensor tensão
$\dot{\sigma}$	Taxa do tensor tensão
σ_c	Tensão de compressão
$\bar{\sigma}_c$	Tensão de coesão efetiva de compressão
σ_{\max}	Tensão principal efetiva máxima
σ_n	Vetor de tensões
σ_t	Tensão de tração
$\bar{\sigma}_t$	Tensão de coesão efetiva de tração
σ_u	Tensão última
σ_y	Tensão de escoamento
φ	Ângulo de dilatância
ϕ	Ângulo de atrito interno
ω_{\max}	Maior frequência natural

ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
AS	<i>Standards Australia</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
C	Compressão
CDPM	<i>Concrete damaged Plasticity model</i>
CT	Conector treliçado
CV	Coeficiente de variação
EC	Extensômetros
EEP	Escoamento Excessivo do Perfil de aço
EN	<i>European Standard</i>
GB	<i>Ministry of Construction of China</i>
INPI	Instituto Nacional da Propriedade Industrial
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
NBR	Norma Técnica Brasileira
MC	Meridiano de compressão
MT	Meridiano de tração
MEF	Método dos Elementos Finitos
RAM	<i>Random Access Memory</i>
RC	Ruptura da Conexão
T	Tração

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, as estruturas mistas aço-concreto vêm sendo intensamente aplicadas no setor da construção civil, principalmente na construção de pontes e edifícios. Os elementos mistos apresentam maior resistência e rigidez quando comparados à ação isolada de seus materiais, além de oferecer eficiência no custo e execução da estrutura (ATAEI, BRADFORD e LIU, 2016; BONILLA, BEZERRA e MIRAMBELL, 2019; KIM *et al.*, 2016; KIM, JUNG e AHN, 2011; LACKI *et al.*, 2019; LIU, BRADFORD e ATA EI, 2017; TAHMASEBINIA, RANZI e ZONA, 2013; XING *et al.*, 2016; YUAN *et al.*, 2016).

Os elementos estruturais mistos consistem na combinação de seus materiais, de maneira que suas principais características sejam exploradas. As vigas mistas aço-concreto, por exemplo, que são compostas pela associação entre perfil de aço e laje de concreto, são projetadas de modo que o perfil seja o principal responsável por suportar os esforços de tração e a laje aos esforços de compressão. De maneira geral, a viga mista aço-concreto apresenta maior resistência, rigidez e menor custo, quando comparada às vigas equivalentes de aço estrutural ou concreto armado, o que potencializa a sua aplicação.

A eficiência da viga mista aço-concreto é dependente da ação conjunta entre seus componentes. Para isso, deve ser garantida a transferência dos esforços longitudinal e transversal que ocorrem na interface aço-concreto. O esforço longitudinal tende a fazer a superfície do perfil de aço deslizar sobre a superfície da laje, esse deslizamento é conhecido como *slip* (em inglês). Já o esforço transversal provoca uma separação transversal (*uplift* – em inglês) entre o perfil de aço e a laje de concreto (Figura 2.3).

A transmissão dos esforços na interface dos componentes das vigas mistas aço-concreto é efetuada pela aderência natural e atrito entre as superfícies dos materiais, e através dos conectores de cisalhamento. Tendo em vista os comportamentos imprevisíveis das parcelas de aderência e atrito, os conectores de cisalhamento são considerados os principais responsáveis pela transmissão dos esforços na interface aço-concreto, constituindo a conexão entre os componentes das estruturas mistas. Nas vigas mistas aço-concreto os conectores de cisalhamento situam-se normalmente soldados no perfil de aço e embutido no concreto (laje).

As conexões entre os componentes das vigas mistas aço-concreto podem apresentar grau de conexão total ou parcial. O grau de conexão total ocorre quando o número de conectores ao longo da viga é suficiente para transferir todo o esforço longitudinal entre o perfil de aço e a

laje de concreto, já no grau de conexão parcial, o número de conectores é insuficiente para realizar a completa transmissão do esforço. Neste caso, o esforço longitudinal que excede a capacidade da conexão, causa o desenvolvimento do *slip* ao longo da viga, gerando uma redução no momento resistente e rigidez quando comparado às vigas com grau de conexão total. Entretanto, a conexão parcial exige uma menor quantidade de conectores de cisalhamento que conseqüentemente reduz o custo da viga.

O grau de conexão parcial é comumente aplicado nos projetos de vigas mistas aço-concreto, seja para reduzir os custos ou quando ocorre uma limitação no número de conectores de cisalhamento que podem ser aplicados ao longo da viga. Uma exemplificação de ocorrência dessa limitação são as edificações que apresentam pavimento constituído de lajes mistas com fôrma de aço incorporado (*steel deck*), onde os conectores de cisalhamento podem ser instalados apenas nas nervuras da laje. Além disso, as normativas definem um espaçamento mínimo entre os conectores de cisalhamento, que em algumas situações induz a aplicação do grau de conexão parcial.

A deformação dos conectores de cisalhamento ao suportar o esforço longitudinal na interface aço-concreto é o motivo da ocorrência do *slip* ao longo da viga. Com isso, tem-se que até mesmo em vigas mistas com grau de conexão total, a magnitude do *slip* pode ser significativa, a depender das características mecânicas do conector. Contudo, o conector de cisalhamento tem extrema importância no comportamento das vigas mistas aço-concreto, podendo impactar no momento resistente, rigidez, ductilidade e no modo de ruptura desse elemento estrutural.

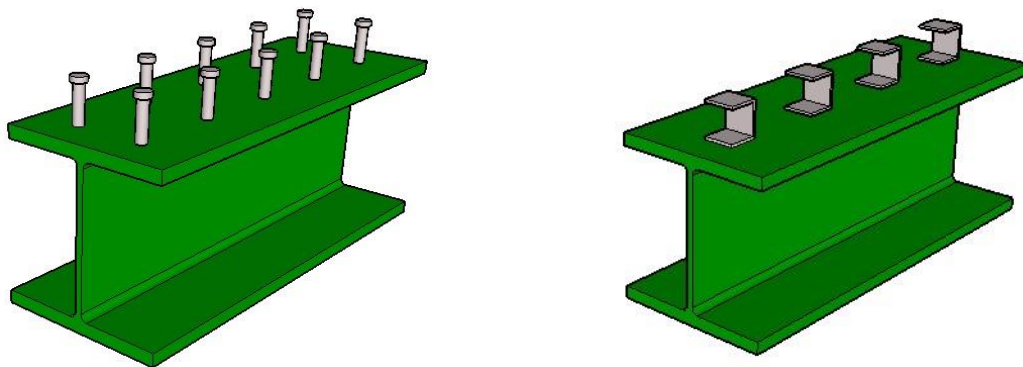
O *stud bolt* (Figura 1.1 e Figura 1.2-a), em termos mundiais, é o conector de cisalhamento mais utilizado nas estruturas mistas aço-concreto (CÂNDIDO-MARTINS, COSTA-NEVES E VELLASCO, 2010; KIM *et al.*, 2016, 2017; NGUYEN e KIM, 2009). O mesmo oferece alta produtividade de execução, permite a livre disposição das armaduras de flexão da laje e ainda pode ser aplicado em diversos sistemas construtivos de estruturas mistas aço-concreto (laje maciça, laje com fôrma de aço incorporada e pré-lajes de concreto pré-moldada). Apesar da grande utilização e inúmeras vantagens, alguns inconvenientes depreciam a aplicação do *stud bolt*. Dentre eles estão: apresenta capacidade resistente relativamente baixa; para sua aplicação é necessário um gerador de eletricidade próprio de grande potência (cerca de 225 kVA); seu sistema de execução patenteado e importado, onera ou até mesmo inviabiliza a execução de estruturas mistas (BARBOSA, 2016; CAVALCANTE, 2010; VERÍSSIMO, 2007); é um conector que deforma sobre cargas de serviço, deste modo é susceptível a sofrer danos por

fadiga (VERÍSSIMO *et al.*, 2006). Além disso, a resistência da solda que o conecta ao perfil pode ser influenciada pelas condições climáticas, pela pintura e estado da superfície das vigas e fôrmas metálicas.



Figura 1.1- *Stud bolt* sendo aplicado em lajes com fôrma de aço incorporado (<<http://www.globalcenter.com.br>>).

No Brasil, além do *stud bolt*, o conector “U” (Figura 1.2-b) também é comumente aplicado. São os únicos que possuem metodologia de dimensionamento normatizada pela ABNT NBR 8800:2008. O conector “U” possui a vantagem de ocasionar menor fissuração nas lajes, quando comparado ao *stud bolt*, devido a maior superfície de contato com a laje de concreto. No entanto, o conector “U” apresenta uma produtividade de instalação baixa (VERÍSSIMO, 2007).



(a) *Stud bolt*

(b) Conector ‘U’

Figura 1.2- Conectores de cisalhamento prescritos na ABNT NBR 8800:2008.

1.1 MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Com o intuito de oferecer um conector de cisalhamento fabricado com material de baixo custo, sem a dependência de equipamentos específicos para sua instalação e geometria com potencial de aplicação em diversos sistemas construtivos de estruturas mistas, Barbosa (2016) desenvolveu o “conector treliçado”. O conector de cisalhamento treliçado (Figura 1.3) é

produzido com vergalhões de aço CA-50 dobrados em formato triangular. O mesmo é embutido na laje de concreto e fixado ao perfil de aço pela soldagem de suas hastes horizontais.

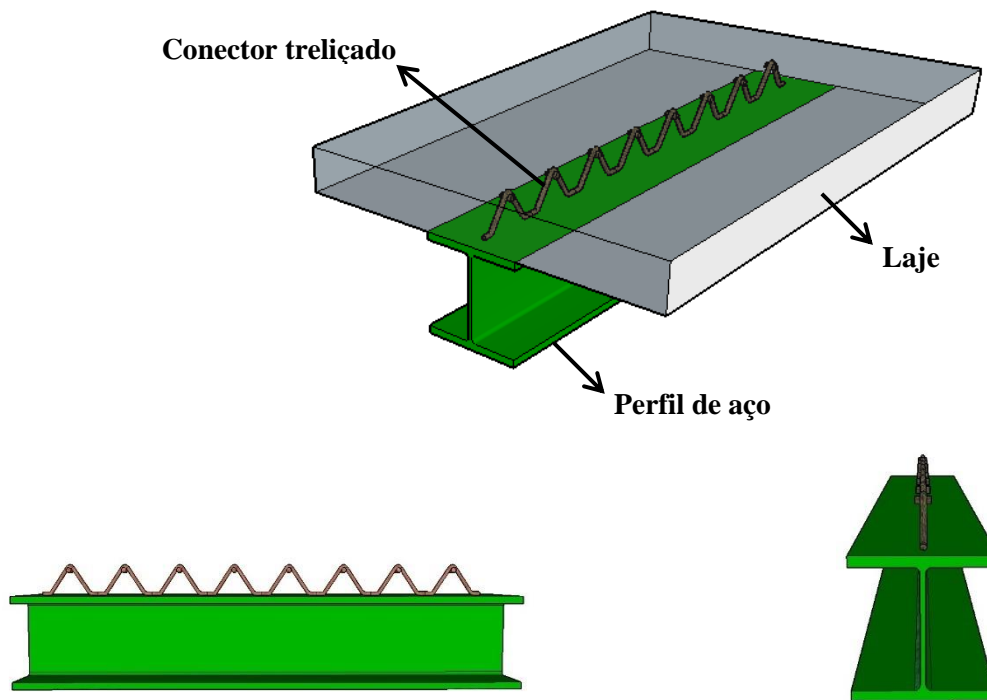


Figura 1.3- Conector de cisalhamento treliçado.

Dentre as vantagens econômicas e construtivas que o conector treliçado pode oferecer à execução de estruturas mistas, têm-se:

- Material de baixo custo e facilmente encontrado no mercado da construção civil;
- A solda de instalação do conector treliçado pode ser executada com eletrodos e máquinas comuns;
- O processo de fabricação é simples, podendo ser realizado por qualquer profissional armador com um mínimo de experiência;
- Também podem ser fornecidos dobrados de fábricas, com vergalhões contínuos;
- Sua geometria é adequada para aplicação em vigas mistas aço-concreto com lajes maciças, com pré-lajes de concreto pré-moldado, e até mesmo em lajes *steel deck*, quando as nervuras são paralelas ao eixo do perfil de aço

Na idealização do conector treliçado, Barbosa (2016) ensaiou experimentalmente 9 modelos *push-out* (Figura 1.4-a), ensaio esse realizado para avaliar o desempenho mecânico dos conectores de cisalhamento. Nesses modelos, a configuração geométrica do conector e resistência do concreto das lajes permaneceu constante. Contudo, houve variação no diâmetro

dos conectores (8,0 mm, 10,0 mm, 12,5 mm), sendo ensaiados 3 modelos *push-out* para cada diâmetro. De modo geral, o conector treliçado apresentou bom comportamento aos deslizamentos longitudinais (*slip*) e ao *uplift*, como também altos valores de capacidade resistente quando comparado com o *stud bolt*.

Bezerra *et al.* (2018-a) e Lima (2018) desenvolveram modelos em elementos finitos tridimensionais não-lineares capazes de simular numericamente os ensaios experimentais *push-out* de Barbosa (2016). Os resultados das análises numéricas foram condizentes com os experimentos. Os modelos desenvolvidos pelos autores permitiram a visualização da distribuição de tensões no conector e na laje, como também as regiões de ruptura da conexão, contribuindo assim para um melhor entendimento do comportamento do conector de cisalhamento treliçado.

De modo geral, as pesquisas desenvolvidas mostram que o conector treliçado tem grande potencial para aplicação na conexão de estruturas mistas, devido a seu adequado comportamento mecânico e diversas vantagens econômicas e construtivas que oferece à execução desse tipo de estrutura.

Porém, todas as pesquisas prévias com o conector treliçado foram realizadas com base no ensaio *push-out*, executado para estudar exclusivamente o comportamento mecânico do conector. Os conectores de cisalhamento podem se comportar de maneira distinta no ensaio *push-out* e quando aplicado no elemento estrutural, devido às condições específicas que apenas o elemento estrutural pode exercer sobre o conector de cisalhamento.

No caso das vigas mistas aço-concreto, as solicitações advindas do pavimento exercem um confinamento do concreto na região onde estão embutidos os conectores de cisalhamento. Outro fenômeno específico das vigas é a ocorrência da curvatura do seu eixo quando solicitada (Figura 1.4-b). Essas condições podem intervir nas características mecânicas do conector treliçado, já que no ensaio *push-out* (Figura 1.4-a) o perfil de aço permanece retilíneo durante todo o ensaio e não é prevista carga de confinamento nas lajes.

Para a aprovação e difusão do conector de cisalhamento treliçado nas estruturas mistas aço-concreto é essencial a realização de estudos que avaliem pontualmente sua aplicação em elementos estruturais em escala real.

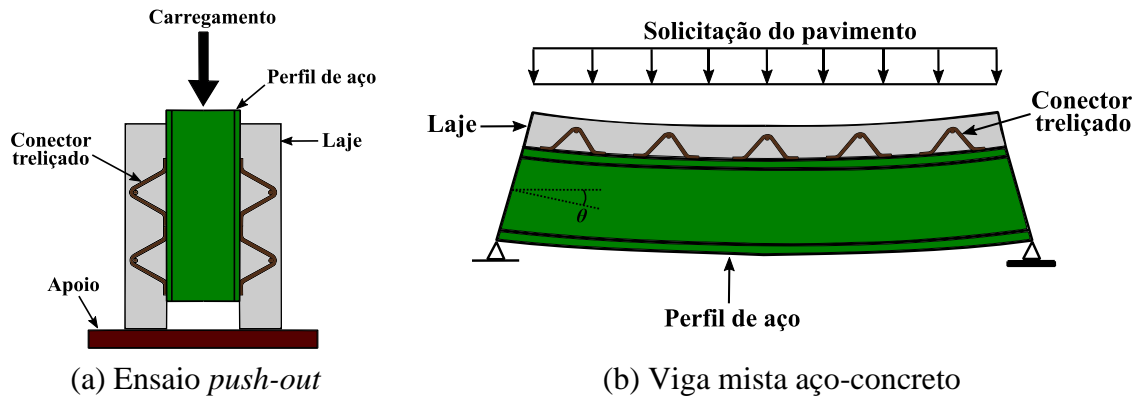


Figura 1.4- Comparação entre os fenômenos presentes no ensaio *push-out* e na viga mista aço-concreto.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conexão entre perfil de aço e laje de concreto realizada por conectores de cisalhamento treliçado. Como objetivos específicos:

- Desenvolver um modelo numérico tridimensional não-linear em elementos finitos do ensaio *push-out* com conectores treliçados;
- Realizar um estudo paramétrico para avaliar a capacidade resistente do conector treliçado com a variação de sua altura, ângulo de abertura entre hastes, diâmetro e resistência do concreto;
- Propor uma equação para prescrição da capacidade resistente do conector treliçado, em função de seu diâmetro e resistência do concreto, de modo a possibilitar a determinação do número de conectores necessários para as vigas mistas;
- Desenvolver um modelo numérico tridimensional não-linear em elementos finitos capaz de simular adequadamente o comportamento de vigas mistas aço-concreto com o conector treliçado;
- Realizar ensaios experimentais de flexão em vigas mistas com conexão constituída por conectores de cisalhamento treliçado para obtenção do momento fletor resistente, curvas carga x deslocamento, rigidez, ductilidade, desenvolvimento do *slip* ao longo da viga e deformação da seção transversal mais solicitada com a evolução do carregamento, *uplift* na carga última e modos de ruptura.
- Avaliar a influência do grau de conexão no comportamento das vigas mistas aço-concreto com o conector treliçado.
- Avaliar se as prescrições das principais normativas vigentes são adequadas para o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto com o conector treliçado;

- Verificar se o comportamento e capacidade resistente do conector treliçado no ensaio *push-out* e nas vigas mistas são similares.

1.3 METODOLOGIA

O desenvolvimento desta pesquisa foi dividido em três etapas. Na primeira etapa foi proposta uma equação para prescrição da capacidade resistente do conector treliçado. Para isso, foi aplicado a modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos. Um modelo não-linear tridimensional capaz de simular o ensaio *push-out* com conectores treliçados foi desenvolvido, utilizando o *software* ABAQUS (2014). O modelo numérico foi calibrado e validado com os resultados experimentais de Barbosa (2016). Com os resultados de um estudo paramétrico, foi definido uma geometria ótima para o conector treliçado e proposto a equação para determinação da resistência do conector treliçado.

A segunda etapa consistiu de uma análise numérica de vigas mistas aço-concreto com conexão constituídas por conectores treliçados. O modelo numérico de vigas desenvolvido foi baseado no modelo numérico *push-out* e em trabalhos da literatura que realizaram estudos numéricos em vigas mistas. Essa análise também foi realizada com o *software* ABAQUS (2014). Com os resultados numéricos foi possível realizar uma pré-avaliação do comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado e obter informações essenciais para a idealização e instrumentação dos modelos experimentais.

Na terceira etapa foi executado o programa experimental, onde três vigas mistas aço-concreto biapoiadas com conexão constituída por conectores de cisalhamento treliçado foram ensaiadas. As vigas ensaiadas apresentaram distintos graus de conexão. A instrumentação dos modelos experimentais foi realizada de modo que durante a execução dos ensaios fossem obtidos a deflexão no meio do vão, *slip* e *uplift* ao longo da viga e deformações nas seções mais solicitadas. Para isso, foram utilizados LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) e extensômetros elétricos de resistência. Os materiais aplicados na execução dos modelos experimentais foram submetidos à ensaios de caracterização.

1.4 CONTRIBUIÇÕES

A contribuição principal deste trabalho foi apresentar informações sobre o comportamento e dimensionamento de vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por conectores treliçados, tema esse não explorado na literatura. Com isso, cativa-se a difusão deste conector de cisalhamento no campo das estruturas mistas aço-concreto.

A equação para prescrição da capacidade resistente do conector treliçado também é uma contribuição importante, pois com a mesma, é dispensado a necessidade de execução do ensaio *push-out* para a aplicação deste conector.

O estudo paramétrico possibilitou a avaliação da influência de parâmetros geométricos e resistência do concreto na capacidade resistente do conector treliçado.

Outra contribuição desta pesquisa é a apresentação de um processo metodológico para a modelagem numérica, via Método dos Elementos Finitos, de vigas mistas aço-concreto e ensaio *push-out* com conectores treliçados.

Com relação as publicações, a seguir são apresentados os artigos produzidos (publicados e submetidos) provenientes desta pesquisa:

- *Behavior and resistance of truss-type shear connector for composite steel-concrete beams*, publicado na revista *Steel and Composite Structures*;
- *Comparative analysis between the shear resistance of the truss type shear connector and stud bolt*, publicado no congresso XLI CILAMCE 2020 – XLI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering;
- *Resistance of the right-angle truss shear connector for composite steel-concrete beams*, submetido à revista *Journal of Construction Steel Research*
- Estudo da influência de parâmetros geométricos na capacidade resistente do conector treliçado, submetido à Revista da Estrutura de Aço – REA.

2. REVISÃO DA LITERATURA

A seguir será apresentado um breve histórico sobre os estudos de vigas mistas aço-concreto, bem como os principais conceitos que regem o comportamento desse elemento estrutural. Neste capítulo também foi abordado sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento em geral e comportamento do conector treliçado, especificamente.

2.1 BREVE HISTÓRICO

Os estudos iniciais sobre estruturas aço-concreto foram desenvolvidos por volta de 1915, na Inglaterra. Esses estudos consistiram em ensaios de sistemas compostos para pisos, realizados pela empresa *Redpath Brow and Company* (MALITE, 1990, p. 01). Entretanto, Griffis (1994) aponta que a execução das primeiras estruturas mistas ocorreu em 1894, quando foi construída a *Rock Rapids Bridge* (Figura 2.1) em Iowa e o edifício *Methodist Building* em Pittsburgh, nos Estados Unidos. Em ambas as estruturas, foram utilizadas vigas de aço de seção I, envolvidas com concreto.



Figura 2.1- *Rock Rapids Bridge* (SMITH, 2013).

As primeiras vigas mistas aço-concreto estudadas eram idealizadas com um perfil de aço embutido no concreto, ou seja, a interação entre os materiais se dava pela força de adesão e atrito. Como exemplo, pode-se citar o estudo da *Dominium Bridge Company of Canada*, que em 1922 realizou ensaios experimentais em painéis de pisos constituídos por vigas de aço de seção I envolvidas ou parcialmente envolvidas na laje de concreto (VIEST, 1960). A interação entre os componentes dos elementos mistos por forças de aderência e atrito são imprevisíveis, e gradualmente esse sistema foi sendo substituído por laje de concreto apoiada sobre a mesa superior do perfil de aço, sendo utilizada conexão mecânica (conectores de cisalhamento) para garantir a interação entre os materiais.

Os estudos com respeito aos conectores de cisalhamento tiveram início em 1933 na Suíça, com a parceria entre a *Swiss Federal Institute for Testing Materials* e o projeto chamado Sistema Alpha. Voellmy e Brunner (1933) analisaram um conector formado por meio de barras circulares com formato helicoidal. Os autores verificaram a influência do diâmetro da barra, o diâmetro da espiral e a resistência do concreto na capacidade resistente do conector. Com os resultados dos ensaios, chegaram a expressões para o cálculo da resistência dos conectores espiral (VIEST, 1960). O *stud bolt*, atualmente o conector de cisalhamento mais utilizado nas estruturas mistas aço-concreto, foi desenvolvido na década de 40 pela *Nelson Stud Welding*.

Segundo Kotinda (2006) a partir do ano de 1940, praticamente todos os estudos realizados com o intuito de investigar o comportamento de vigas mistas utilizaram a conexão mecânica, a partir dos conectores de cisalhamento.

Nos anos 60, inúmeras pesquisas experimentais com viga mista aço-concreto foram realizadas. Como exemplos clássicos pode-se citar os experimentos de Chapman e Balakrishnan (1964) e Davies (1969).

Chapman e Balakrishnan (1964) ensaiaram vigas mistas aço-concreto biapoiadas, com conectores de cisalhamento *stud bolts*, sendo as mesmas carregadas por carga pontual no meio do vão ou carga linearmente distribuída. Os pesquisadores avaliaram o comportamento das vigas e a capacidade da conexão de cisalhamento, a partir do deslocamento vertical medido no meio do vão durante o carregamento e do deslizamento relativo (*slip*) entre o perfil de aço e a laje de concreto, respectivamente.

Davies (1969) ensaiou sete vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por *stud bolts*. Todas as vigas possuíam a mesma seção transversal e foram carregadas até a falha por uma carga pontual no meio do vão. Foi avaliado a influência do espaçamento dos conectores de cisalhamento e taxa de armadura longitudinal da laje no comportamento das vigas.

Com os inúmeros trabalhos experimentais realizados, os pesquisadores concluíram que um deslizamento entre o perfil de aço e laje de concreto ocorria, mesmo que a conexão fosse constituída por conectores de cisalhamento. Este fenômeno ocorre devido ao fluxo de cisalhamento na interface aço-concreto. Surgiram assim os conceitos de conexão com interação total e interação parcial.

As conexões com interação total são as conexões que sofrem deslizamentos desprezíveis na interface aço-concreto. Já as conexões com interação parcial são constituídas pelas conexões que permitem grandes deslizamentos, ocasionando uma descontinuidade nos valores de tensões que devem ser consideradas na análise do comportamento das vigas mistas aço-concreto. Com isso, grande parte dos pesquisadores passou a estudar o comportamento das vigas mistas levando em conta o grau de interação da conexão. Até os dias atuais, diversas pesquisas são desenvolvidas para avaliar o grau de interação entre os componentes das vigas mistas aço-concreto, pode-se citar os trabalhos de Loh, Uy e Bradford (2004a e b), Nie, Fan e Cai (2008), Oehlers *et al.* (1997).

A partir dos anos 80 as pesquisas no campo das estruturas mistas voltaram a se atentar aos conectores de cisalhamento. Devido alguns inconvenientes inerentes a utilização do *stud bolt*, como o custo de aplicação e baixo desempenho à fadiga (VERÍSSIMO *et al.*, 2006), conectores de cisalhamento alternativos passaram a ser desenvolvidos, de modo a atender necessidades estruturais especiais e garantir uma boa relação custo-benefício. Como exemplos de conectores de cisalhamento alternativos pode-se citar: *Perfobond* (LEONHARDT *et al.* (1987), *Crestbond* (VERISSÍMO, 2007), “V” (CAVALCANTE, 2010), Treliçado (BARBOSA, 2016), dentre outros.

2.2 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

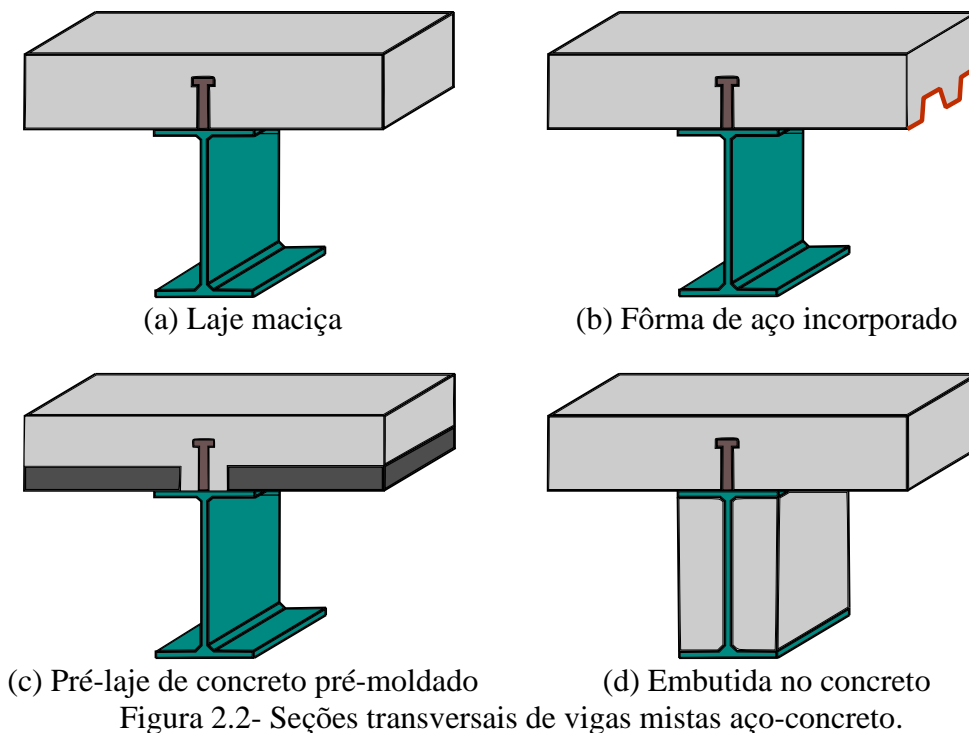
A combinação do aço estrutural e o concreto originam os sistemas estruturais mistos. Nesse sistema os elementos são arranjados de modo que o aço seja o principal responsável por resistir aos esforços de tração e concreto aos esforços de compressão. Deste modo, os elementos estruturais tendem a ser mais eficientes que os elementos estruturais convencionais, pois as principais características dos seus componentes são exploradas, ou seja, tração do aço e compressão do concreto.

As vigas mistas aço-concreto, por exemplo, quando comparadas às vigas metálicas ou às vigas de concreto armado, apresentam de modo geral menor peso, perfil de aço com menor altura, maior rigidez, possibilidade de vencer maiores vão, e conseqüentemente, menor custo.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 as vigas mistas aço-concreto consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, normalmente em perfil I, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje podem ser: maciça (Figura 2.2-a), com fôrma de aço incorporado – *steel deck* (Figura 2.2-b) e com pré-laje de concreto pré-moldado

(Figura 2.2-c). Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão.

A Figura 2.2 mostra uma variação seções transversal de vigas mistas aço-concreto existentes. Nota-se que uma possibilidade é a aplicação do perfil de aço totalmente ou parcialmente embutido no concreto (Figura 2.2-d). Contudo, as vigas mistas mais usuais são aquelas em que o perfil de aço é associado através da sua mesa superior a uma laje de concreto.



O comportamento das vigas mistas aço-concreto é dependente da conexão entre seus componentes (perfil de aço e laje de concreto). Os conectores de cisalhamento, que compõe a conexão das vigas mistas, são responsáveis em limitar o deslizamento longitudinal (*slip*) e a separação transversal (*uplift*) entre o perfil de aço e a laje, garantindo assim a interação entre os componentes da viga mista.

2.2.1 Grau de interação e conexão

Na interface aço-concreto de uma viga mista em trabalho ocorre um fluxo de cisalhamento decorrente das distintas deformações que se desenvolve no aço e concreto. Esse fluxo ocorre quando existem dispositivos que fazem a transferência dos esforços entre o perfil de aço e a laje de concreto, ou seja, os conectores de cisalhamento. Para exemplificar esse fenômeno pode-se

analisar uma situação hipotética de vigas biapoiadas com ação mista e sem ação mista (sem conectores de cisalhamento), conforme Figura 2.3.

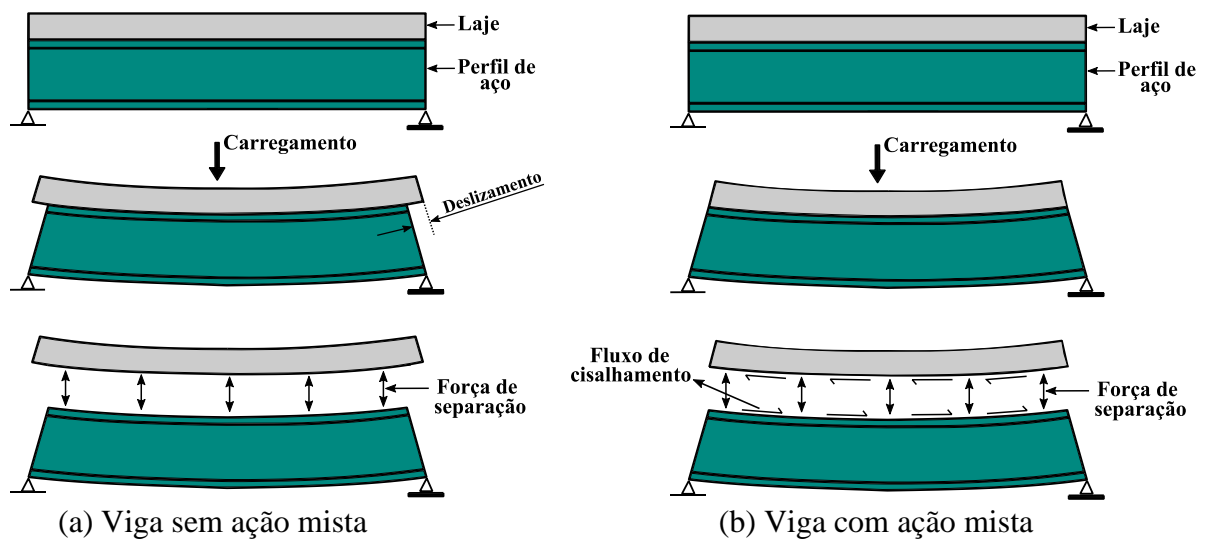


Figura 2.3- Vigas submetidas a flexão.

No caso da viga sem ação mista, também conhecida como híbrida, nota-se que a fibra superior do perfil de aço tende a sofrer um encurtamento maior que a fibra inferior da laje de concreto. Como não há conectores de cisalhamento, o deslizamento na interface aço-concreto ocorre livremente, fazendo os elementos trabalharem isoladamente. Para as vigas com ação mista, um fluxo de cisalhamento ocorre na interface, pois os conectores não permitem o deslizamento longitudinal entre os componentes, fazendo os dois elementos trabalharem de forma conjunta. Além do fluxo de cisalhamento, ocorre também uma força vertical que tente a separar os elementos, tanto na viga com ação mista quanto na híbrida. Esse fenômeno é conhecido com *uplift*.

As vigas mistas aço-concreto podem apresentar grau de interação entre seus componentes total ou parcial. Grau de interação total dá-se quando não ocorre deslizamento entre o perfil de aço e a laje de concreto. Já na interação parcial o deslizamento entre os componentes se desenvolve. Na prática, o deslizamento longitudinal entre os componentes é inevitável, pois o fluxo de cisalhamento tente a deformar os conectores de cisalhamento, e conseqüentemente, gerar o deslizamento (Figura 2.4). Deste modo, pode-se afirmar que a interação total ocorre quando o deslizamento entre os componentes da viga mista pode ser desprezado.

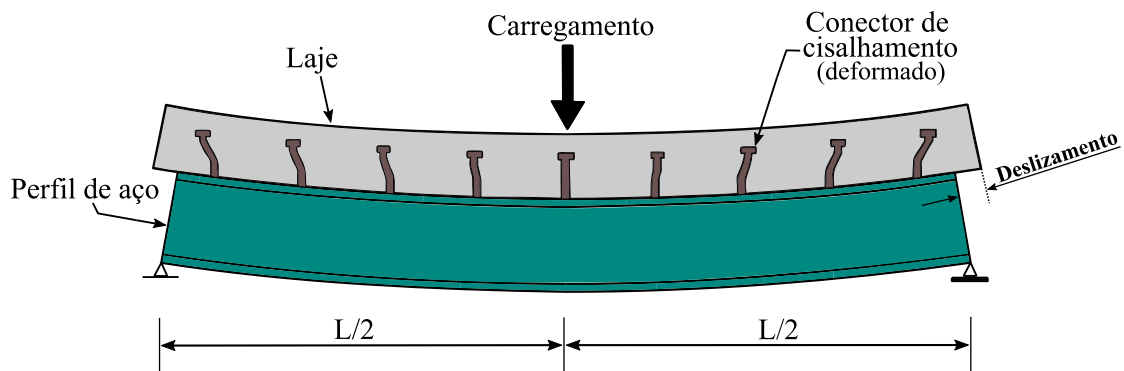


Figura 2.4- Deslizamento na interface aço concreto e deformada dos conectores.

O fluxo de cisalhamento encontra-se distribuído ao longo do comprimento da viga mista, entre pontos de momento fletor nulo e momento fletor máximo. A Figura 2.5 apresenta o fluxo de cisalhamento (q) para uma viga biapoiada. Observa-se que no meio do vão o valor é nulo e nas extremidades é máximo. Para cada trecho entre momentos fletores nulos e máximos, a resultante do fluxo de cisalhamento origina uma força longitudinal, F_h .

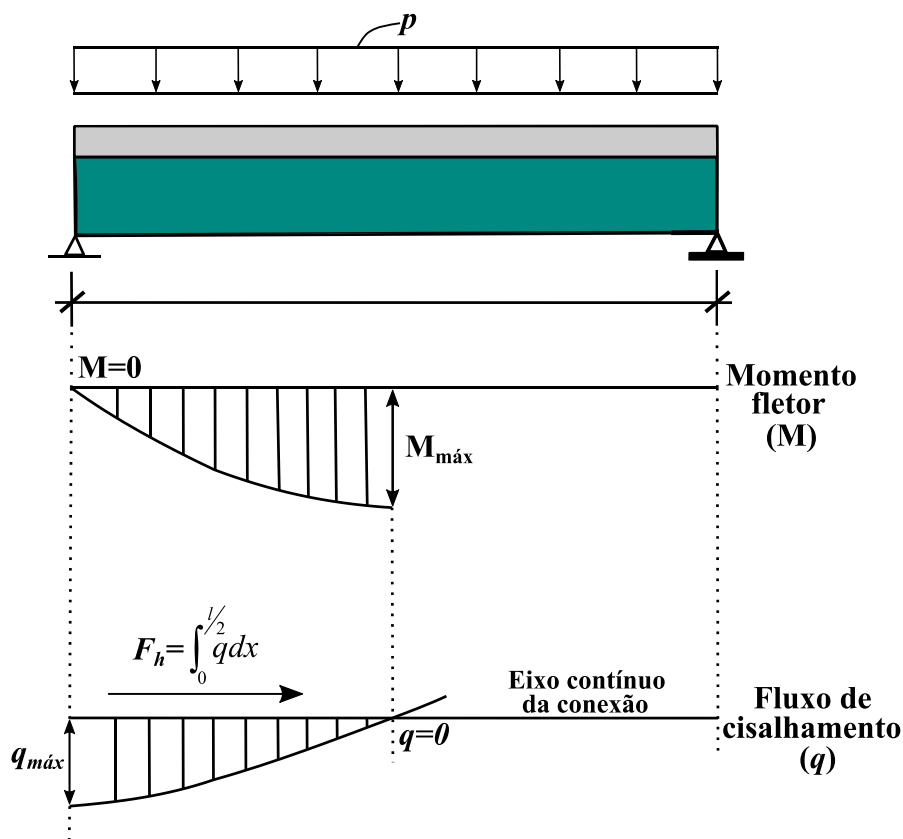


Figura 2.5- Fluxo de cisalhamento ao longo da viga (Modificado de MALITE, 1990).

F_h é quantificada como o menor valor dentre a força resultante de compressão máxima resistida pela laje de concreto e a força resultante que produz o escoamento da seção do perfil de aço.

De modo geral, F_h é o esforço que deve ser transferida entre os componentes da viga mista aço-concreto, portanto, a mesma é utilizada para se determinar o número de conectores de cisalhamento necessários na viga.

Uma importante definição relacionada com a transferência de esforços entre os elementos da viga mista é o grau de conexão (α). Quando o número de conectores de cisalhamento na viga é suficiente para resistir a força F_h tem-se um grau de conexão total, quando o número de conectores de cisalhamento é insuficiente para resistir F_h , tem-se um grau de conexão parcial. O grau de conexão pode ser obtido com a seguinte equação:

$$\alpha = \frac{\sum Q_R}{F_h} \quad (2.1)$$

Onde:

$\sum Q_R$ é o somatório das resistências individuais dos conectores de cisalhamento situados entre as seções de momento fletor nulo e máximo.

O grau de conexão pode ser correlacionado com o tipo de colapso da viga mista. Quando a viga possui grau de conexão total ($\alpha \geq 1$) a mesma sofrerá colapso por flexão, pois a conexão é capaz de transferir os esforços entre os componentes da viga. Já para grau de conexão parcial ($\alpha < 1$), a ruptura ocorrerá na conexão. Neste caso, os conectores deformam muito ou entram em ruptura ocasionando assim o deslizamento excessivo na interface aço-concreto.

No caso da conexão total, pode-se dizer que a mesma não permite os deslizamentos entre perfil de aço e a laje de concreto, o que não se confirma na conexão parcial. Por esse motivo, em algumas literaturas e normativas, caso da ABNT NBR 8800:2008, os termos grau interação e grau de conexão se confundem. Neste trabalho será considerado o termo grau de conexão para as duas definições.

2.2.2 Equilíbrio da seção

O Método da Rigidez Plástica é aplicado na obtenção do equilíbrio da seção na ruptura de vigas mista aço-concreto. Este método requer que o perfil de aço, quando submetido a esforços de compressão, entre em escoamento sem sofrer flambagem local, e que os conectores de cisalhamento sejam dúcteis. Na grande maioria dos casos, os perfis de aço aplicados em vigas mistas possuem essa característica. O Método da Rigidez Plástica é adotado por diversas

normativas (EN 1994-1-1:2004, AISC 360:2010, AS 2327.1:2003, ABNT NBR 8800:2008, dentre outras) para prescrever o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto.

Para o caso de vigas mistas, o Método da Rigidez Plástica considera que as seções planas permanecem planas e que toda seção transversal sofre plastificação, seja ela por tração ou compressão. A Figura 2.6 apresenta a distribuição de tensões na ruptura de uma seção submetida à flexão positiva, para os casos de conexão parcial, total e sem conexão. Sendo que f_c é a resistência à compressão do concreto; $0,85 f_c$ é a resistência à compressão do concreto considerando o efeito *Rusch*; A_c é a área da laje de concreto; f_y é a tensão de escoamento do aço; A_s é a área da seção transversal do perfil de aço; F_{sh} é o somatório das resistências dos conectores presentes no trecho longitudinal considerado.

A força resultante de compressão máxima resistida pela laje de concreto (P_c) e a força resultante que produz o escoamento da seção do perfil de aço (P_s) podem ser obtidos com as Equações (2.2) e (2.3), respectivamente.

$$P_c = 0,85 f_c A_c \quad (2.2)$$

$$P_s = A_s f_y \quad (2.3)$$

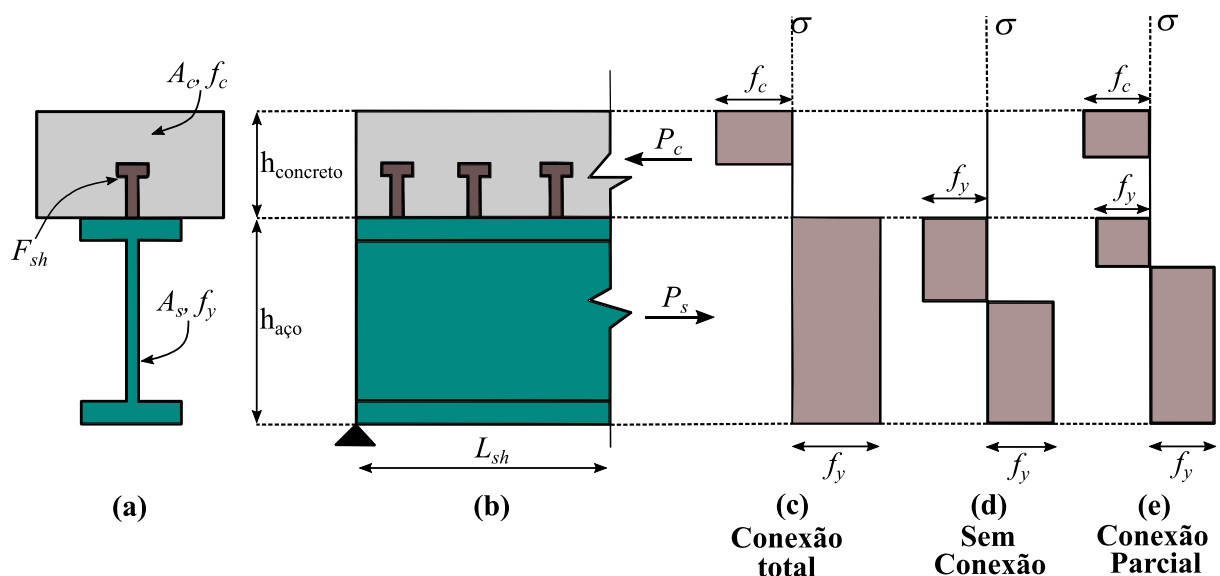


Figura 2.6- Equilíbrio da seção transversal da viga mista (Modificado de OEHLERS *et al.* 1997).

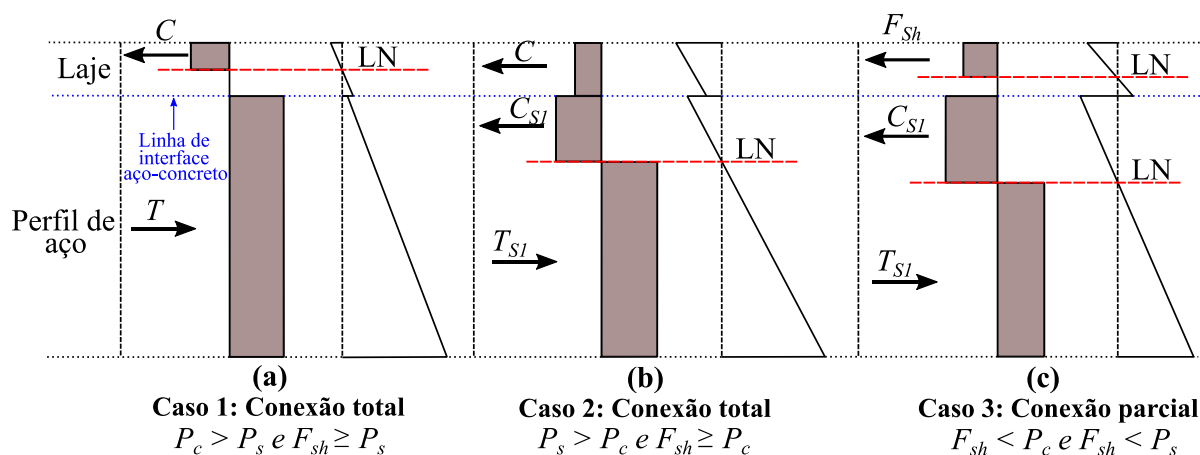


Figura 2.7- Distribuição de tensão e deformação na seção transversal da viga mista (Modificado de OEHLERS e BRADFORD *et al.* 1995).

Na Figura 2.7 observa-se que a distribuição de tensões e deformações na seção transversal da viga mista pode variar de acordo com o grau de conexão. Para a conexão total, onde a resistência dos conectores (F_{sh}) é maior que P_c e P_s , a seção possui apenas uma linha plástica neutra, que pode estar localizada na laje (Caso 1) ou no perfil de aço (Caso 2). Na conexão parcial ($F_{sh} < P_c$ e $F_{sh} < P_s$) ocorrem duas linhas plásticas neutras (Caso 3), a primeira na laje e segunda no perfil de aço. Com as distribuições de tensões, as forças resultantes de cada região podem ser definidas, e conseqüentemente, o momento resistente da seção é determinado. A resistência à tração do concreto não é levada em consideração.

A aplicação da conexão parcial resulta em uma redução da capacidade resistente e rigidez da viga mista. Contudo, oferece uma oportunidade de obter uma melhor correspondência entre o momento solicitante e resistente, além de gerar uma economia no número de conectores de cisalhamento (QUEIROZ, VELLASCO e NETHERCOT, 2007). Em seus estudos Malite (1990) verificou que para vigas mistas com perfil de aço com 300 mm, 500 mm e 700 mm de altura, ocorre uma perda de resistência de 15% quando se altera o grau de conexão de $\alpha = 1$ para $\alpha = 0,5$. Essa redução no grau de conexão originou uma queda de 50% no número de conectores de cisalhamento. O EN 1994-1-1:2004 e a ABNT NBR 8800:2008 estabelecem um limite mínimo para o grau de conexão de 0,4.

2.2.3 Rigidez e ductilidade

O cálculo de deflexão nas vigas mistas aço-concreto é realizado a partir de uma análise elástica, tomando-se a rigidez efetiva da seção (EI_{ef}), sendo E o módulo de elasticidade do perfil de aço e I_{ef} a inércia efetiva da viga mista.

A rigidez efetiva de uma viga mista é dependente das características da conexão aço-concreto. Quanto maior o deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto, menor a rigidez da viga mista. Deste modo, tem-se que vigas com grau de conexão parcial possui menor rigidez quando comparadas às vigas com grau de conexão total, conseqüentemente, sofrem maiores deflexões.

A inércia efetiva da seção mista é calculada a partir da ideia de transformação de seção, além de considerar o efeito do deslizamento na interface aço-concreto. O EN 1994-1-1:2004 prescreve a seguinte equação para determinação da inércia efetiva:

$$I_{ef} = \frac{2I_s I_{tr}}{(1 + \alpha)I_s + (1 - \alpha)I_{tr}} \quad (2.4)$$

Onde I_s é a inércia do perfil de aço isolado, I_{tr} é a inércia da seção mista homogeneizada e α o grau de conexão (limitado a 1 para graus de conexão maior que 1). I_{tr} é obtido com a largura efetiva da laje de concreto dividida pela razão $\alpha_m = E/E_c$, onde E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

Já para o AISC 360:2005 e a ABNT NBR 8800:2008 a inércia efetiva pode ser determinada por:

$$I_{ef} = I_s + \sqrt{\alpha}(I_{tr} - I_s) \quad (2.5)$$

O AISC 360:2010 define a inércia efetiva a partir da multiplicação da Equação (2.5) por 0,75. Na norma australiana AS 2327.1:2003, I_{ef} é calculado com a Equação (2.6).

$$I_{ef} = I_{tr} + 0,6(1 - \alpha)(I_s - I_{tr}) \quad (2.6)$$

Pela norma chinesa GB 50017-2003:2006, a inércia efetiva pode ser determinada pelas expressões:

$$I_{ef} = \frac{I_{tr}}{1 + \xi} \quad (2.7)$$

$$\xi = \frac{18E_s d_{cc} A_0}{0,85 f_c A_c \alpha (h + t_c) L} \left[0,4 - \frac{2,286E_s I_0}{0,85 f_c A_c \alpha A_1 L} \right]$$

$$A_0 = \frac{A_c A_s}{\alpha A_s + A_c}$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_{cc}^2}{A_0}$$

$$I_0 = I_s + \frac{I_c}{\alpha}$$

Onde d_{cc} é a distância entre o centroide do perfil de aço e a laje, A_s e A_c são as áreas da seção transversal do perfil de aço e da laje respectivamente, e I_s e I_c a inércia do perfil de aço e laje, respectivamente.

É notório que existem diferenças consideráveis nos procedimentos de cálculo das normativas, produzindo uma divergência nos valores de deflexões calculadas. Isso se dá devido ao complexo comportamento das conexões das vigas mistas, dificultando a prescrição da inércia e consequentemente da rigidez desse tipo de estrutura. Atualmente, pesquisas como a de Xing *et al.* (2016) são desenvolvidas com o objetivo de propor expressões condizentes com ensaios experimentais e que melhor prescrevam a rigidez efetiva das vigas mistas.

A ductilidade é correlacionada com a capacidade que a viga mista tem de sofrer deflexão antes de romper. Rotter e Ansourian (1979) sugeriram um parâmetro para quantificar a ductilidade de vigas mistas (χ), dado por:

$$\chi = \frac{0,72 f_c b_c \varepsilon_{cu} (h_s + t_c)}{A_s f_y (\varepsilon_{sh} + \varepsilon_{cu})} \quad (2.8)$$

Onde f_c é a resistência à compressão do concreto, b_c a largura efetiva da laje, ε_{cu} a deformação última à compressão do concreto, h_s a altura do perfil de aço, t_c a espessura da laje, A_s a área da seção transversal do perfil de aço, f_y a tensão de escoamento do aço e ε_{sh} representa a deformação de início de endurecimento do aço. A Figura 2.8 mostra o parâmetro de ductilidade normalizado pelos parâmetros geométricos ($\chi / [b_c (h_s + t_c) / A_s]$) para aços com tensão de escoamento de 235 MPa a 960 MPa e concreto com resistência à compressão de 20 MPa a 100 MPa. A deformação última do concreto foi determinada de acordo com o EN 1992-1-1:2004.

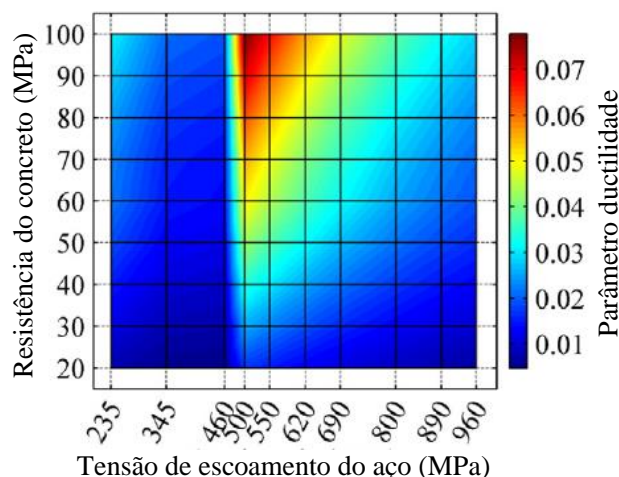


Figura 2.8- Parâmetro de ductilidade normalizado para várias resistências de aço e concreto (BAN *et al.*, 2016).

Na Figura 2.8 observa-se que os maiores valores de ductilidade ocorrem para concretos com alta resistência. Nesses casos, a ruptura da viga é dada pelo escoamento do perfil de aço, caracterizada por ser dúctil. A ductilidade máxima ocorre em uma região com maiores valores de resistência do concreto e tensão de escoamento do aço por volta de 500 MPa. Isso ocorre, pois, para aços com esse nível de tensão de escoamento o patamar de escoamento deixa de existir, ou seja, a deformação de escoamento passa a ser igual a ε_{sh} .

É importante salientar que o parâmetro de ductilidade proposto por Rotter and Ansourian (1979) não considera os efeitos do grau de conexão da viga mista.

A ductilidade das vigas mistas também pode ser computada pela relação Δ_u/Δ_y ou θ_u/θ_y . Δ_y é a deflexão correspondente a carga que limita a proporcionalidade da curva carga *versus* deslocamento no meio do vão de uma viga mista simplesmente apoiada. Δ_u é a deflexão correspondente a carga última da viga mista. θ_u e θ_y são obtidas a partir da curva momento *versus* rotação de uma viga mista, sendo definidas como as rotações correspondentes ao momento de escoamento (M_y) e momento último (M_u), respectivamente, conforme Figura 2.9.

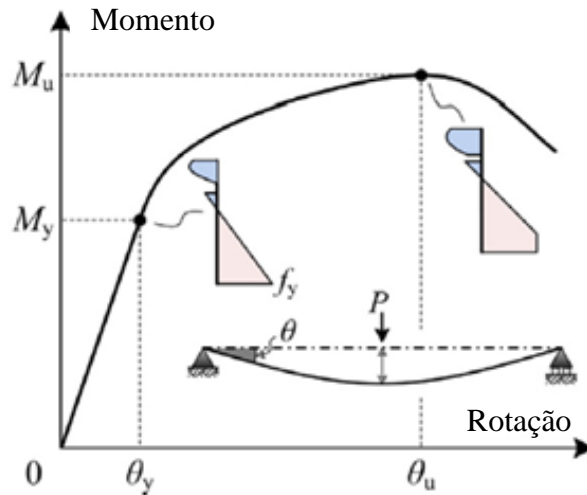


Figura 2.9- Definição da capacidade de rotação (BAN *et al.*, 2016).

Xing *et al.* (2016) ensaiaram vigas mistas com lajes maciças de concreto com fibra de borracha incorporada. Para avaliar a ductilidade das vigas, o autor utilizou a relação Δ_u/Δ_y . Ao comparar duas vigas com mesma geometria e propriedades dos materiais, no entanto graus de conexão de 0,5 e 0,68 verificou-se que as relações Δ_u/Δ_y foram 6,15 e 4,04, respectivamente. Nota-se, que o aumento do grau de conexão provocou uma redução na ductilidade das vigas ensaiadas.

Segundo Ban *et al.* (2016) a relação θ_u/θ_y geralmente tende a aumentar com a redução do grau de conexão da viga mista. Para quantificar a ductilidade de vigas mistas submetidas à flexão positiva, os autores desenvolveram uma equação empírica que determina a razão θ_u/θ_y :

$$\frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{3500 \cdot e^{-1,7x_{pl}}}{f_y(L/D)^{0,4}} + 1 \quad (2.9)$$

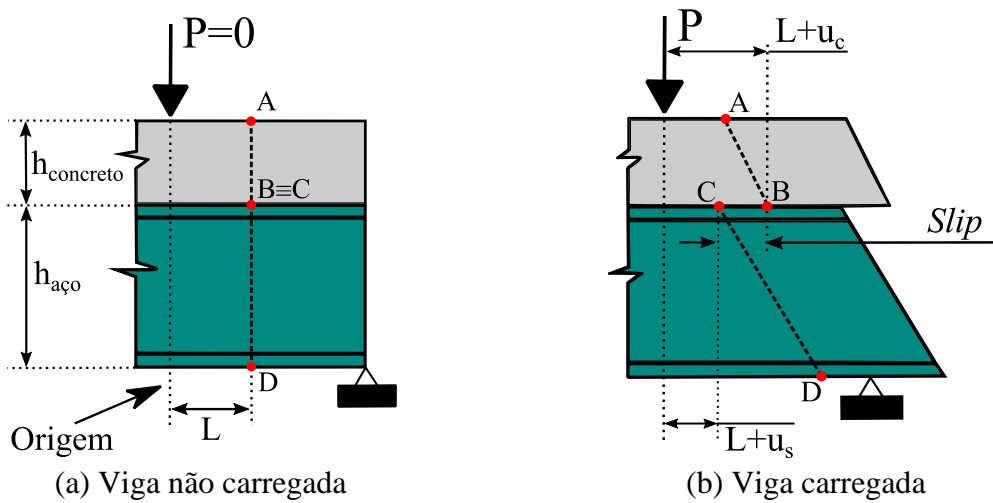
Onde L é o vão, D a altura total da seção transversal da viga mista (soma da altura do perfil de aço e a espessura da laje) e x_{pl} é a distância entre a linha neutra plástica e a fibra externa da laje de concreto sobre compressão dividida pela altura total da seção transversal da viga mista.

2.2.4 Deslizamento na interface aço-concreto

O comportamento da viga mista é diretamente afetado pelo deslizamento (ou *slip*) na conexão da interface aço-concreto. Oehlers e Bradford (1995) aborda o *slip* como o deslizamento relativo entre a superfície superior do perfil de aço e a superfície inferior do concreto. Quanto maior o *slip* desenvolvido na viga, menor o seu grau de interação.

A Figura 2.10-a apresenta um trecho próximo ao apoio de uma viga mista não carregada. Observa-se uma seção A-B-C-D, sendo o seguimento A-B a laje de concreto e C-D o perfil de aço. Mesmo sendo coincidentes, B e C são independentes. L é a distância entre o ponto de aplicação de carga e a seção A-B-C-D. Ao ser carregada a viga e consequentemente a seção A-B-C-D, deformam conforme Figura 2.10-b. O esforço de flexão gerado tende a fazer as fibras da superfície superior do concreto e perfil de aço reduzir de tamanho e as inferiores alongar, causando o deslizamento na interface aço-concreto. Se as novas posições de B e C são $L+u_c$ e $L+u_s$, respectivamente, o *slip* (s) pode ser obtido por:

$$s = u_c - u_s \quad (2.10)$$



(a) Viga não carregada (b) Viga carregada
 Figura 2.10- Desenvolvimento do *slip* (OEHLERS e BRADFORD, 1997).

A distribuição do *slip* ao longo do comprimento da viga é semelhante a distribuição do fluxo de cisalhamento (Figura 2.5). O *slip* apresenta valores mínimos nos pontos de momento fletor máximo, e valores máximos nos pontos de momento fletor nulo. Para o caso de vigas biapoiadas, o *slip* é zero no meio do vão e vai incrementando à medida que se aproxima dos apoios, onde atinge-se o *slip* máximo.

Em seus ensaios experimentais de vigas mistas aço-concreto biapoiadas, Xing *et al.* (2016) mensurou o *slip* em vários pontos da viga. Na Figura 2.11 pode-se observar a distribuição do *slip* na metade de um dos modelos com o decorrer do carregamento. É notório que no meio do vão (1850 mm) o *slip* é nulo, e possui valores máximos na extremidade da viga (250 mm), em todos os níveis de carregamento.

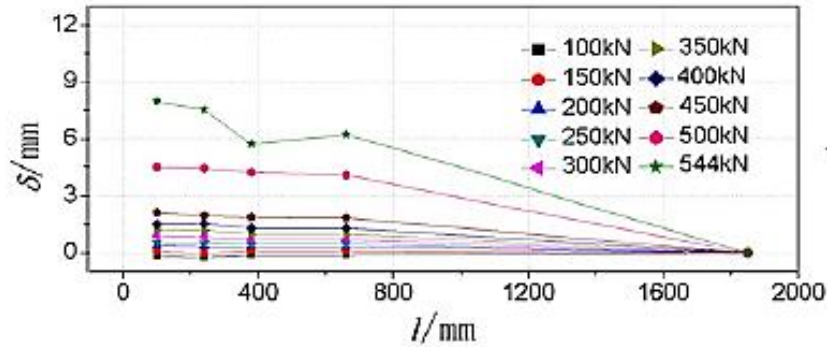


Figura 2.11- Distribuição do *slip* da extremidade ao meio do vão da viga mista aço-concreto (XING *et al.*, 2016).

Como já mencionado, o fluxo de cisalhamento que ocorre na interface aço-concreto das vigas mistas deve ser resistido pelos conectores de cisalhamento. A deformação dos conectores ao suportar esse esforço é o que faz ocorrer o *slip* ao longo da viga. Contudo, pode-se afirmar que quanto maior o grau de conexão da viga, e conseqüentemente o número de conectores, menor será o *slip* desenvolvido na viga.

Zona e Ranzi (2014) desenvolveram um modelo numérico não-linear com o objetivo de avaliar o *slip* na conexão de vigas mistas aço-concreto. Com as análises numéricas realizadas, foi possível determinar a distribuição do *slip* ao longo do comprimento das vigas. A Figura 2.12 apresenta a distribuição típica do *slip* em vigas mistas com vão (L) de 25 m. O modelo PR10-U-C1-S1 possui grau de conexão inferior ao PR10-N2-C1-S1, que tem grau de conexão inferior ao PR10-N3-C1-S1.

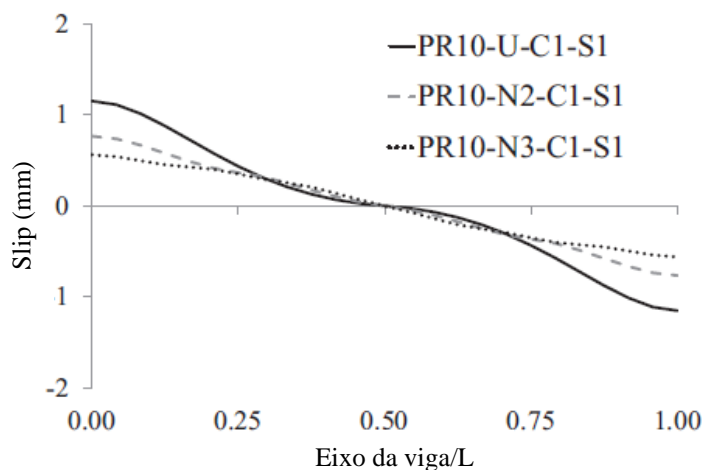


Figura 2.12- *Slip* em vigas mistas com diferentes graus de conexão (ZONA e RANZI, 2014).

2.3 FUNDAMENTOS DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

As forças de aderência e de atrito, mesmo em pequenas parcelas, absorvem esforços na interface aço-concreto de um elemento estrutural misto carregado. Contudo, devido às incertezas e

complexidade envolvidas nesses fenômenos, é muito difícil quantificar essas forças. A EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008 não levam em consideração esse efeito no cálculo da capacidade resistente das estruturas mistas. Essas normativas prescrevem que é de caráter obrigatório a aplicação de conectores de cisalhamento para garantir a transferência dos esforços que incidem na interface aço-concreto das estruturas mistas. De modo geral, a eficiência das vigas mistas consiste na garantia da transferência dos esforços entre o perfil de aço e a laje de concreto (QURESHI, LAM e YE, 2011).

No campo das vigas mistas, os conectores de cisalhamento podem ser definidos como dispositivos mecânicos, soldados, cravados ou parafusados nos perfis de aço, que têm como principal função absorver os esforços longitudinais na interface aço-concreto, e consequentemente, impedir o *slip*, bem como impedir a separação vertical entre o perfil de aço e laje de concreto, fenômeno conhecido como *uplift* (Figura 2.3).

O comportamento das vigas mistas aço-concreto é plenamente dependente da capacidade resistente e ductilidade do conector de cisalhamento.

2.3.1 Capacidade resistente

Pelo levantamento de inúmeros estudos que avaliaram o comportamento de conectores de cisalhamento, pode-se afirmar que a capacidade resistente da conexão é dependente da geometria e propriedades do material dos conectores de cisalhamento, resistência do concreto, taxa de armadura transversal da laje, dentre outros parâmetros.

O ensaio *push-out*, normatizado pela EN 1994-1-1:2004, é utilizado para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento. Este ensaio será detalhado em tópico posterior. Com os resultados de três modelos *push-out* idênticos, em que a diferença entre a carga máxima de cada modelo e carga máxima média dos três não exceda 10%, a resistência de cálculo do conector de cisalhamento pode ser determinada pela Equação (2.11). Caso a diferença entre alguns dos modelos e a média seja superior a 10%, pelos menos mais três ensaios devem ser realizados e avaliados de acordo com o Anexo D da EN 1990:2002.

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.11)$$

Onde:

P_{Rk} : resistência característica, sendo a carga de ruptura mínima dentre os modelos, dividido pelo número de conectores e reduzido em 10%;

f_u : resistência última especificada para o material do conector;

f_{ut} : resistência última do material do conector obtida por ensaio;

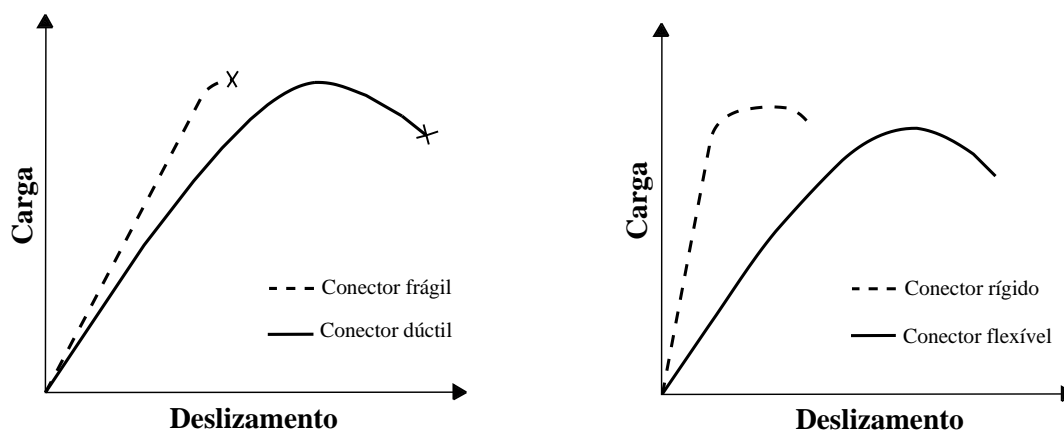
γ_V : fator parcial de segurança (A EN 1994-1-1:2004 recomenda um valor de 1,25).

Para a EN 1994-1-1:2004, é obrigatório a execução do ensaio *push-out* quando se deseja aplicar nas estruturas mistas conectores de cisalhamento não normatizados. Para os conectores prescritos em norma, caso do *stud bolt* e conector “U” (ABNT NBR 8800:2008), formulações para o cálculo da capacidade resistente estão presentes nas normativas. Essas formulações são advindas de estudos prévios encontrados na literatura. Conectores de cisalhamento alternativos devem ser submetidos ao ensaio *push-out* para que sejam avaliadas suas características mecânicas, e conseqüentemente, sua potencialidade de aplicação em estruturas mistas.

Além da capacidade resistente, a partir do ensaio *push-out* pode-se obter parâmetros como rigidez, ductilidade e *uplift*.

2.3.2 Rigidez e ductilidade

Quanto à rigidez os conectores de cisalhamento podem ser classificados em: rígidos ou flexíveis (VERÍSSIMO, 2007). Os conectores flexíveis deformam-se sobre cargas de serviço, permitindo o *slip* na interface aço-concreto. Este tipo de conector caracteriza-se por possuir ruptura dúctil, ou seja, sofre grandes deformações antes de romper. Os conectores rígidos não sofrem deformação sobre carga de serviço e praticamente não há *slip* na interface aço-concreto. Os projetistas devem ser cuidadosos ao optar por esse tipo de conector, pois seu modo de ruptura é caracterizado por ser frágil, com o esmagamento ou cisalhamento do concreto. A Figura 2.13 apresenta curvas carga x deslizamento, ilustrando a classificação dos conectores de cisalhamento quanto a sua ductilidade e rigidez.



(a) Quanto ao modo de ruptura

(b) Quanto à rigidez

Figura 2.13- Classificação dos conectores de cisalhamento (Modificado de Dutra, 2014).

Quando uma viga mista biapoiada com conectores de cisalhamento dúcteis é submetida a carregamento crescente, os conectores mais solicitados (extremidades da viga) ao atingirem sua capacidade resistente podem continuar a deformar-se sem romper, de modo que os conectores adjacentes passam a suportar os acréscimos da força de cisalhamento. Este processo realiza a redistribuição do fluxo de cisalhamento fazendo com que todos os conectores sejam solicitados igualmente. Por esse motivo, os conectores dúcteis podem ser espaçados uniformemente ao longo da viga mista (MALITE, 1990).

No caso dos conectores rígidos, os mesmos devem ser espaçados ao longo da viga de acordo com a distribuição do fluxo de cisalhamento, já que sofrem pequenas deformações, e conseqüentemente, não permitem a redistribuição dos esforços entre conectores (VERÍSSIMO, 2007).

A EN 1994-1-1:2004 classifica os conectores de cisalhamento, quanto sua ductilidade, de acordo com a magnitude do *slip* característico (δ_{uk}), obtido a partir do ensaio *push-out*. O conector é dito dúctil quando o *slip* característico é superior a 6,0 mm. Sendo o conector classificado com dúctil, considera-se que o mesmo apresenta comportamento plástico ideal, ou seja, quando o elemento misto é carregado, ocorre distribuição dos esforços entre os conectores e todos eles são mobilizados igualmente. Caso $\delta_{uk} \leq 6,0$ mm, não é correto considerar distribuição dos esforços nos conectores, sendo os conectores solicitados de acordo com o fluxo de cisalhamento atuante na interface aço-concreto.

Um fato importante a se pontuar é que os conectores flexíveis, caso do *stud bolt*, quando presentes em vigas mistas submetida à cargas cíclicas são propensos a sofrer danos por fadiga

(VERÍSSIMO *et al.*, 2006), já que deformam-se sobre carga de serviço. Nessas situações os conectores rígidos são mais adequados. O *Perfobond* (Figura 2.14) é um tipo de conector rígido, que foi desenvolvido com o objetivo de aplicá-lo em vigas mistas de pontes (KIM *et al.*, 2016), onde as cargas são altamente variáveis.

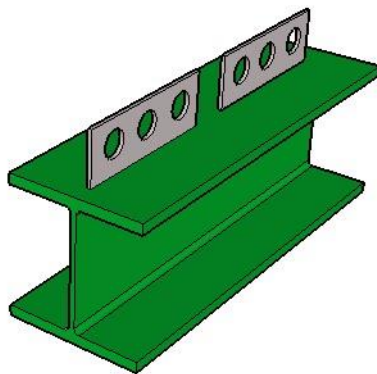


Figura 2.14- Conector *Perfobond*.

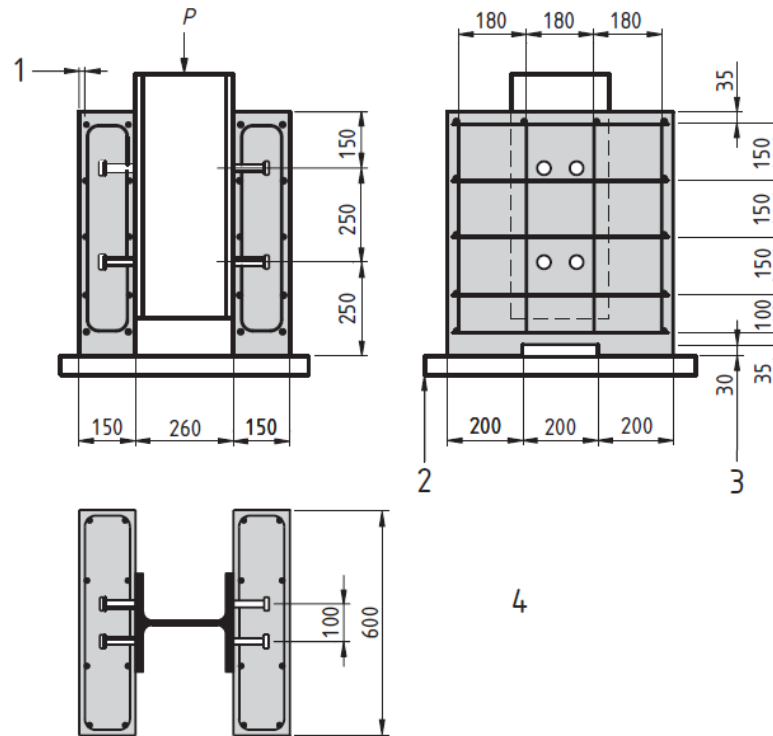
2.3.3 Ensaio *push-out*

O ensaio *push-out* é realizado com o intuito de avaliar o desempenho de conectores de cisalhamento em estruturas mistas de aço e concreto. A EN 1994-1-1:2004 regulamenta as especificações e procedimentos de ensaio, que segundo Veríssimo (2007) eram executados de formas diferentes em diversos lugares do mundo.

O modelo de ensaio consiste em duas lajes de concreto armado, com dimensões 60x65x15 cm, conectadas a um perfil de aço por meio dos conectores de cisalhamento que se deseja avaliar. A Figura 2.15 apresenta um esquema do modelo com a utilização de *stud bolt* (milímetros como unidade de medida).

Como apresentado na Figura 2.15, as lajes são apoiadas na parte inferior e o carregamento é aplicado na parte superior do perfil de aço até que ocorra o colapso da conexão. Durante esse processo, registra-se o deslizamento longitudinal entre o perfil e a laje, com o respectivo carregamento, em intervalos de tempo pré-fixados. Ao final do ensaio, um conjunto de dados é adquirido, e a curva carga-deslizamento pode ser plotada.

A análise do comportamento do conector de cisalhamento consiste na determinação de quatro características: a capacidade resistente, rigidez, ductilidade e *uplift*. Os três primeiros parâmetros são obtidos a partir da curva carga-deslizamento. Na Figura 2.16 observa-se uma curva carga-deslizamento alcançada por meio do ensaio *push-out* realizado em conectores treliçados por Barbosa (2016).



1. Cobrimento de 15 mm;
2. Base em argamassa ou gesso;
3. Recuo opcional;
4. Barras de reforço da laje com diâmetro de 10 mm, alta aderência, e com $450 \leq f_{sk} \leq 550 \frac{N}{mm^2}$; Perfil de aço: HE 260 B ou 254x254x89 kg UC.

Figura 2.15- Modelo para ensaio *push-out* com conectores *stud bolt* (EN 1994-1-1:2004).

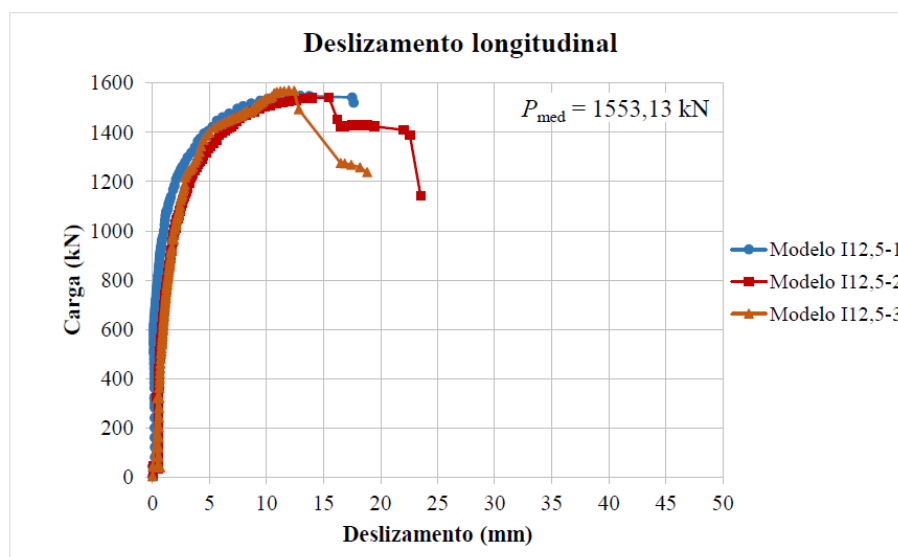


Figura 2.16- Curva carga-deslizamento para três modelos *push-out* com conector treliçado de 12,5 mm (BARBOSA, 2016).

Como mencionado no item 2.3.1, a capacidade resistente do conector de cisalhamento pode ser obtida por meio da resistência característica do modelo *push-out*, definida como a menor carga

de ruptura dentre os modelos experimentais reduzida em 10%. A Figura 2.17 ilustra o progresso do carregamento e *slip* durante ensaios experimentais, onde é indicada a resistência característica (P_{Rk}) do modelo. A rigidez do conector de cisalhamento pode ser obtida pela inclinação do trecho inicial da curva carga-deslizamento.

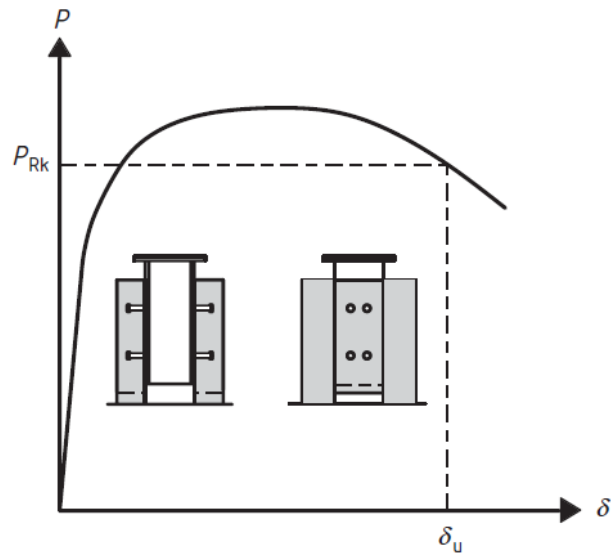


Figura 2.17- Curva carga-deslizamento representativa (EN 1994-1-1:2004).

Ainda na Figura 2.17, observa-se a indicação da capacidade de deslizamento do modelo (δ_u), dado pelo deslizamento equivalente à resistência característica (P_{Rk}). O deslizamento característico (δ_{uk}), parâmetro utilizado para classificar o conector de cisalhamento quanto à ductilidade, é dado pelo δ_u reduzido em 10%.

O *uplift* é medido quando o carregamento alcança 80% da carga de ruptura do modelo. De acordo com a EN 1994-1-1:2004, o *uplift* deve ser inferior a 50% do *slip*, no mesmo carregamento.

2.4 CONECTOR DE CISALHAMENTO TRELIÇADO

Este tipo de conector de cisalhamento foi desenvolvido por Barbosa (2016), com o intuito de oferecer uma alternativa viável à utilização do *stud bolt*. O mesmo é fabricado com vergalhões de aço CA-50 dobrados com formato triangular isósceles, sendo denominado assim de “conector treliçado”. O mesmo está registrado no INPI – Instituto Nacional da Propriedade Industrial com número de registro: BR302016002949-0. Além do conector treliçado com formato triangular isósceles, Barbosa (2016) também desenvolveu o conector treliçado com formato triangular reto, contudo apenas o primeiro foi explorado neste estudo. Com isso,

sempre quando for citado o termo “conector treliçado”, estará referindo-se ao conector treliçado com formato isósceles.

O conector treliçado apresenta inúmeras vantagens quando comparado ao *stud bolt*. Dentre elas podem-se citar os altos valores de capacidade resistente, matéria-prima de baixo custo, fácil fabricação, não dependência de equipamentos específicos para instalação.

Barbosa (2016) idealizou a geometria do conector treliçado conforme Figura 2.18. O conector possui uma configuração geométrica de um triângulo isóscele, com altura de 130 mm e ângulo entre hastes inclinadas de 60°. As pernas horizontais que possibilitam a fixação por solda do conector no perfil de aço possuem 35 mm de comprimento. Como auxílio ao combate ao *uplift*, os conectores treliçados possuem uma barra de 40 mm de comprimento e 16 mm de diâmetro no vértice superior. Ou seja, esse dispositivo tem papel semelhante ao da “cabeça” do conector *stud bolt*.

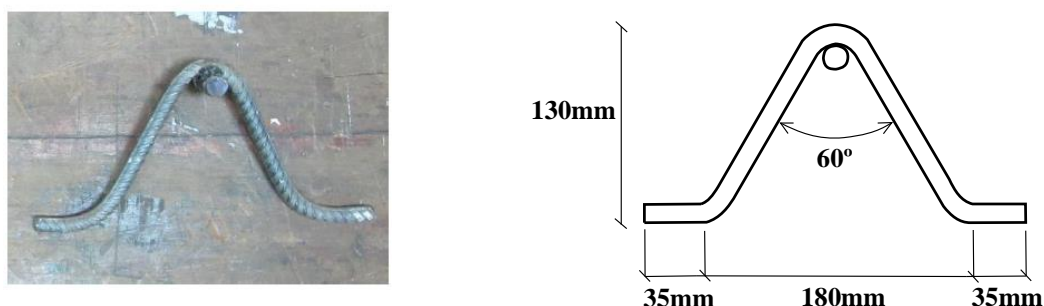


Figura 2.18- Geometria idealizada para conector treliçado (Modificado de BARBOSA, 2016).

2.4.1 Comportamento estrutural

Para avaliar o comportamento mecânico do conector de cisalhamento treliçado, Barbosa (2016) realizou 12 ensaios experimentais *push-out*, sendo 3 modelos com conectores *stud bolt* com diâmetro de 19,0 mm e altura de 130 mm, tomados como referência na análise dos resultados dos modelos com conectores treliçados. Os demais modelos foram compostos com conectores treliçados com diâmetros de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm. A Figura 2.19 mostra uma ilustração dos modelos *push-out* com conectores treliçados.

Todos os modelos ensaiados foram instrumentados com LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) e extensômetros, conforme Figura 2.20. Para medição do *slip* foram posicionados dois LVDTs na vertical (LVDT-V1 e LVDT-V2), e para o *uplift* foram utilizados dois LVDTs na horizontal (LVDT-H1 e LVDT-H2). Os extensômetros (EC1 e EC2) foram posicionados nas hastes inclinadas do conector treliçado.

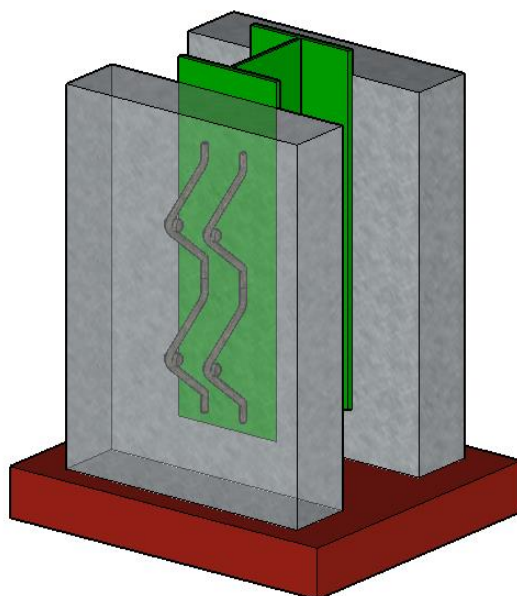


Figura 2.19- Ilustração tridimensional do modelo *push-out* com conectores treliçados.

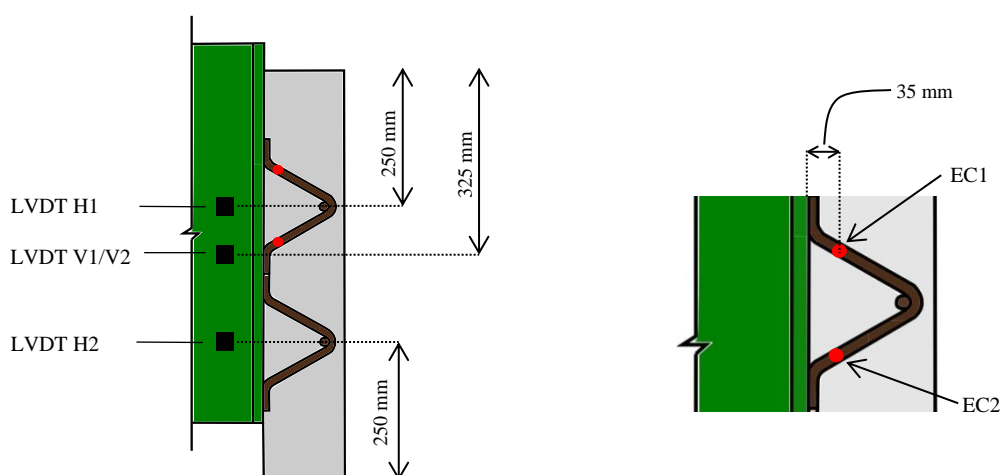


Figura 2.20- Posicionamento dos extensômetros e LVDTs no modelo *push-out* ensaiado por Barbosa (2016).

Com respeito à capacidade resistente, o conector treliçado com diâmetro de 12,5 mm apresentou resistência 55,77% superior ao *stud bolt*, mesmo possuindo uma área de seção transversal inferior. Além disso, todos os conectores treliçados (diâmetros de 12,5 mm, 10,0 mm e 8,0 mm) apresentaram relação resistência/área da seção transversal superior à do *stud bolt*, comprovando assim a eficiência do conector treliçado. A Tabela 2.1 detalha o que foi comentado acima. Em todos os modelos ensaiados, a laje possuía concreto com resistência à compressão de 34 MPa.

Tabela 2.1- Relações carga última/seção transversal obtidas por *push-out* experimentais (BARBOSA, 2016).

Modelo	Conector-diâmetro (mm)	Pu (kN)	$Pu_{méd}$ (kN)	As (cm ²)	$Pu_{méd}/As$ (kN/cm ²)
S19-1	S-19,0	115,10	124,63	2,84	43,88
S19-2		126,28			
S19-3		132,50			
I8-1	CT-8,0	73,10	74,72	1,01*	73,98
I8-2		75,13			
I8-3		75,93			
I10-1	CT-10,0	112,13	115,19	1,57*	73,37
I10-2		122,10			
I10-3		111,35			
I12,5-1	CT-12,5	193,58	194,14	2,45*	79,24
I12,5-2		192,60			
I12,5-3		196,25			

S – Stud bolt; CT – Conector treliçado

Pu - Carga última

$Pu_{méd}$ - Carga última média

As - Área da seção transversal

* Soma das áreas das duas hastes

De acordo com o critério de classificação da EN 1994-1-1:2004, todos os conectores analisados por Barbosa (2016) foram classificados como dúcteis, tendo como benefício, a possibilidade de considerar o comportamento de deformação plástica ideal na ruptura. As prescrições de *uplift* também foram atendidas.

Com a análise das deformações nos conectores obtidas a partir dos extensômetros, *slip* e *uplift*, Barbosa (2016) descreveu o comportamento do conector treliçado durante o ensaio. O comportamento é definido em duas fases, a 1ª fase abrange o início do ensaio até aproximadamente 80% da carga de ruptura, nela o *slip* é predominante; a 2ª fase constitui-se da parte final ensaio, com predominância de *slip* e *uplift*. Na fase inicial (1ª fase) as hastes superiores dos conectores trabalham sobre compressão. Com o acréscimo dos valores de *uplift* (2ª fase), uma inversão de esforço ocorre nas hastes superiores, passando a ser solicitadas por esforços de tração. As hastes inferiores trabalham preponderantemente a tração durante todo o ensaio (1ª e 2ª fase). A Figura 2.21 ilustra o comportamento dos conectores treliçados no decorrer do ensaio *push-out*.

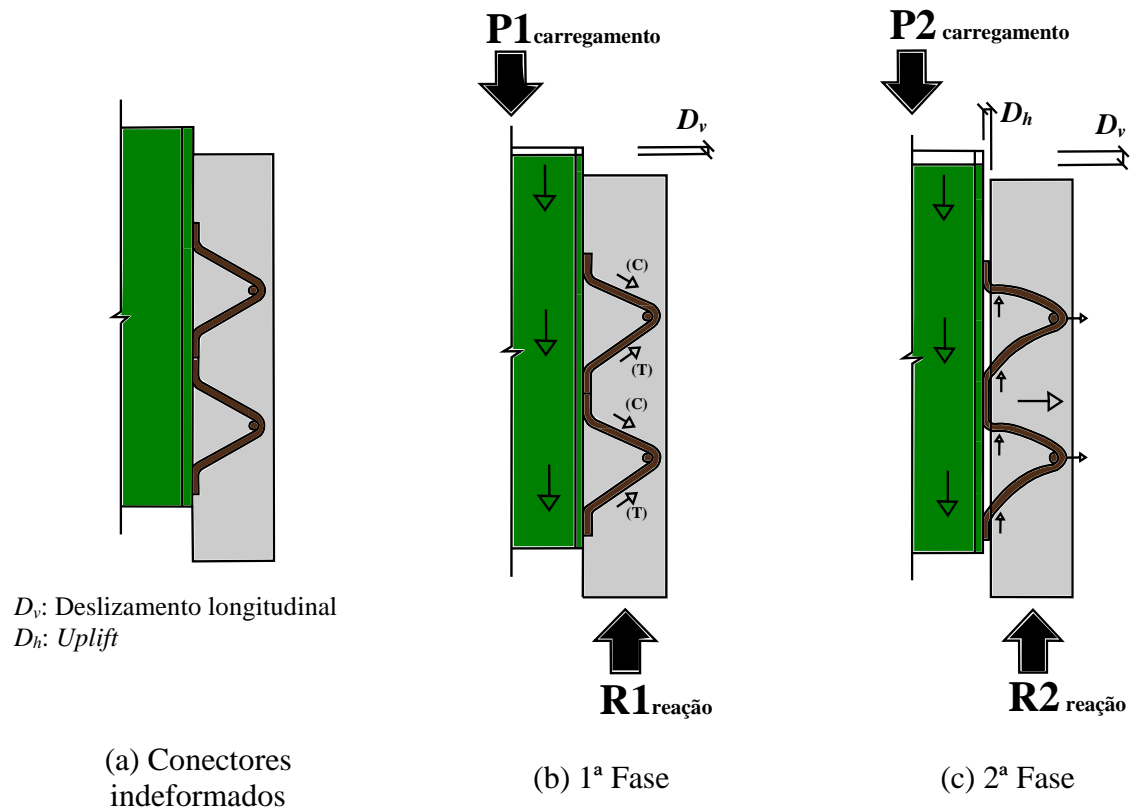


Figura 2.21- Comportamento estrutural dos conectores treliçados (Modificado de BARBOSA, 2016).

Bezerra *et al.* (2018-a) e Lima (2018) realizaram simulações numéricas de modelos *push-out* com conectores treliçados. Os resultados numéricos corroboram com a descrição do comportamento do conector treliçado realizada por Barbosa (2016).

As Figuras 2.22, 2.24 e 2.25 exibem os resultados das simulações numéricas de Lima (2018) para o modelo *push-out* com conectores de 8,0 mm de diâmetro. A Figura 2.22 apresenta a deformada e a distribuição das tensões de *Von Mises* nos conectores no momento de carga última do modelo. Pela deformada dos conectores, nota-se que o conector treliçado trabalha predominantemente sobre esforços axiais. Uma das hastes é submetida à tração (T), enquanto a outra à compressão (C).

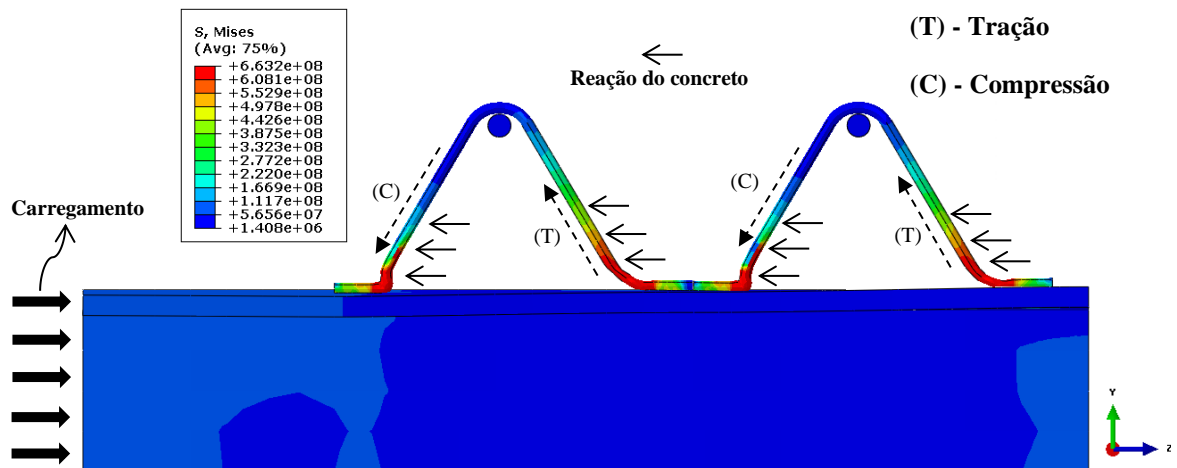


Figura 2.22- Distribuição de tensões (em Pa) e deformada do conector treliçado de 8,0 mm no momento de carga última do modelo *push-out* (LIMA, 2018).

2.4.2 Modos de ruptura

Barbosa (2016) observou em seus ensaios experimentais que o conector de cisalhamento treliçado caracteriza-se pelo rompimento na haste submetida à tração. A ruptura ocorre na região inferior do conector, como observado nas Figuras 2.22 e 2.23-b. É importante destacar que a ligação por solda entre os conectores treliçados e o perfil de aço permanece intacta, o que não ocorreu nos modelos *push-out* com *stud bolt*.

A haste do conector treliçado que é submetida à compressão, mantém a união entre as lajes e o perfil de aço após ruptura, diferentemente dos modelos com conectores *stud bolt*, onde houve destacamento das lajes. Este fato oferece maior segurança para estruturas mista com conectores treliçados, pois o mesmo não permite a total separação dos componentes, mesmo após a ruptura da peça.



(a) Modelo com *stud bolt*

(b) Modelo com conector treliçado, com diâmetro de 12,5 mm

Figura 2.23- Modelos experimentais após ensaios (BARBOSA, 2016).

Bezerra *et al.* (2018-a) e Lima (2018) concordam com Barbosa (2016) quanto ao modo de ruptura do conector treliçado se caracterizar pela ruptura da haste solicitada a tração, mas também afirmam que a ruptura da haste sobre tração ocorre simultaneamente ao esmagamento do concreto nas regiões próximas a base dos conectores.

Como visto na Figura 2.22, nota-se que os maiores valores de tensão de *Von Mises* encontram-se na base dos conectores, valores esses superiores a tensão de escoamento ($f_y = 561,2MPa$). Observa-se ainda o início da estricção nas hastes sob tração, local de ruptura do conector treliçado. Nas Figuras 2.24 e 2.25 mostram a distribuição de tensões e dano de compressão nas lajes, respectivamente, podendo ser observado que as regiões com altos valores de tensão e dano estão localizadas próximas à base dos conectores. Pelos níveis de tensões e valores de dano, o concreto nessas regiões sofreu processo de esmagamento.

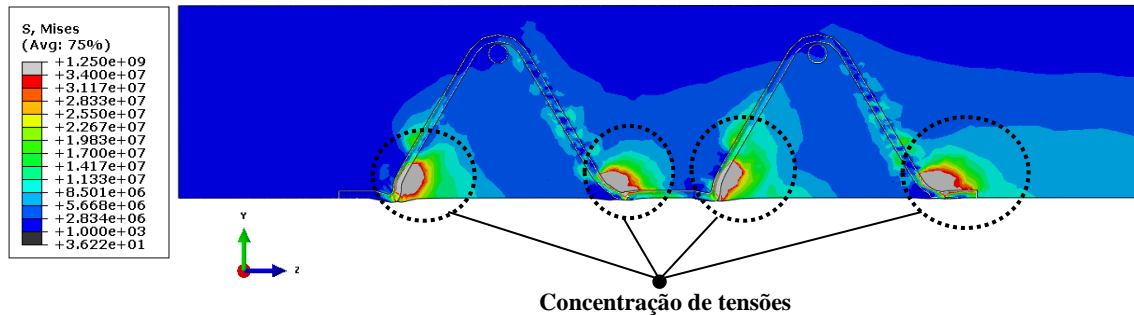


Figura 2.24- Distribuição de tensões (em Pa) na laje no momento de carga última do modelo *push-out* com conectores de 8,0 mm (LIMA, 2018).

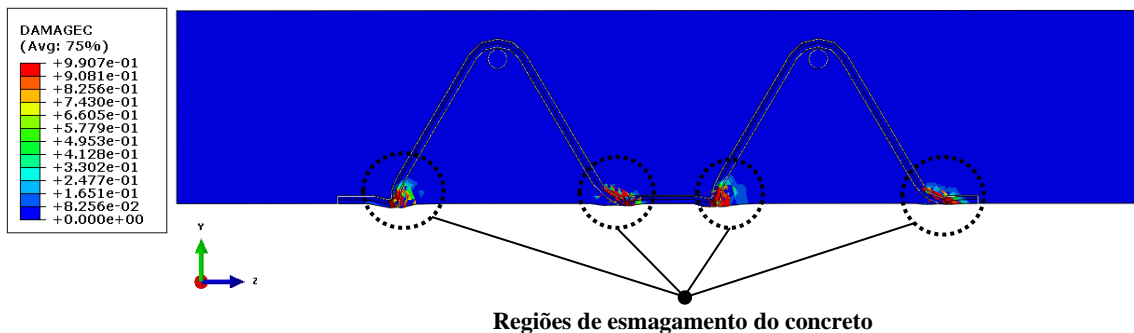
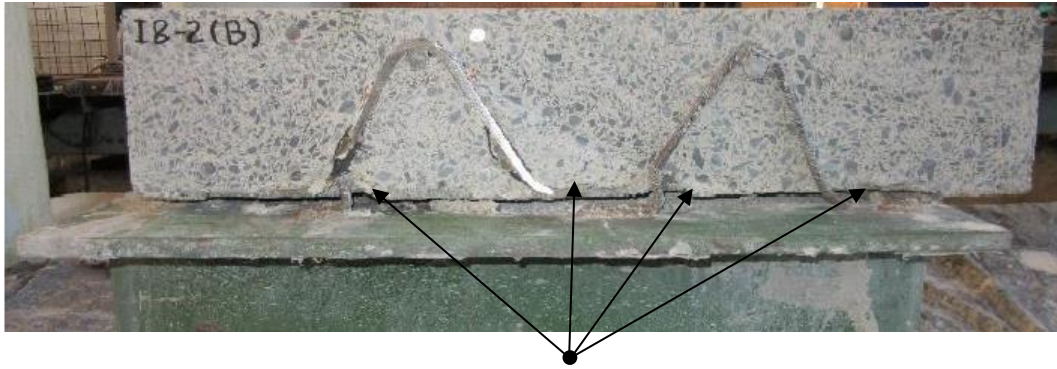


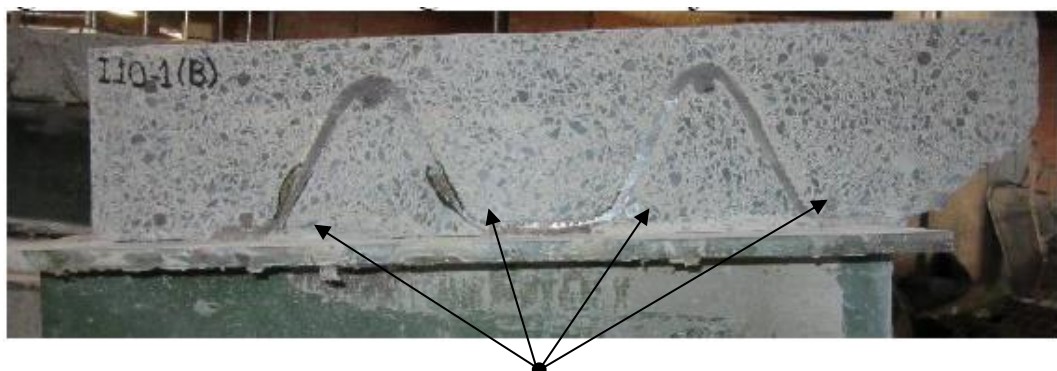
Figura 2.25- Distribuição do dano de compressão na laje no momento de carga última do modelo *push-out* com conectores de 8,0 mm (LIMA, 2018).

A Figura 2.26 apresenta um corte sobre o alinhamento dos conectores (8,0 mm) do modelo *push-out* após ensaio (BARBOSA, 2016). Observa-se uma semelhança entre a deformada dos conectores e localização das regiões de esmagamento do concreto dos resultados numéricos de Lima (2018) com o modelo experimental. Nas Figuras 2.27 e 2.28 são apresentados os cortes sobre o alinhamento dos conectores dos modelos experimentais I10-2 e I12,5-1.



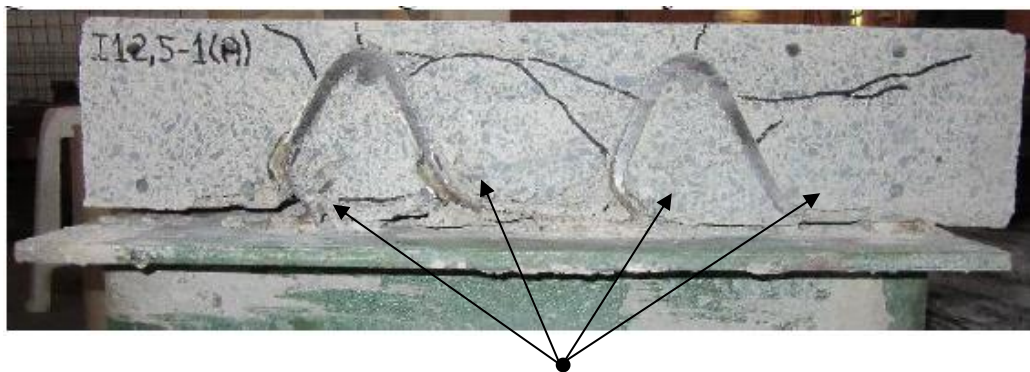
Regiões de esmagamento do concreto

Figura 2.26- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I8-2 após ensaio (BARBOSA, 2016)



Regiões de esmagamento do concreto

Figura 2.27- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I10-1 após ensaio (BARBOSA, 2016)



Regiões de esmagamento do concreto

Figura 2.28- Corte sobre o alinhamento dos conectores no modelo experimental I12,5-1 após ensaio (BARBOSA, 2016)

2.5 ESTADO DA ARTE

Inúmeras pesquisas com o objetivo de estudar o comportamento das vigas mistas aço-concreto são desenvolvidas em todo o mundo. Uma busca na base de dados “*web of science*” foi realizada com o objetivo de estimar o número de trabalhos desenvolvidos nos últimos anos (2000-2019) com o tema “vigas mistas aço-concreto”. Um total de 446 trabalhos foi encontrado nessa base de dados. A evolução do quantitativo de trabalhos com o decorrer dos anos pode ser visualizado na Figura 2.29.

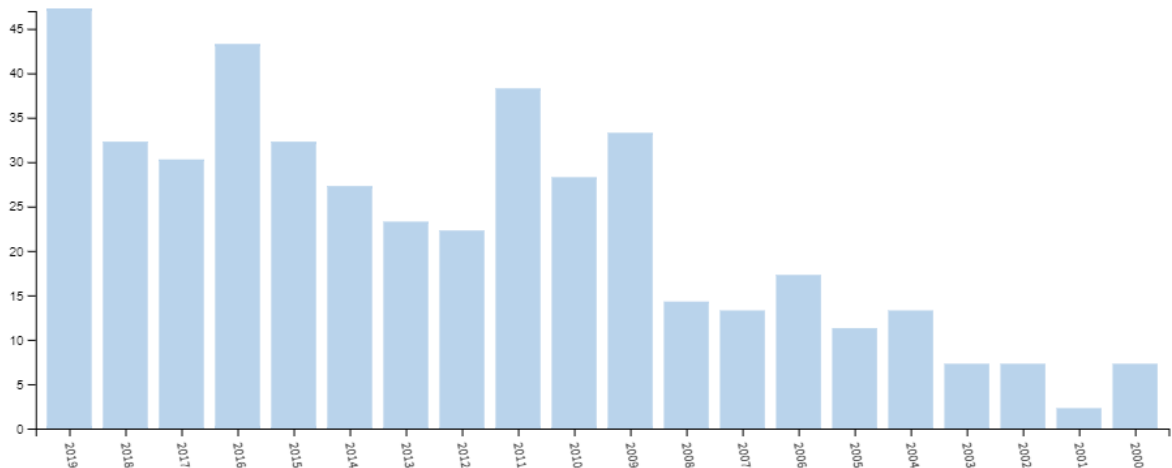


Figura 2.29- Número de trabalhos publicados nos últimos anos.

É notório que o número de trabalhos com o tema “vigas mistas aço-concreto” vem aumentando nos últimos vinte anos. Esse crescimento está relacionado com a maior aceitação das estruturas mistas como sistema estrutural no campo da engenharia civil, devido as vantagens estruturais e econômicas que oferecem. Com isso, para que todos os casos de aplicação sejam atendidos, necessidades especiais e comportamentos específicos são demandados, dando origem assim a novas pesquisas.

A Figura 2.30 indica quais os autores que tiveram o maior número de publicações nesse período (2000-2019). Observa-se que os pesquisadores australianos Brian Uy e Mark Bradford são os dois primeiros pesquisadores que mais publicaram. Mark Bradford é atualmente o pesquisador mais conceituado no campo de estudo das vigas mistas aço-concreto.

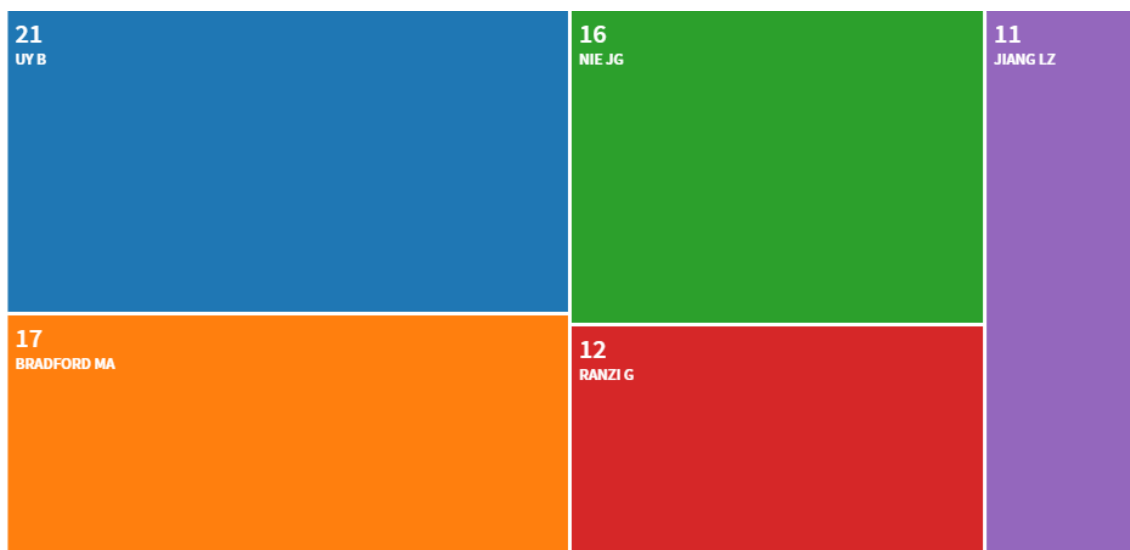


Figura 2.30- Autores que mais publicaram nos últimos anos.

Além das pesquisas recentes, é imprescindível destacar as pesquisas realizadas antes dos anos 2000 que tiveram grande impacto na literatura e contribuíram para a composição da base conceitual que governa o campo das vigas mistas aço-concreto. Dentre as pesquisas mais importantes pode-se citar: Chapman e Balakrishnan (1964), Davies (1967), Easterling, Gibbings e Murray (1993), Fisher (1970), Gibbings, Easterling e Murray (1993), Hawkins e Mitchell (1984), Jayas e Hosain (1989), Jayas e Hosain (1988), Johnson e Yuan (1998), Johnson e Yuan (1997), Johnson e Oehlers (1981), Johnson e May (1975), Lloyd e Wright (1990), Oehlers (1989), Oehlers e Johnson (1987), Oehlers e Coughlan (1986), Ollgaard, Slutter e Fisher (1971), Robinson e Wallace (1971), Slutter e Driscoll (1965), Viest (1956), Wang (1998), Wright e Francis (1990), dentre outros.

De modo geral, as pesquisas no campo de vigas mistas aço-concreto podem ser divididas em estudos experimentais e estudos numéricos. Os estudos numéricos, na sua grande maioria, são baseados na modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos. A modelagem numérica tornou-se uma eficiente ferramenta para o estudo do comportamento das vigas mistas, conectores de cisalhamento, e estruturas mistas aço-concreto como um todo, pois descarta os custos e tempo demandados pelos ensaios experimentais.

Uma subárea das pesquisas relacionadas com vigas mistas aço-concreto, são os estudos para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento, sendo eles com conector convencional (*stud bolt*) ou conectores alternativos. Os estudos de conectores de cisalhamento também podem ser divididos em experimentais e numéricos.

A seguir será apresentado um estado da arte com pesquisas contemporâneas que estudaram o comportamento de vigas mistas aço-concreto, e conectores de cisalhamento, seja ele convencional (*stud bolt*) ou alternativo. O intuito desse estado da arte é mostrar os principais pontos correlacionados com vigas mistas aço-concreto que estão sendo estudados atualmente.

2.5.1 Estudos de vigas mistas aço-concreto

- **Experimentais**

Rambo-Roddenberry (2002) realizou o ensaio de flexão em três vigas mistas aço-concreto compostas por laje de concreto com forma de aço incorporada. O objetivo desse estudo foi avaliar o efeito da posição do *stud bolt* na nervura da laje sobre a resistência à flexão das vigas. Com os resultados obtidos e mais 61 outros ensaios em vigas mistas extraídos da literatura, a autora propôs um novo fator de segurança de resistência para a normativa AISC corrente.

Loh, Uy e Bradford (2004) conduziram um extensivo programa experimental para investigar o comportamento de oito vigas mistas submetidas a momento fletor negativo. Três vigas foram submetidas a carregamento estático, e as demais foram submetidas a um carregamento cíclico. Parâmetros como grau de conexão e taxa de reforço transversal da laje foram variados em cada viga. Os resultados mostraram que a conexão parcial pode ser aplicada na região de momento fletor negativo de vigas mistas aço-concreto contínuas. Ao comparar o comportamento das vigas mistas com conexão parcial e vigas mistas com conexão total, os autores perceberam que não houve uma significativa redução da capacidade resistente das vigas, e ainda observaram um ganho de ductilidade.

Nie, Fan e Cai (2008) investigaram o comportamento de vigas mistas aço-concreto constituídas por lajes com fôrma de aço incorporada. Foram ensaiadas experimentalmente 13 vigas, sendo elas biapoiadas, submetidas a momentos fletores positivos e negativos, e contínuas. A maioria das vigas apresentava grau de conexão parcial. Os resultados experimentais foram comparados com as especificações do EN-1994-1-1:2004 e AISC:1999. De modo geral, os resultados experimentais foram condizentes com os códigos analisados. Os autores concluíram que o grau de conexão parcial pode ser aplicado em regiões de momentos positivos e negativos de vigas mistas contínuas com laje com fôrma de aço incorporada.

Zhao e Yuan (2010) ensaiaram quatro vigas mistas aço-concreto com o objetivo de avaliar o efeito da alta resistência dos materiais no comportamento das vigas mistas. As vigas biapoiadas foram submetidas a duas cargas pontuais. Como resultado obteve-se que as resistências a flexão

calculadas pelo EN-1994-1-1:2004 foram ligeiramente inferiores aos momentos fletores últimos obtidos nos ensaios experimentais.

Xing *et al.* (2016) realizaram ensaios em vigas mistas biapoiadas constituídas por perfil de aço em I e laje maciça de concreto com fibra de borracha incorporada. As vigas apresentavam graus de conexão distintos, e possuíam o *stud bolt* como conector de cisalhamento. Os resultados indicaram que o concreto com fibra de borracha incorporada ofereceu as vigas uma maior ductilidade e reduziram a fissuração das lajes. Observou-se também que maiores graus de conexão alongam o comportamento elástico e retarda o desenvolvimento de *slip*, contudo, reduz a ductilidade das vigas.

Ataei, Bradford e Liu (2016) e Liu, Bradford e Ataei (2017) ensaiaram quatro vigas mistas aço-concreto constituídas por perfil de aço I e laje de concreto pré-moldada. A conexão entre os componentes foi realizada pelo sistema parafuso-porca, a partir de furos realizados no perfil de aço e na laje (Figura 2.31). O objetivo desse sistema construtivo é possibilitar a conexão do perfil de aço em uma laje de concreto pré-existente, constituindo assim uma viga mista. Os resultados experimentais indicaram que esse tipo de conexão é capaz de proporcionar a ação mista entre o perfil de aço e a laje de concreto pré-existente. Balkos *et al.* (2019) também realizou ensaios em vigas mistas com conexão semelhante, e assim como os estudos anteriores, obteve bons resultados.

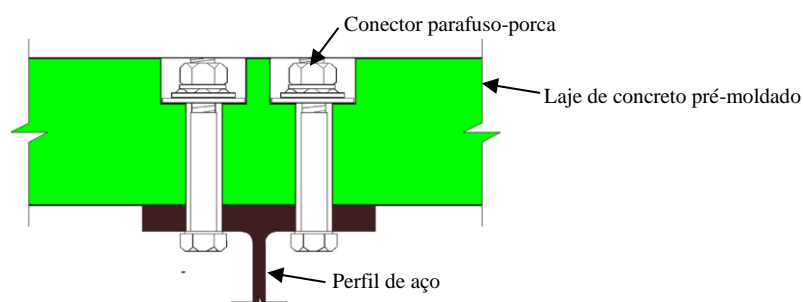


Figura 2.31- Conexão aço-concreto por sistema parafuso-porca (ATAEI, BRADFORD e LIU, 2016).

Wijesiri Pathirana *et al.* (2016) executaram ensaio de flexão em vigas mistas biapoiadas com conexão entre componentes constituída por conectores de cisalhamento “montáveis”. Os conectores consistiam de pinos parafusados na mesa do perfil de aço e embutidos na laje de concreto. Os resultados mostraram que o conector pino parafusado oferece as vigas a ação mista, assim como o *stud bolt* (conector convencional).

Yu-Hang *et al.* (2019) investigaram o comportamento de vigas mistas aço-concreto com a conexão constituída por conectores *stud bolt* soldados sobre um bloco de aço, que por sua vez, era soldado sobre a mesa do perfil de aço. As lajes eram pré-moldadas, e apresentam furos com dimensões do dispositivo de conexão (*stud bolt* e bloco de aço). Depois de posicionadas as placas de concreto, a região do dispositivo de conexão era concretada com um *graute* de alta resistência (Figura 2.32). Comparado com a aplicação convencional de *stud bolt*, esse dispositivo de conexão ofereceu as vigas um bom comportamento a flexão, além de reduzir os custos com utilização de laje pré-moldada.

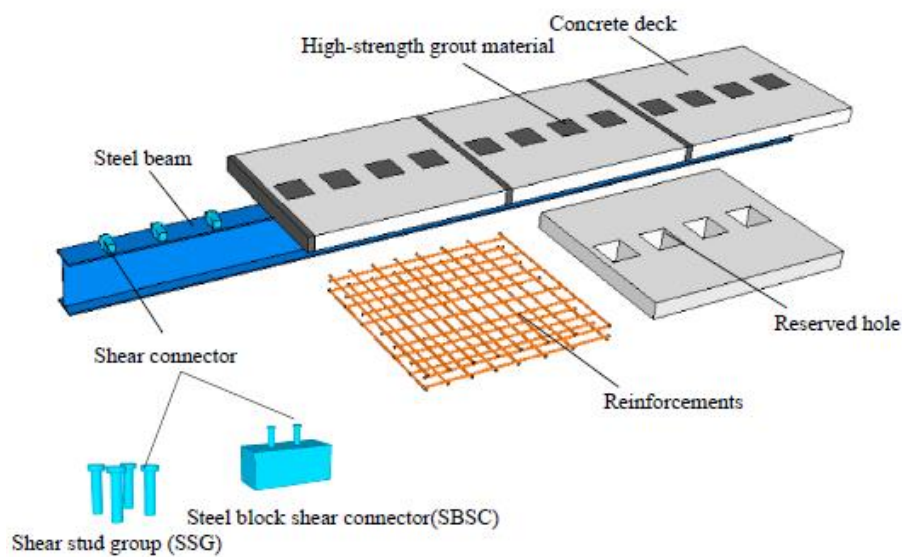


Figura 2.32- Conexão aço-concreto constituída pela associação de *stud bolt* e bloco de aço (YU-HANG *et al.*, 2019).

Além dos trabalhos citados, inúmeras pesquisas também avaliaram o comportamento de vigas mistas aço-concreto através de ensaios experimentais. Podem-se apontar as seguintes: Amadio *et al.* (2004), El-Zohairy *et al.* (2017), El-Zohairy, Salim e Saucier, (2019), Fan *et al.* (2020), Jiang *et al.* (2016), Kim, Jung e Ahn (2011), Lawson e Taufiq (2019), Ranzi *et al.* (2009), Sheehan, Dai e Lam (2018), Suwaed e Karavasilis (2018), Uy, Loh e Bradford (2006), Valente e Cruz (2010), Wang *et al.* (2018), dentre outros.

De modo geral, os estudos experimentais são essenciais para a descrição do comportamento de uma viga mista aço-concreto. Além disso, os mesmos possibilitam a calibração e validação de modelos numéricos, que também têm grande importância no estudo do comportamento desse elemento estrutural.

- **Numéricos**

Queiroz, Vellasco e Nethercot (2007) avaliaram a conexão parcial e total em vigas mistas usando o programa comercial de elementos finitos ANSYS. Os autores propuseram um modelo numérico tridimensional para simular o comportamento de vigas mistas aço-concreto biapoiadas, com diferentes graus de conexão, submetida a cargas pontuais e distribuída. O modelo numérico foi calibrado com ensaios experimentais da literatura, e em seguida, utilizado em um extensivo estudo paramétrico. Os resultados mostraram que a utilização do grau de conexão parcial aumenta a flexibilidade e reduz a resistência e rigidez da viga mista aço-concreto.

Tahmasebinia, Ranzi e Zona (2013) realizaram um estudo probabilístico baseado no Método de Monte Carlo. Este estudo buscava avaliar a influência das incertezas dos materiais na resposta estrutural de simulações numéricas de vigas mistas aço-concreto, constituídas por perfil de aço I, lajes com fôrma de aço incorporada e conexão por *stud bolt*. As análises numéricas foram realizadas usando um modelo tridimensional de elementos finitos desenvolvido no *software* ABAQUS, usando uma formulação explícita. Os autores concluíram que um número reduzido de análises não-lineares pode levar a aproximações satisfatórias da descrição estatística das incertezas que envolvem a resposta estrutural de uma viga mista aço-concreto.

Zona e Ranzi (2014) estudaram a demanda de *slip* esperada na conexão de cisalhamento de vigas mistas aço-concreto através de um modelo numérico previamente validado com ensaios experimentais. Um total de 1680 simulações numéricas de vigas mistas biapoiadas foram realizadas, onde foram investigados parâmetros como comprimento do vão, grau de conexão, geometria do perfil de aço e laje, resistência do concreto, dentre outros. Os resultados obtidos oferecem um maior suporte para o desenvolvimento de eficientes projetos da conexão de vigas mistas, e uma base para possíveis melhorias das normativas.

Turmo *et al.* (2015) realizaram uma implementação numérica via Método dos Elementos Finitos para analisar vigas mistas aço-concreto com interação parcial. Neste modelo numérico, as vigas mistas podem ser modeladas com seis tipos diferentes de elementos finitos de pórtico. Segundo os autores, comparado com outros métodos presentes na literatura, o modelo desenvolvido apresenta as seguintes vantagens: intuitivo, é capaz de analisar vigas mistas com diversos tipos de carregamentos e condições de contorno, pode ser implementado em um *software* estrutural, dentre outros.

Ban *et al.* (2016) desenvolveram um modelo de elementos finitos tridimensional para obter a rotação na extremidade de vigas mistas aço-concreto biapoiadas, constituída por laje de concreto com fôrma de aço incorporada. O modelo foi validado com resultados experimentais. Um estudo paramétrico foi realizado, onde se variou a resistência do aço e concreto e o grau de conexão. Com os resultados, uma equação empírica foi obtida para se determinar a capacidade de rotação de vigas mistas aço-concreto com materiais de alta resistência. A capacidade de rotação pode ser utilizada para avaliar a ductilidade das vigas mistas aço-concreto.

Katwal, Tao e Hassan (2018) desenvolveram um modelo de elementos finitos para vigas mistas com laje com fôrma de aço incorporado, considerando as mais sofisticadas condições de interação entre os componentes, fratura do *stud bolt* e da fôrma de aço, bem como os danos de tração e compressão da laje de concreto. O modelo numérico gerou resultados compatíveis com resultados experimentais da literatura.

Lacki *et al.* (2019) modelaram vigas mistas aço-concreto com um conector de cisalhamento alternativo constituído por chapas dobradas e parafusadas no perfil de aço. A modelagem foi realizada com o *software* ADINA, baseado no Método dos Elementos Finitos. Os resultados numéricos foram concordantes com os obtidos experimentalmente.

Inúmeros outros autores também desenvolveram suas pesquisas de vigas mistas aço-concreto com modelagem numérica. Pode-se citar: Ban e Bradford (2013), Batista *et al.* (2010), Ellobody e Young (2015); Han *et al.* (2017), Shamass e Cashell (2017), Xing *et al.* (2016), Yuan *et al.* (2016), dentre outros.

2.5.2 Estudos de conectores de cisalhamento

Os estudos que têm como objetivo avaliar especificamente o comportamento dos conectores de cisalhamento, seja eles alternativos ou convencional (*stud bolt*), são baseados no ensaio *push-out*. Esses estudos podem ser experimentais ou numéricos.

- **Experimentais**

Além de ensaiar vigas mistas aço-concreto, Rambo-Roddenberry (2002) executou um programa experimental constituído por 117 ensaios *push-out*, sendo 24 deles com laje maciça e 93 com laje com fôrma de aço incorporada. Nos modelos foram alterados parâmetros como a posição do *stud bolt* na nervura da laje mista, resistência do concreto, propriedades do *stud bolt*, dentre outros. Os resultados experimentais foram combinados com resultados de estudos da literatura para obtenção de um novo modelo para determinação da capacidade resistente do *stud bolt*.

Lam (2007) avaliou a capacidade resistente de conectores de cisalhamento *stud bolt* em lajes pré-moldadas. Com os resultados experimentais, o autor concluiu que as equações da norma europeia EN 1994-1-1:2004, que prescrevem a resistência dos conectores de cisalhamento, são adequadas para lajes pré-moldadas, podendo assim ser utilizadas nesse tipo de sistema construtivo.

Smith e Couchman (2010) realizaram 27 ensaios *push-out* com conectores *stud bolt* em lajes com fôrma de aço incorporada, tendo como objetivo investigar o efeito da variação de parâmetros na capacidade resistente da conexão. Os parâmetros avaliados foram: posição da armadura da laje, espaçamento transversal dos conectores, número de conectores por nervura e espessura da laje; na capacidade resistente da conexão. Os autores concluíram que o uso de um par de *stud bolt* em cada nervura aumenta a resistência do conector em aproximadamente 16%. Os resultados indicaram também que a resistência do *stud bolt* é maior quando a armadura da laje é posicionada sob a “cabeça” do conector.

Xue *et al.* (2012) aferiram detalhadamente a influência do espaçamento entre os conectores de cisalhamento *stud* em seu comportamento mecânico. Para pequenos espaçamentos os autores nomearam o sistema como *multi-stud*. Os resultados mostraram que o *stud* simples e o *multi-stud* possuem rigidez semelhantes. O *stud* simples possui resistência e deslizamento relativo longitudinal ligeiramente maiores, 10% e 19% respectivamente, quando comparado com múltiplos *studs*. Os autores concluíram que o efeito do sistema *multi-stud* no comportamento estático de conectores de cisalhamento é insignificante.

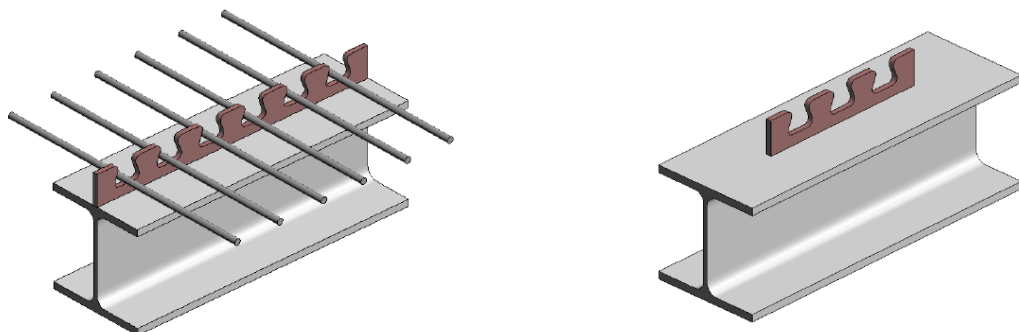
Pavlović *et al.* (2013) realizaram um estudo comparativo entre o comportamento do *stud bolt* convencional, aplicado em perfis de aço a partir de solda, e *stud* parafusado, sendo ambos submetidos a ensaios *push-out* com lajes pré-moldadas. O estudo consistiu de uma análise experimental e numérica. Observou-se que o conector *stud* parafusado atingiu aproximadamente 95% da resistência do *stud* convencional. Percebeu-se também uma redução de 50% da rigidez do *stud* parafusado quando comparado com o *stud* convencional, devido o escoamento do furo e conseqüentemente penetração do conector no perfil de aço, longitudinalmente ao carregamento.

A seguir será apresentado pesquisas correlacionadas com conectores de cisalhamento alternativos.

Leonhardt *et al.* (1987) criou um novo conector denominado *Perfobond* (Figura 2.14), com o objetivo de aplicá-lo em estrutura mista para pontes (KIM *et al.*, 2016). Esse conector de cisalhamento é rígido e sofre pequenas deformações elásticas quando submetido a cargas de serviço. O *Perfobond* constitui-se por uma chapa de aço plana com furos circulares, soldada ao perfil metálico (VERÍSSIMO, 2007).

No Brasil, Malite (1993) foi um dos primeiros a estudar conectores de cisalhamento alternativos quando ensaiou 3 tipos de conectores em chapa dobrada: a cantoneira simples, a enrijecida e o perfil “U”.

Em 2007, Veríssimo desenvolveu um conector com chapa dentada, denominado *Crestbond* (Figura 2.33). O conector de cisalhamento idealizado pelo autor é semelhante ao *Perfobond*, com a diferença de possuir furos abertos, facilitando assim a disposição da armadura de flexão da laje. O estudo do comportamento da conexão consistiu na realização de 41 ensaios tipo *push-out*, conforme a EN 1994-1-1:2004. Os resultados experimentais mostraram que o conector proposto apresenta comportamento rígido em serviço, dúctil no estado limite último, e flexibilidade superior à do *Perfobond*.



(a) Contínuo, com disposição da armadura da laje

(b) Descontínuo

Figura 2.33- Conector *Crestbond* (VERÍSSIMO, 2007).

Cavalcante (2010) propôs um conector de cisalhamento em forma de “V” (Figura 2.34), feito com perfis do tipo “U”. A ideia era desenvolver um conector de fácil fabricação e que constituísse uma alternativa ao uso dos conectores *stud bolt* e “U”. Para a investigação da ductilidade, *uplift*, fissuração do concreto, deformação e modos de colapso do conector, 16 ensaios *push-out* foram executados. Os resultados demonstraram que o conector “V” apresenta maior rigidez de ligação em relação ao conector “U” e *stud bolt*, menor concentração de tensões na laje, e ductilidade semelhante ao conector *stud bolt*.

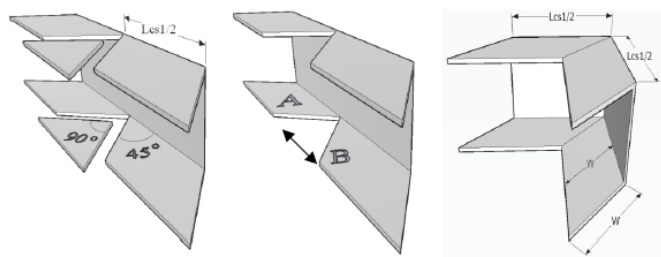


Figura 2.34- Concepção do conector de cisalhamento em forma de “V” (CAVALCANTE, 2010).

Barbosa (2016) desenvolveu o conector treliçado, já detalhado em tópicos anteriores. Os conectores de cisalhamento em “V” e treliçado foram desenvolvidos no Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, que tem se destacado no campo da pesquisa de conectores de cisalhamento para estruturas mistas de aço e concreto. Dentre as dissertações de mestrado e teses de doutorado desenvolvidas nesta área, pode-se citar: Lima (2018), Barbosa (2016), Cavalcante (2010) e Chater (2015).

Shariati *et al.* (2016) propuseram um novo conector de cisalhamento. O mesmo é fabricado com cantoneiras com formato de “V”, soldado no perfil de aço com uma inclinação que pode variar de 45° a 60° (Figura 2.35). Um total de 14 ensaios *push-out* foram executados para avaliar o comportamento desse conector de cisalhamento alternativo.

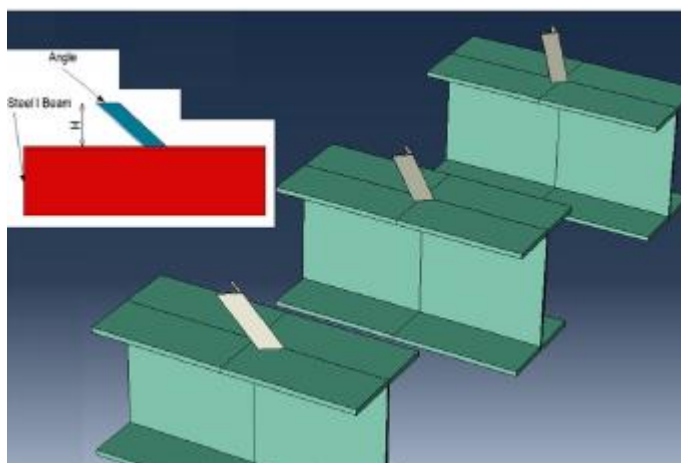


Figura 2.35- Conectores de cisalhamento propostos por Shariati *et al.* (2016).

Ibrahim, Mubarak e Said (2018) realizaram 20 ensaios *push-out* para avaliar a aplicação de perfil de aço tubular neste tipo de ensaio. Foram utilizados três tipos de conectores de cisalhamento: *stud bolt*, *Perfobond* e o conector “V” inclinado proposto por Shariati *et al.* (2016). Os resultados experimentais comprovaram a eficiência do perfil de aço tubular para a realização de ensaios *push-out*.

Yang *et al.* (2018) propuseram diversas configurações de conector de cisalhamento pinos, parafusados na mesa do perfil de aço e embutido na laje de concreto (Figura 2.36). Wang *et al.* (2019) realizou ensaios *push-out* com conectores de cisalhamento composto por um bloco de aço soldado no perfil, em conjunto com uma barra de aço com formato de arco também soldado no perfil (Figura 2.37). Lacki *et al.* (2019) desenvolveu um novo tipo de conector de cisalhamento fabricado com chapa de aço dobrada (Figura 2.38). Esse conector tem a principal característica de ser aparafusado no perfil de aço.

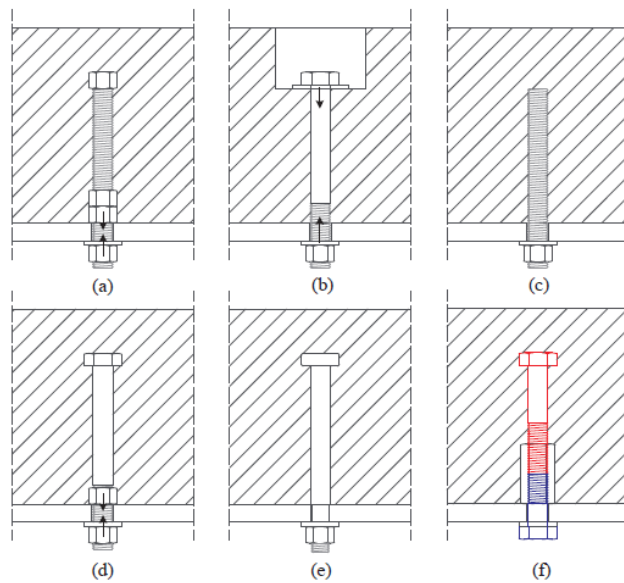


Figura 2.36- Configurações de conector de cisalhamento pinos propostos por Yang *et al.* (2018).

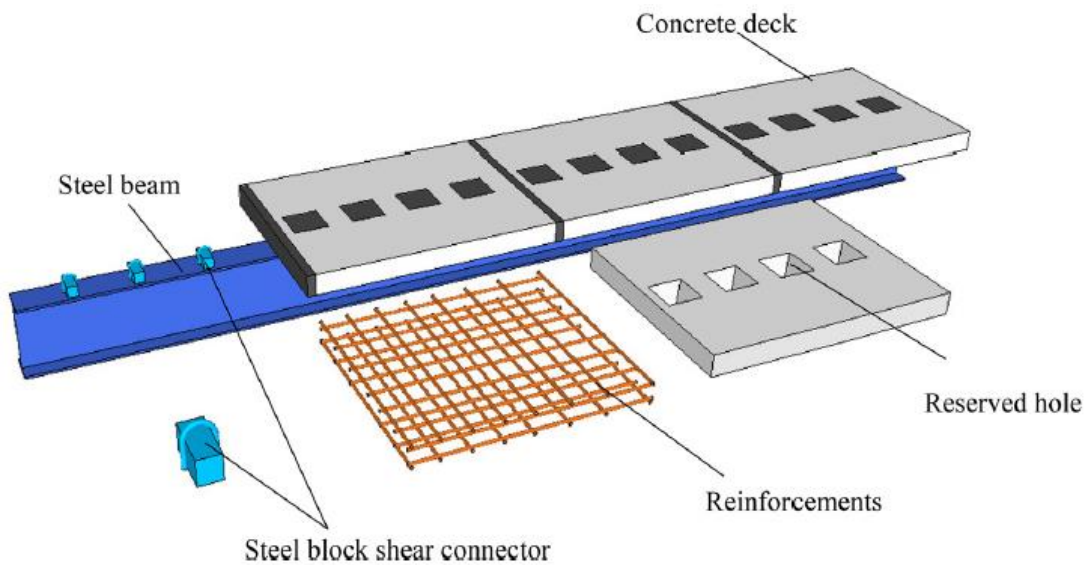


Figura 2.37- Conector de cisalhamento proposto por Wang *et al.* (2019).

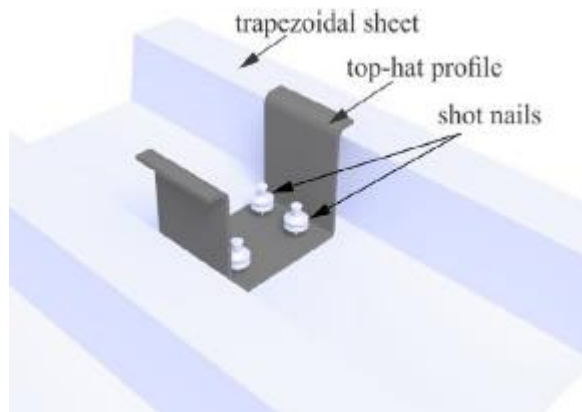


Figura 2.38- Conector de cisalhamento proposto por Lacki *et al.* (2019).

- **Numéricos**

Lam e El-Lobody (2005) desenvolveram um modelo numérico não-linear em elementos finitos para simular o comportamento do conector de cisalhamento *stud* em vigas mistas. A capacidade resistente da conexão, a relação carga x deslizamento longitudinal e os modos de ruptura obtidos pela análise de elementos finitos foram condizentes com os resultados experimentais.

Nguyen e Kim (2009) também desenvolveram um modelo de elementos finitos não-linear do ensaio *push-out* para investigar a capacidade resistente do conector *stud bolt*. O *software* utilizado foi o ABAQUS. Os autores descrevem todo o procedimento da modelagem, pronunciando os tipos de elementos finitos utilizados, os modelos constitutivos para o aço e concreto, descrição do contato perfil-laje e conector-laje, condições de contorno e aplicação do carregamento, e por último, define o método de análise não-linear empregado. Após validação do modelo numérico a partir de dados experimentais, os autores realizaram um intensivo estudo paramétrico para verificar o efeito da variação do diâmetro do conector e resistência do concreto sobre o comportamento do *stud bolt*. Os resultados indicaram que a AASHTO LRFD:2004 sobrestima a capacidade resistente do *stud bolt* com grandes diâmetros. Já o EN 1994-1-1:2004 foi conservativa para os *studs* com diâmetros de 22, 25 e 27 mm, e não conservativa para o diâmetro de 32 mm.

Qureshi, Lam e Ye (2011) por meio de um modelo numérico tridimensional não-linear via elementos finitos, estudaram o comportamento de vigas mistas constituídas por perfil de aço e laje de concreto com fôrma de aço incorporada. A modelagem, usando o *software* ABAQUS, constitui-se da representação do modelo *push-out*, tendo o *stud bolt* como conector de cisalhamento. Com resultados experimentais, os pesquisadores validaram o modelo numérico. Posteriormente, o modelo foi utilizado em um estudo paramétrico para avaliar a resistência da

conexão com variação do espaçamento transversal entre os *studs* e a resistência do concreto da laje. Os autores concluíram que o espaçamento entre os *studs bolt* influencia na capacidade resistente dos conectores.

Bonilla *et al.* (2015) realizaram um estudo do comportamento do conector *stud bolt* em laje maciça, mediante simulação numérica não-linear via elementos finitos, utilizando o *software* ABAQUS. Com a efetividade dos resultados numéricos, observou-se que as normas AASHTO LRFD:2004, EN 1994-1-1:2004 e norma Cubana NR 080:2004 superestimam a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento *stud* em muitos casos.

Bezerra *et al.* (2018-a) potencializaram a simulação numérica dos conectores treliçados produzindo um modelo de elementos finitos tridimensional não-linear capaz de fornecer resultados numéricos condizentes com os ensaios experimentais realizados por Barbosa (2016).

Bezerra *et al.* (2018-b) simularam numericamente ensaios *push-out* com conectores de cisalhamento em “V”. O modelo numérico de elementos finitos foi validado com os ensaios experimentais de Cavalcante (2010). Um estudo paramétrico foi realizado. Os resultados permitiram aos autores, desenvolver uma equação que prescreve a capacidade resistente do conector em “V”.

Bonilla, Bezerra e Mirambell (2019) estudaram numericamente o efeito da posição do *stud bolt* na nervura da laje com fôrma de aço incorporado. O modelo numérico foi desenvolvido no *software* ABAQUS e foi validado com ensaios experimentais da literatura. Os autores concluíram que as normativas AASHTO LRFD:2004 e EN 1994-1-1:2004, em alguns casos subestimam e em outros superestimam a capacidade resistente do *stud bolt* em conexões de vigas mistas com laje com fôrma de aço incorporada.

A partir de modelagens numéricas, Vigneri, Odenbreit e Braun (2019) e Vigneri, Odenbreit e Lam (2019) avaliaram os mecanismos de falha das conexões de vigas mistas com laje com fôrma de aço incorporado. Qi *et al.* (2019) investigaram o comportamento do *stud bolt* em conexões de vigas mistas de pontes que apresentam concreto ultra resistente (superior a 150 MPa). Han *et al.* (2017) realizaram análises para avaliar o comportamento do *stud bolt* em conexões de lajes que apresentam fibra de borracha incorporada. Wang *et al.* (2019) e Shariati *et al.* (2016) realizaram modelagens numéricas do ensaio *push-out* para propor os seus conectores de cisalhamento alternativos.

3. PRESCRIÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR TRELIÇADO

A determinação do número de conectores de cisalhamento em uma viga mista aço-concreto é dependente grau de conexão que se pretende atingir, e também da força longitudinal total que os conectores de cisalhamento conseguem transferir do perfil de aço para a laje de concreto e vice-versa. Ou seja, para o dimensionamento de uma viga mista aço-concreto, é necessário se conhecer a resistência do conector de cisalhamento.

No geral, a capacidade resistente de um conector de cisalhamento pode ser obtida por equações definidas em normativas, para o caso de conectores prescrito em normas, ou a partir da execução do ensaio *push-out*. Deste modo, para os conectores de cisalhamento alternativos, caso do conector treliçado (CT), resta a realização de ensaios para determinação de sua resistência.

Na idealização do CT, Barbosa (2016) executou 9 ensaios *push-out*, realizando a variação do diâmetro do conector (8 mm, 10 mm e 12,5 mm) entre os modelos ensaiados. Contudo, todos os modelos apresentaram lajes com concreto de mesma resistência (34 MPa). Deste modo, não se conhece a capacidade resistente do CT quando aplicados em lajes constituídas por concreto com outras resistências. Outro ponto a se avaliar nos ensaios de Barbosa (2016) é que todos os conectores ensaiados apresentaram a mesma geometria. Tendo em vista que o conector treliçado possui altura de 130 mm, o mesmo torna-se inviável para aplicação em vigas mistas aço-concreto de estruturas de pequeno e médio porte, que na grande maioria dos casos possuem laje com espessura inferior à altura do CT proposta por Barbosa (2016).

Objetivando a idealização dos modelos experimentais das vigas mistas aço-concreto com CT, neste capítulo foi realizado um estudo para a determinação de uma equação que prescreve a capacidade resistente do CT, bem como definido uma geometria para o CT que permita a aplicação deste conector em lajes com pequena espessura. A equação proposta é função do diâmetro do conector e conseqüentemente da área da seção transversal, e da resistência do concreto, parâmetros esses que ditam a capacidade resistente da maioria dos tipos de conectores de cisalhamento.

Tendo em vista o alto custo e demanda de tempo para a execução de ensaios *push-out*, neste estudo foi aplicado a modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos. Um modelo não-linear tridimensional capaz de simular o ensaio *push-out* com CT foi desenvolvido, utilizando o *software* ABAQUS (2014). O modelo numérico foi calibrado e validado com os resultados experimentais de Barbosa (2016). A seguir, será apresentada a metodologia utilizada para o

desenvolvimento do modelo de elementos finitos, o estudo paramétrico realizado e formulação obtida para prescrição da capacidade resistente do CT.

3.1 MODELO NUMÉRICO *PUSH-OUT*

Os modelos experimentais *push-out* ensaiados por Barbosa (2016) foram utilizados nesse estudo para calibração e validação do modelo numérico. Estes modelos experimentais foram baseados no modelo *push-out* padrão encontrado no EN 1994-1-1:2004, norma que padroniza este ensaio. A Figura 3.1 apresentam a geometria do modelo experimental. Barbosa (2016) ensaiou conectores treliçados com diâmetros (d): 8mm, 10mm e 12,5mm.

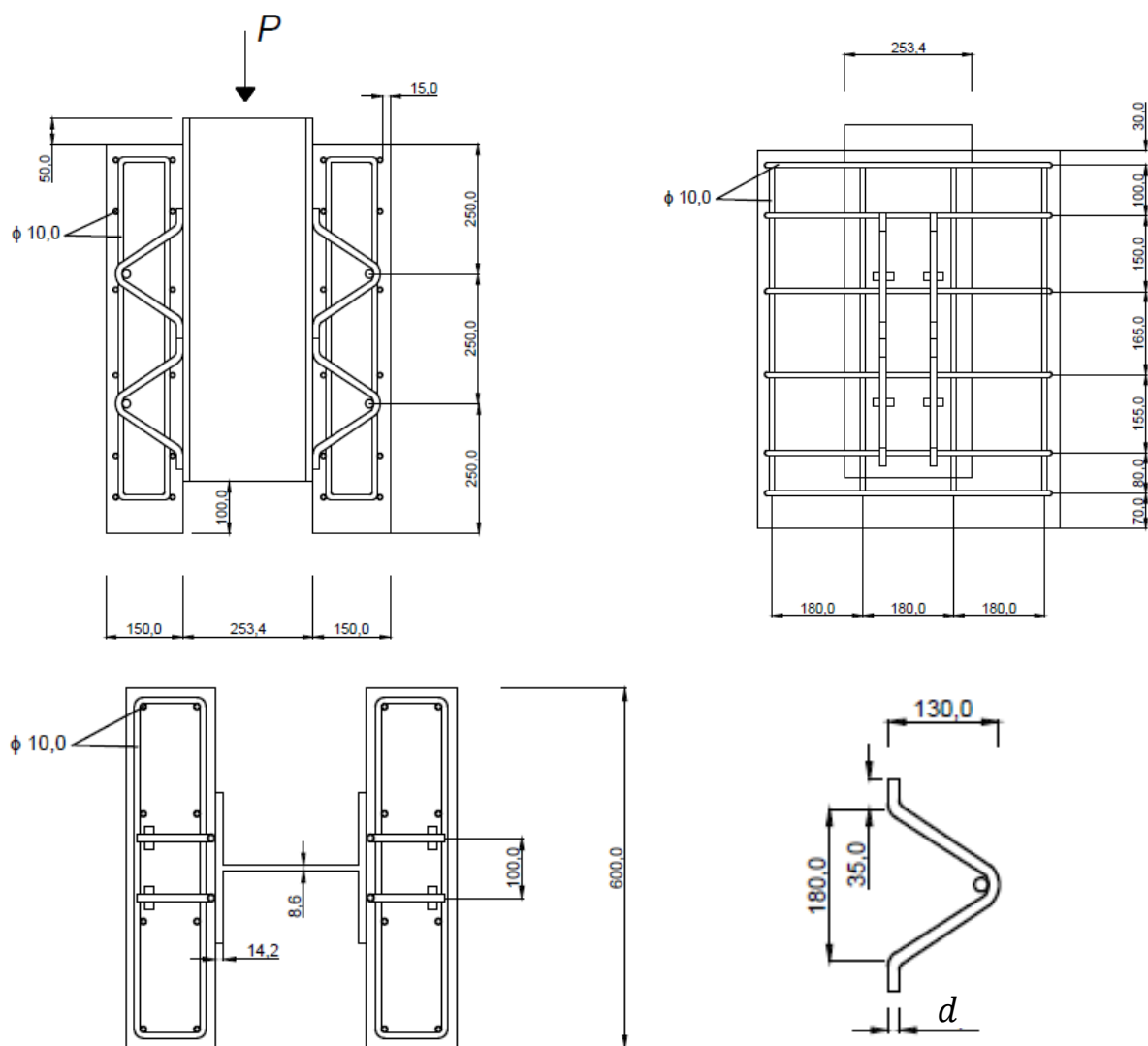


Figura 3.1- Geometria detalhada do modelo experimental para ensaio dos conectores treliçados (mm)

Para o desenvolvimento do modelo numérico do *push-out* com conectores de cisalhamento treliçados, foi utilizado o *software* ABAQUS (2014). O modelo é composto pelos conectores,

laje de concreto, perfil de aço e armadura da laje, sendo que a interação entre esses componentes é de extrema importância para a simulação deste ensaio. Todas as fontes de não-linearidade (materiais e contato) foram levadas em consideração na análise. Com o intuito de reduzir o custo computacional durante a análise numérica, aproveitou-se da geometria simétrica do *push-out* modelando apenas um quarto do modelo experimental (Figura 3.2). Para esta consideração, condições de contorno especiais foram aplicadas.

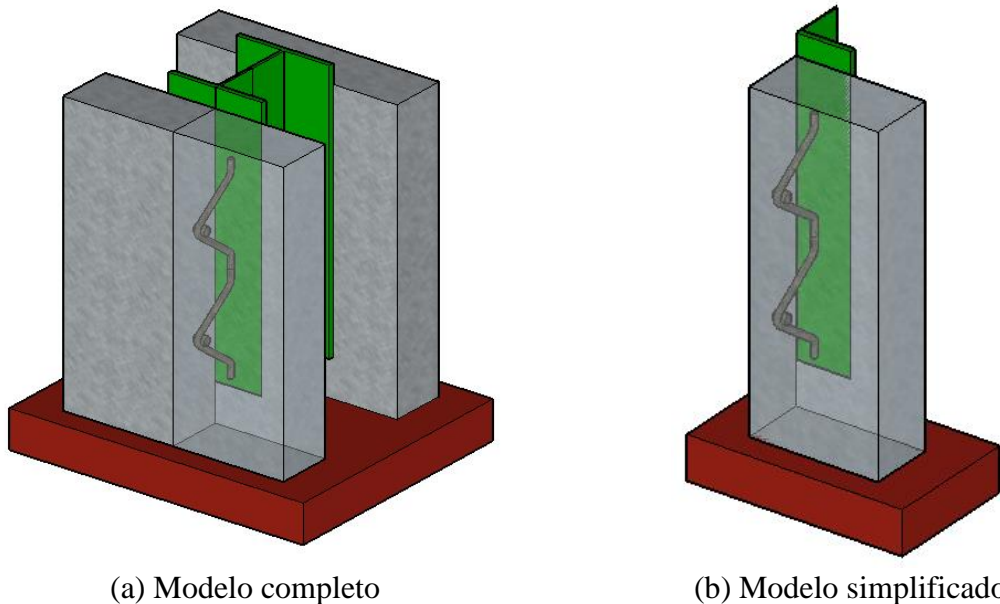


Figura 3.2- Geometria do modelo numérico *push-out*.

3.1.1 Malha e tipos de elementos finitos

Cada componente do modelo foi modelado separadamente, constituindo assim malhas independentes. O Manual do usuário ABAQUS (2014) afirma que para a modelagem de partes sólidas, o elemento C3D8R (Elemento tridimensional hexaédrico com 8 nós e integração reduzida) contido na biblioteca ABAQUS, oferece resultados mais aproximados e menor custo computacional durante uma análise. Entretanto, a geometria complexa do conector de cisalhamento treliçado não permitiu que esse elemento finito fosse aplicado em todas as partes do modelo *push-out*.

A laje foi modelada com dois tipos de elementos. Na região afastada dos conectores foi utilizado elementos C3D8R, já a região próxima dos conectores treliçados, devido a geometria do conector, foi aplicado elementos C3D4 (Elemento tridimensional tetraédrico com quatro nós). O conector foi modelado com elementos C3D8R nas regiões lineares (hastes inclinadas, pernas horizontais e pino no topo do conector) e C3D4 nas regiões curvas, o perfil de aço somente com elementos C3D8R e as barras de reforço da laje com elementos de treliça com dois nós e 3

graus de liberdade em cada nó (T3D2). A distribuição dos elementos no modelo é mostrada na Figura 3.3. Os elementos finitos empregados no modelo, presentes na biblioteca ABAQUS, podem ser usados em análises não-lineares, incluindo contato, grande deformações, plasticidade e falha, como necessário na simulação numérica do *push-out*.

A calibração do modelo indicou que um refinamento da malha de elementos finitos da laje, nas regiões próximas aos conectores (Figura 3.4), produzia resultados acurados. Este fato é explicado pela alta concentração de tensões nessas regiões. O tamanho máximo e mínimo dos elementos da malha foram de 30 e 5 mm, respectivamente. Na região afastada dos conectores, foi adotado um tamanho de 30 mm para os elementos C3D8R. Um refinamento na malha do perfil de aço também foi realizado, nas regiões de ligação com o conector, como pode ser visto na Figura 3.3.

A Tabela 3.1 apresenta detalhadamente o número de nós e elementos aplicados para cada componente do modelo numérico. Para essa configuração de malha, o tempo médio de processamento foi de 19 horas, em um computador com processador Intel Core i5-2500, frequência de processamento de 3,5 Giga-hertz, e 8 Gigabytes de memória RAM.

Tabela 3.1- Características da malha de elementos finitos do modelo numérico.

Componente do modelo	Tipo do elemento	Número de elementos	Número de nós
Laje	C3D8R	750	1092
	C3D4	26207	5431
CT	C3D8R	1097	1762
	C3D4	1008	318
Perfil de aço	C3D8R	663	1440
Armação da laje	T3D2	698	704

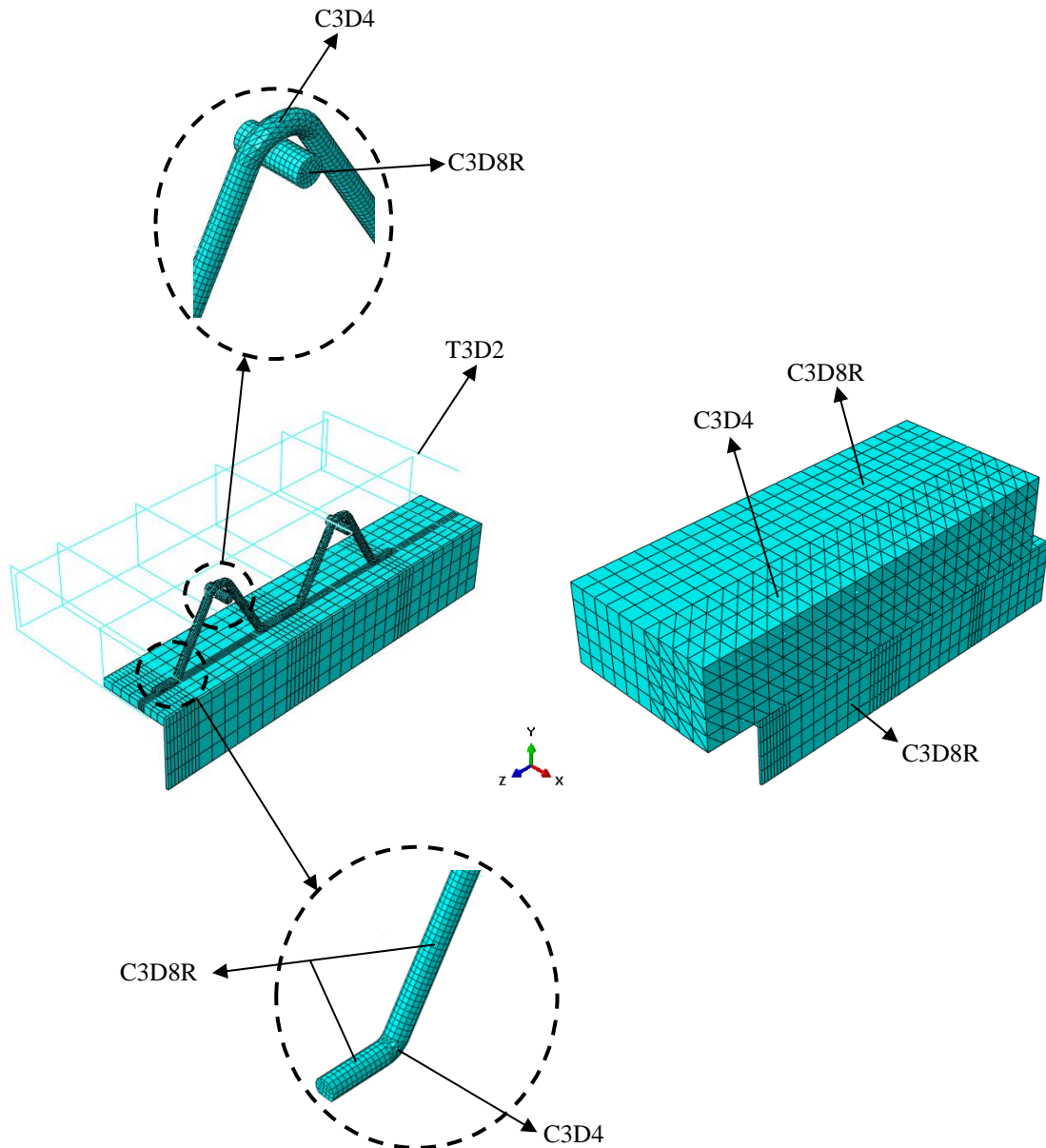


Figura 3.3- Malha e tipos de elementos finitos.

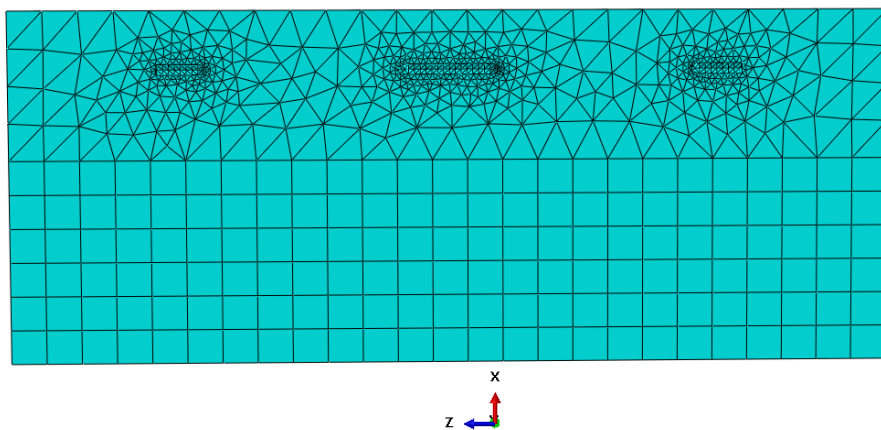


Figura 3.4- Refinamento da malha de elementos finitos da laje na região próxima aos conectores.

3.1.2 Interações de contato e restrições

Apropriadas restrições e interações de contato foram aplicadas para simular a interação entre os componentes do modelo. Barbosa (2016) constatou que após a ruptura dos modelos *push-out* experimentais, a solda entre o conector e o perfil de aço permaneciam intactas. Por esse motivo, uma restrição tipo *tie* foi aplicada entre a superfície inferior das pernas horizontais do conector e a superfície superior da mesa (flange) do perfil de aço. A restrição *tie* unifica os deslocamentos dos nós das superfícies envolvidas, desta maneira, o deslizamento entre as superfícies é eliminado. Na interface conector-concreto a restrição *tie* também foi aplicada (Figura 3.5). É evidente que na interface conector-concreto deslizamentos ocorrem, o que induz a utilização de interação de contato *surface-to-surface*. No entanto, Bezerra *et al.* (2018-a), Bonilla *et al.* (2015) e Nguyen e Kim (2009) em seus estudos, afirmam que o uso da ligação rígida (*tie*) nessa situação, constitui uma adequada aproximação e ainda evita problemas de convergência durante a análise. A armadura da laje foi embutida na laje de concreto, com a aplicação da restrição *embedded*. Esta restrição garante o funcionamento conjunto das barras com a laje de concreto, desprezando o deslizamento das barras em relação ao concreto.

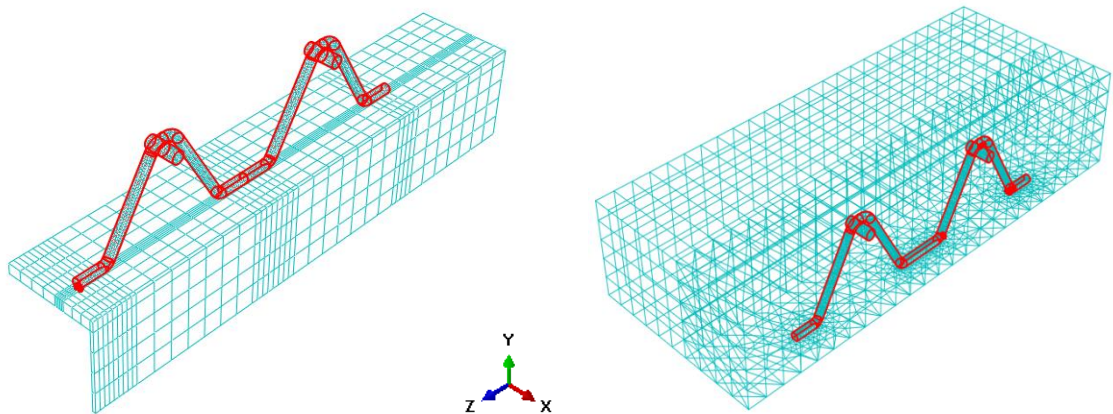


Figura 3.5- Restrição *tie* na interface conector-concreto.

Nos ensaios *push-out* experimentais, é comum a aplicação de um lubrificante na superfície superior do flange do perfil de aço. Esta prática reduz as reações aderentes e atrito entre o perfil e a laje de concreto, deixando os conectores como os principais responsáveis em resistir e transmitir os esforços nessa interface. No modelo numérico, uma interação de contato foi aplicada nas superfícies do flange do perfil de aço e da base da laje (Figura 3.6). As propriedades da interação de contato consistiram em: comportamento tangencial *frictionless* (sem atrito) e comportamento normal *hard*. A propriedade tangencial *frictionless* permite o livre

deslizamento entre as superfícies. A propriedade normal *hard* permite a separação transversal entre a laje e perfil de aço (*uplift*), porém evita a penetração de uma superfície sobre a outra.

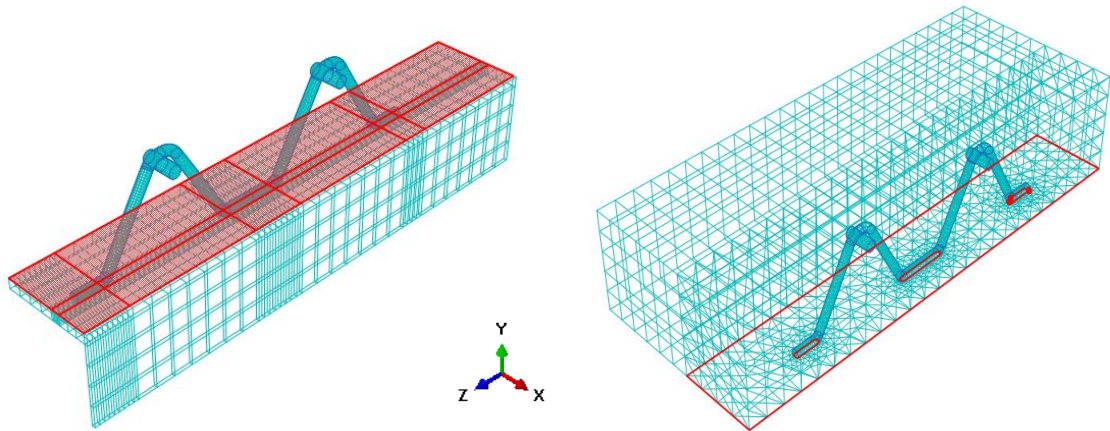


Figura 3.6- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.

3.1.3 Condições de contorno e aplicação do carregamento

Para prevalecer a simplificação geométrica do modelo, foram aplicadas as condições de contorno da simetria (Figura 3.7). Na Superfície 1 foram restritos os deslocamentos de todos os nós na direção X. Na superfície da seção da alma do perfil de aço (Superfície 2), foi impedido os deslocamentos em todos os nós na direção Y.

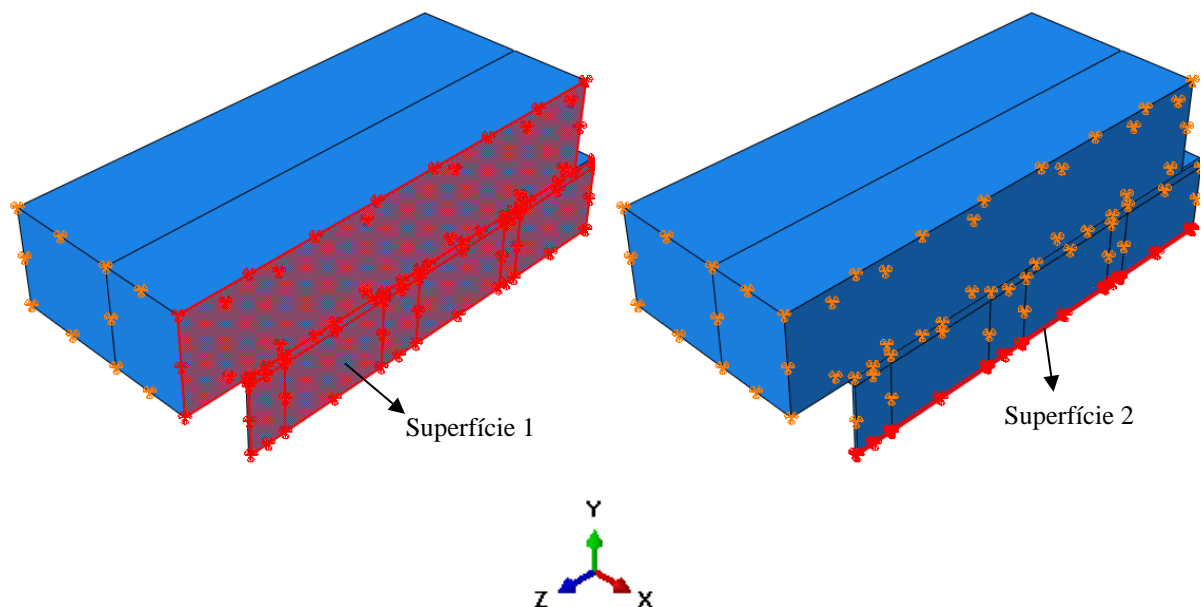


Figura 3.7- Condições de contorno da simetria.

A condição de contorno referente ao ensaio *push-out*, consistiu em restringir os deslocamentos dos nós da Superfície 3 na direção Z (Figura 3.8). Neste modelo numérico, controle de

velocidade foi aplicado. O carregamento foi aplicado distribuído uniformemente na seção transversal do perfil de aço, como visto na Figura 3.8.

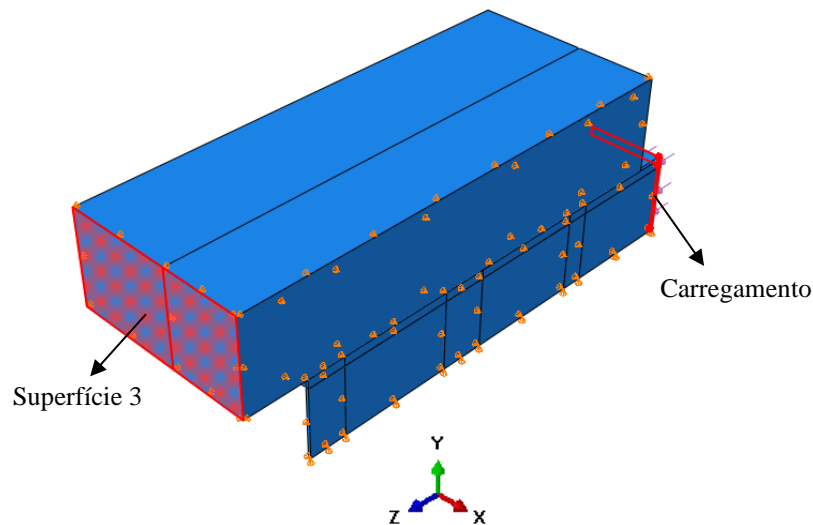


Figura 3.8- Carregamento e condição de contorno referentes ao ensaio *push-out*.

3.1.4 Método de análise

Neste estudo, o método de análise dinâmico explícito foi aplicado. Apesar de ser um método dinâmico, pode ser aplicado em análises de modelos estáticos, desde que os efeitos de inércia sejam controlados com a lenta aplicação de carga. Segundo o Manual do usuário do ABAQUS (2014), uma análise dinâmica explícita é considerada quase-estática quando a energia cinética no modelo não ultrapassa 5% da energia total.

O método dinâmico explícito é muito eficiente na análise de modelos complexos que envolvam dano do material, grandes deformações e interações de contato entre os componentes; assim é apropriado para modelos *push-out*. Vários pesquisadores aplicaram este método para simulação do *push-out* e obtiveram resultados satisfatórios (BEZERRA *et al.*, 2018-a; BEZERRA *et al.*, 2018-b; KIM *et al.*, 2017; NGUYEN e KIM, 2009; PAVLOVIĆ *et al.*, 2013; QURESHI e LAM, 2012; QURESHI, LAM e YE, 2011; SHARIATI *et al.*, 2016; XU, LIU e HE, 2014). Neste estudo, a taxa de aplicação de carga foi escolhida de modo que durante a análise os efeitos da inércia fossem mínimos. Para isso foi aplicado um carregamento com velocidade constante de 0,25 mm/s, baseado em Bezerra *et al.* (2018-a) e Qureshi e Lam (2012).

Os métodos de análise estáticos convencionais, de forma geral, exigem um esforço computacional superior ao exigido pela análise dinâmica explícita. O método de RIKS (*Arc length*), por exemplo, é um método de controle de carga implícito, visto como influente método

para análises não-lineares, contudo em cada passo de carga, o mesmo realiza diversas interações de equilíbrio, consumindo assim muito tempo e esforço computacional. Já o método dinâmico explícito, aplica a regra de integração da diferença central para resolver a equação de equilíbrio dinâmico, onde os deslocamentos e velocidades são determinados a partir de parâmetros já conhecidos (explícitos). Com isso, não há a necessidade de montagem e inversão das matrizes de massa e rigidez em cada incremento, constituindo-se assim uma análise com processamento mais rápido e menor custo computacional. Outra desvantagem do método de RIKS em comparação com o dinâmico explícito, é que problemas de convergência são frequentes quando se está analisando modelos que envolvem interações de contato, dano e falha de material (JUNG, 1998; NGUYEN e KIM, 2009). A formulação do método dinâmico explícito é apresentada no APÊNDICE A

3.1.5 Modelo constitutivo para o concreto

Para a modelagem do concreto foi utilizado o *Concrete Damage Plasticity Model* (CDPM), presente na biblioteca de materiais do ABAQUS (2014). Este modelo constitutivo é adequado para materiais que possui distintas resistências à tração e compressão, além do mais, vincula a teoria da plasticidade com a mecânica do dano, sendo capaz de simular numericamente a degradação da rigidez e falha do concreto. Os mecanismos de falha considerados, baseiam-se na fissuração por tração e no esmagamento por compressão. O CDPM assume uma regra de fluxo plástico não-associativo, onde é aplicada a função hiperbólica de Drucker-Prager para definir o fluxo potencial. Inúmeros pesquisadores que simularam numericamente o ensaio *push-out* adotaram o CDPM como modelo constitutivo para o concreto (BEZERRA *et al.*, 2018-a; BONILLA *et al.*, 2015; CHEN *et al.*, 2015; HAN *et al.*, 2017; KIM *et al.*, 2017; NGUYEN e KIM, 2009; PAVLOVIĆ *et al.*, 2013; QURESHI e LAM, 2012; QURESHI, LAM e YE, 2011; SHARIATI *et al.*, 2016; XU, SU e SUGIURA, 2017).

O modelo de dano-plástico é julgado como um dos melhores modelos para representar o complexo comportamento do concreto, por combinar os conceitos de dano isotrópico elástico com uma regra de fluxo plástico não-associativo (ALFARAH, LÓPEZ-ALMANSA E OLLER, 2017; LOPEZ-ALMANSA, ALFARAH E OLLER, 2014). Este eficiente modelo constitutivo foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e melhorado por Lee e Fenves (1998), que propuseram o seguinte critério de escoamento:

$$F = \frac{1}{1-\alpha'} (q - 3\alpha' p + \beta \langle \sigma_{\max} \rangle - \gamma \langle \sigma_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c = 0 \quad (3.1)$$

$$\alpha' = \frac{(f_{b0}/f_{c0})-1}{2(f_{b0}/f_{c0})-1}; \beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t}(1-\alpha')-(1+\alpha'); \gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1} \quad (3.2)$$

Nas Equações (3.1) e (3.2), p é a pressão hidrostática, de extrema importância na modelagem do concreto, tendo em vista que o confinamento influencia diretamente no comportamento deste material; q é a tensão efetiva equivalente de *Von Mises*; a tensão efetiva é dada pela tensão dividida por $(1-d_q)$, sendo d_q a variável de dano; f_{b0}/f_{c0} é a razão entre a tensão de início de não linearidade na compressão biaxial e axial; σ_{\max} é a tensão principal efetiva máxima; $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$ são as tensões de coesão efetivas de compressão e tração respetivamente, definidas $\bar{\sigma}_c = \sigma_c/(1-d_c)$ e $\bar{\sigma}_t = \sigma_t/(1-d_t)$, onde d_t é a variável de dano na tração, d_c variável de dano na compressão, σ_c e σ_t são as tensões coesivas de compressão e tração, respectivamente. K_c é uma variável plástica definida pela razão entre as tensões desviadoras na tração e compressão uniaxial.

Segundo Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), que desenvolveu uma metodologia para o cálculo da evolução das variáveis de dano (d_t e d_c), o dano na compressão e tração podem ser determinados pelas Equações (3.3) e (3.4).

$$d_c = 1 - \frac{1}{2+a_c} \left[2(1+a_c)e^{(-b_c \varepsilon_c^{ch})} - a_c e^{(-2b_c \varepsilon_c^{ch})} \right] \quad (3.3)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2+a_t} \left[2(1+a_t)e^{(-b_t \varepsilon_t^{ck})} - a_t e^{(-2b_t \varepsilon_t^{ck})} \right] \quad (3.4)$$

$$a_c = 7,873; a_t = 1; b_c = \frac{1,97(f_{ck} + 8)}{G_{ch}} l_{eq}; b_t = \frac{0,453 f_{ck}^{2/3}}{G_F} l_{eq} \quad (3.5)$$

Nas Equações (3.3) e (3.4), ε_c^{ch} e ε_t^{ck} são as deformações de esmagamento e fissuração respetivamente, que estão representadas nas Figuras 3.9 e 3.11. f_{ck} , G_{ch} , G_F e l_{eq} são definidos nos itens 3.1.5.1 e 3.1.5.2.

O modelo de dano-plástico assume uma regra de fluxo potencial plástico não-associativo, ou seja, a função que define o potencial plástico não coincide com a função do critério de escoamento. O fluxo potencial plástico (G) é dado pela função hiperbólica de Drucker-Prager, conforme Equação (3.6).

$$G = \sqrt{(\epsilon f_{t0} \tan \varphi)^2 + q^2} - p \cdot \tan \varphi \quad (3.6)$$

O ϵ é a excentricidade da superfície de potencial plástico, f_{t0} a tensão de tração na falha e φ é o ângulo de dilatância medido no plano desviador ($p - q$) com altas pressões confinantes.

Nota-se que o comportamento do concreto é dependente de quatro parâmetros plásticos constitutivos (φ , K_c , f_{b0}/f_{c0} e ϵ). Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Lopez-Almansa, Alfarah e Oller (2014) recomendam a aplicação dos seguintes valores para os parâmetros plásticos do concreto (Tabela 3.2):

Tabela 3.2- Parâmetros plásticos do CDPM.

K_c	φ	(f_{b0}/f_{c0})	ϵ
0,7	13°	1,16	0,1

O modelo constitutivo de dano-plástico para o concreto está implementado no *software* ABAQUS (2014) com a nomenclatura CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL (CDPM). Para utilização deste modelo na simulação do comportamento do concreto, além dos parâmetros plásticos, o *software* exige como dados de entrada as curvas tensão x deformação uniaxiais de compressão e tração do concreto e evolução dos parâmetros de dano (Equações (3.3) e (3.4)).

As Figuras 3.9 e 3.11 apresentam as curvas tensão x deformação uniaxial na compressão e tração que serão empregadas na modelagem do concreto nesse estudo. Pode-se observar também, em cada curva, a degradação da rigidez em consequência da evolução das variáveis de dano (d_t e d_c). Na curva de compressão (Figura 3.9), o trecho ascendente é baseado nas recomendações do *fib Model Code 2010* (2012), já no trecho descendente é assumida a função para região de *softening* (pós-pico) desenvolvida por Krätzig e Pölling (2004). Para a relação tensão x deformação na tração (Figura 3.11), o trecho ascendente é tomado como linear-elástico e o descendente é designado com base na expressão exponencial derivada dos ensaios experimentais de Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986). Ambas as leis adotadas, possuem a característica de propiciar a independência de malha, ou seja, os resultados da modelagem não são influenciados pelo tamanho do elemento finito empregado. Este fato deve-se a incorporação do comprimento característico do elemento nas equações que descrevem o *softening* na compressão e tração.

3.1.5.1 Comportamento uniaxial de compressão

Na Figura 3.9, f_{cm} representa a resistência à compressão média, sendo ε_{cm} a deformação correspondente, que assinalam o pico da lei tensão x deformação. E_0 é o módulo de elasticidade secante do concreto. A deformação axial na compressão para o concreto pode ser decomposta em: ε_c^{ch} e ε_{0c}^{el} , que são as componentes de deformação de esmagamento (inelástica), e elástica não danificada, respectivamente; ε_c^{pl} e ε_c^{el} , componentes de deformação plástica, e elástica danificada. Como entrada no modelo constitutivo CDPM do *software* ABAQUS, é usado a deformação inelástica (ε_c^{ch}) (ALFARAH, LÓPEZ-ALMANSA e OLLER, 2017).

Segundo o *fib Model Code 2010* (2012) a resistência à compressão média (*MPa*) e o módulo de elasticidade secante (*MPa*), podem ser obtidos por:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (3.7)$$

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \right) E_{ci} \quad (3.8)$$

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (3.9)$$

Sendo f_{ck} (*MPa*) a resistência à compressão característica e E_{ci} (*MPa*) o módulo de elasticidade inicial. A deformação correspondente a resistência média (ε_{cm}) é selecionada de acordo com a classe de resistência do concreto (*fib Model Code 2010, 2012*).

O primeiro trecho da curva tensão x deformação na compressão (Figura 3.9), que estende-se até a tensão $0,4f_{cm}$, é linear, regido pela Equação (3.10). O segundo trecho, de $0,4f_{cm}$ à f_{cm} , é correspondente a Equação (3.11) (*fib Model Code 2010, 2012*).

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (3.10)$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (3.11)$$

O terceiro trecho (*softening*) é dado por:

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (3.12)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (3.13)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (3.14)$$

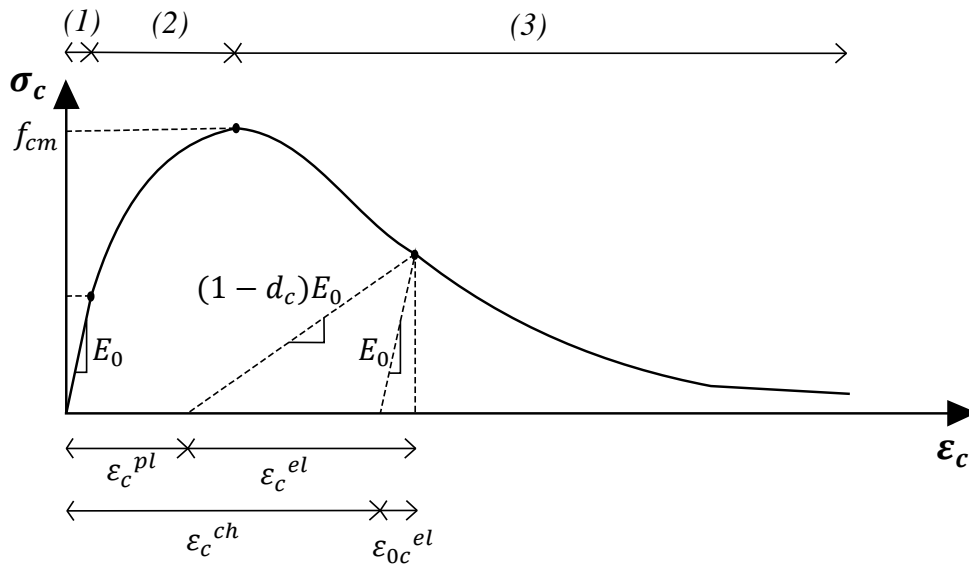


Figura 3.9- Comportamento uniaxial do concreto a compressão (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

De acordo com Krätzig e Pölling (2004), G_{ch} é a energia de esmagamento do concreto por unidade de área e l_{eq} é o comprimento equivalente do elemento finito utilizado para modelar o concreto. Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) afirmam que l_{eq} é dependente do tamanho da malha, tipo de elemento e direção de fissura, no entanto, pode ser determinado pela relação entre o volume e a área da maior superfície do elemento finito empregado.

O parâmetro γ_c é o responsável em controlar a área sob a curva (terceiro trecho). Segundo Krätzig e Pölling (2004) a área sob a curva deve ser igual à energia de esmagamento localizada, dada pela relação G_{ch} / l_{eq} . A deformação última à compressão do concreto é definida de modo que a restrição acima discutida seja atendida.

Com base em observações experimentais, adota-se inicialmente que $b = 0,9$. Com isso, a curva tensão x deformação é obtida, e conseqüentemente, um valor médio de b pode ser adquirido. O cálculo iterativo é realizado até que uma convergência seja atingida, ou seja, até que o valor médio de b torne-se igual ao b de entrada (ALFARAH, LÓPEZ-ALMANSA e OLLER, 2017).

3.1.5.2 Comportamento uniaxial de tração

O comportamento do concreto sobre tração pode ser especificado em termos da energia de fratura. Como afirma Qureshi, Lam e Ye (2011), três caminhos distintos podem ser tomados para definir o *softening* na tração. O primeiro trata-se de uma aproximação linear, ou seja, após atingindo a resistência a tração máxima, a queda de resistência, em relação à abertura de fissura, ocorre de forma linear (Figura 3.10-a). No segundo, um comportamento pouco mais detalhado é adotado, onde uma função bilinear é assumida para a perda de resistência (Figura 3.10-b). O terceiro e último caminho, usado nesse trabalho, é constituído por um método mais realístico, de modo que uma expressão exponencial, proposta por Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986), é usada para representar o comportamento de *softening* na tração (Figura 3.10-c).

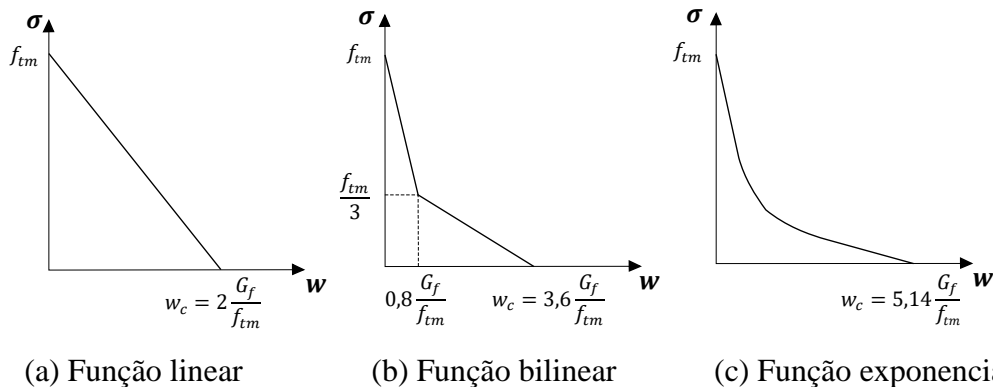


Figura 3.10- *Softening* na tração em relação a abertura de fissura (Modificado de Qureshi, Lam e Ye, 2011).

Na Figura 3.11, f_{tm} é a resistência à tração média, G_f é a energia de fratura por unidade de área, w_c é a abertura de fissura crítica. De acordo com o *fib Model Code 2010* (2012), f_{tm} (MPa) e G_f (N/mm) são dados por:

$$f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3} \quad (3.15)$$

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (3.16)$$

Na Equação (3.16), f_{cm} é expressa em *MPa*. Com base na energia de fratura, Oller (1988) define que a energia de esmagamento do concreto (G_{ch}) pode ser obtida de acordo com a Equação (3.17).

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 G_f \quad (3.17)$$

A Equação (3.18) é a expressão exponencial proposta por Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986) que relaciona tensão com abertura de fissura. Nessa expressão nota-se que $\sigma_t(0) = f_{tm}$ e $\sigma_t(w_c) = 0$, ou seja, quando a abertura de fissura é nula a resistência é máxima, e quando a abertura de fissura é máxima a resistência é nula. Segundo Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986), $c_1 = 3$, $c_2 = 6,93$ e w_c (abertura de fissura crítica) pode ser calculado pela Equação (3.19).

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (3.18)$$

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (3.19)$$

Como observado, na expressão exponencial proposta por Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986) a perda de resistência à tração é função da abertura de fissura, contudo o *softening* na tração também pode ser definido em função da deformação. De acordo com Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), os valores de deformação que definem o segundo trecho da relação tensão x deformação (Figura 3.11) podem ser obtidas pela Equação (3.20).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (3.20)$$

Onde ε_{tm} é a deformação correspondente a resistência à tração média (f_{tm}). Observa-se na Figura 3.11 que o primeiro trecho (ascendente) apresenta comportamento linear, estendendo-se até o f_{tm} .

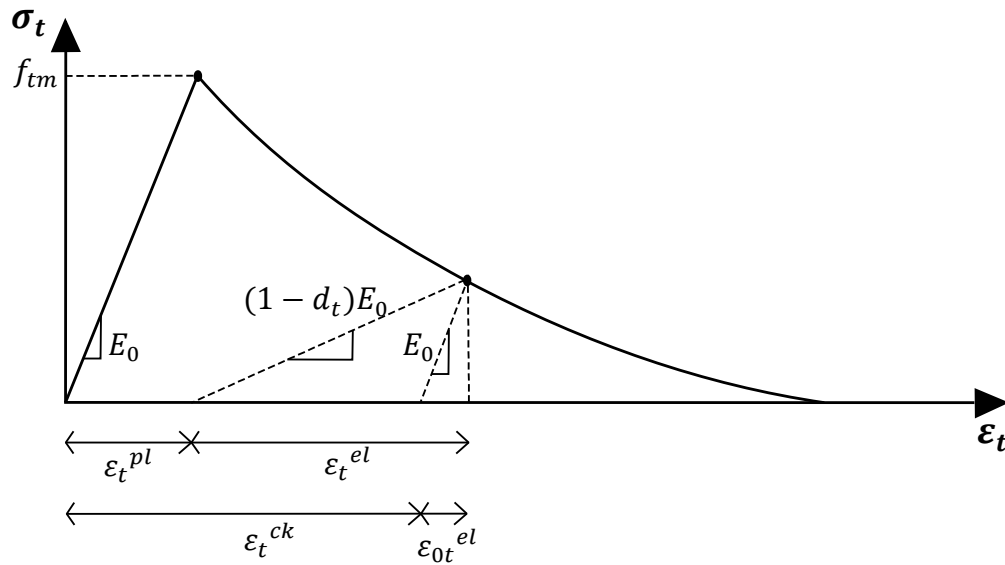


Figura 3.11- Comportamento uniaxial do concreto a tração (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

Análogo às deformações na compressão, ε_t^{ck} e ε_{0t}^{el} , são as componentes de deformação de fissuração (inelástica), e elástica não danificada, respectivamente; ε_t^{pl} e ε_t^{el} , são as componentes de deformação plástica, e elástica danificada. O modelo constitutivo CDPM do *software* ABAQUS (2014), permite ao usuário fornecer o comportamento de *softening* na tração tanto em função da abertura de fissura, como em função da deformação inelástica (ε_t^{ck}).

3.1.5.3 Aplicação no modelo numérico

Para a modelagem do concreto da laje aplicou-se o CDPM e toda a metodologia apresentada anteriormente. Os valores dos parâmetros plásticos recomendados por Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e López-Almansa, Alfarah e Oller (2014) foram aplicados: Ângulo de dilatância, $\varphi = 13^\circ$; Razão entre a tensão desviadora na tração e compressão uniaxial, $K_c = 0,7$; Excentricidade da superfície de potencial plástico, $\epsilon = 0,1$; Razão entre as tensões de início de não-linearidade na compressão biaxial e axial, $(f_{b0}/f_{c0}) = 1,16$.

Como apresentado no item 3.1.1, a malha de elementos finitos da laje foi definida de forma distinta na região próxima aos conectores e na região afastada. Para cada região foi determinado o comprimento equivalente do elemento finito l_{eq} , obtendo-se 5 mm para a malha da região próxima aos conectores e 30 mm para a malha da região afastada da linha de conectores.

Com as informações acima descritas, pode-se determinar o comportamento uniaxial e a evolução das variáveis de dano. As Figuras 3.12 e 3.13 apresentam as curvas tensão de compressão (σ_c)/tração (σ_t) x deformação de esmagamento (ϵ_c^{ch})/fissuração (ϵ_t^{ck}) e variáveis de dano de compressão (d_c)/tração (d_t) x deformação de esmagamento (ϵ_c^{ch})/fissuração (ϵ_t^{ck}), respectivamente, para um concreto com $f_{cm} = 30MPa$ e com l_{eq} de 5 mm e 30 mm. O coeficiente de Poisson e densidade adotados para o concreto foi de 0,2 e 25 kN/m³, respectivamente.

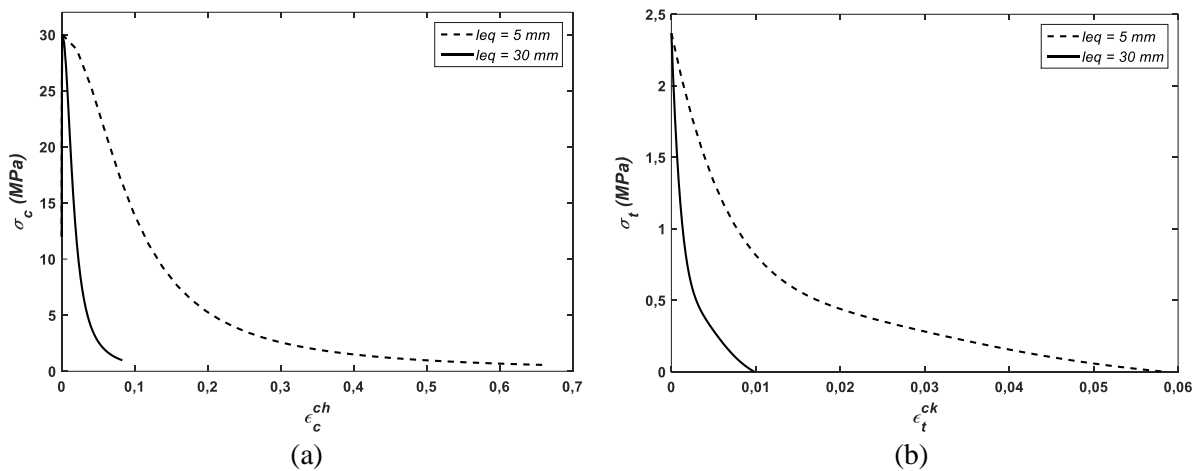


Figura 3.12- Comportamento uniaxial do concreto com $f_{cm} = 30MPa$: (a) Curva tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração x deformação de fissuração.

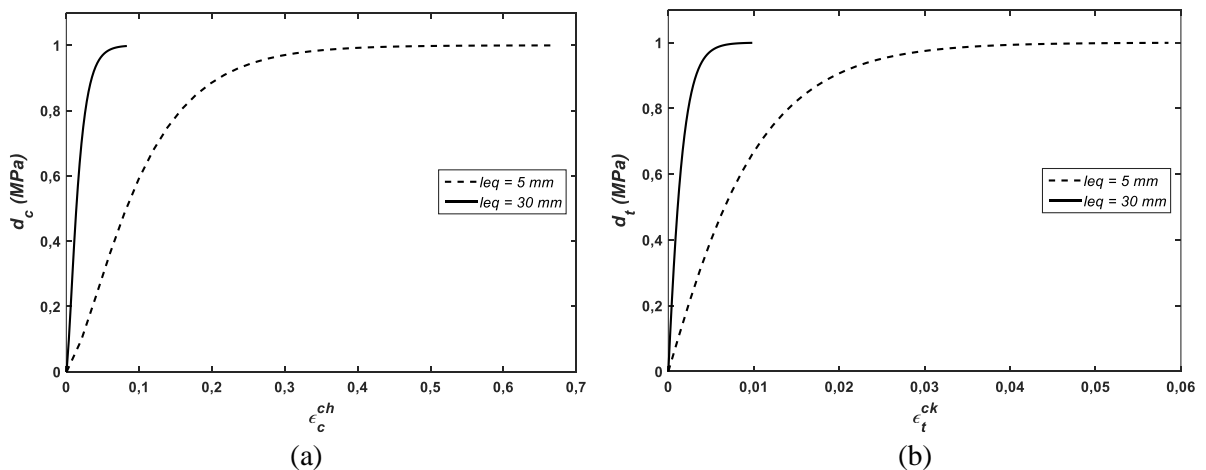


Figura 3.13- Evolução das variáveis de dano para um concreto com $f_{cm} = 30MPa$: (a) Curva dano de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração x deformação de fissuração.

3.1.6 Modelo constitutivo para o aço

Para a modelagem do aço neste trabalho foi utilizado um modelo constitutivo elástico-plástico, com escoamento isotrópico. Este modelo está disponível na biblioteca de materiais do ABAQUS (2014), com a denominação PLASTIC. No modelo constitutivo elástico-plástico a resposta obtida é independente da taxa de deformação. Outra característica é que a taxa de deformação total ($\dot{\epsilon}$) pode ser decomposta em termos das taxas de deformação elástica ($\dot{\epsilon}^{el}$) e plástica ($\dot{\epsilon}^{pl}$) (Equação (3.21)).

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^{el} + \dot{\epsilon}^{pl} \quad (3.21)$$

Com base na Lei de Hooke, o comportamento elástico pode ser escrito da seguinte forma:

$$\dot{\sigma} = D_0^{el} : \dot{\epsilon}^e = D_0^{el} : (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{pl}) \quad (3.22)$$

Onde D_0^{el} é o tensor de rigidez elástica, $\dot{\sigma}$ tensor tensão e $\dot{\epsilon}$ tensor deformação.

O modelo PLASTIC adota o critério de escoamento de *Von Mises*, dado pela Equação (3.23). Nele σ é o tensor tensão, J_2 é o segundo invariante do tensor desviador e σ_y a tensão que define o escoamento do material, dependente da variável interna de endurecimento. No caso do comportamento perfeitamente elástico-plástico, σ_y é a tensão de escoamento uniaxial. Observe-se que o critério de escoamento utilizado para o aço é independente da pressão hidrostática (confinamento), ou mais especificamente do primeiro invariante do tensor tensão. Isto se deve as pequenas e desprezíveis deformações volumétricas sofridas pela grande maioria dos metais quando submetidos à ruptura, fato este comprovado experimentalmente.

$$F(\sigma, \alpha) = \sqrt{3J_2} - \sigma_y \quad (3.23)$$

A regra de fluxo adotada é associativa, ou seja, a função do potencial plástico coincide com o critério de escoamento e conseqüentemente o vetor da taxa de deformação inelástica possui direção perpendicular à superfície de escoamento. Segundo Bate (1992), a utilização da lei associativa origina resultados concordantes com observações experimentais. A regra de fluxo é definida por:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\epsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (3.24)$$

Onde $\dot{\epsilon}^{pl}$ é a taxa de deformação plástica equivalente ou parâmetro de consistência plástica.

Para comportamento uniaxial do aço, exigido pelo modelo constitutivo, serão aplicadas as curva tensão x deformação bi-linear (Figura 3.14-a) e tri-linear (Figura 3.14-b). Inúmeros pesquisadores utilizaram esses comportamentos uniaxiais para o aço em suas pesquisas, dentre eles pode-se citar Mirambell *et al.* (2021), Bonilla, Bezerra e Mirambell (2019), Lima *et al.* (2020), Bezerra *et al.* (2018-a), Bezerra *et al.* (2018-b), Mirza e Uy (2009), Nguyen *et al.* (2009), dentre outros. Na Figura 3.14, E_s é o módulo de elasticidade do material, σ_y e ε_y são a tensão de escoamento e sua respectiva deformação, σ_u e ε_u são a tensão última e respectiva deformação.

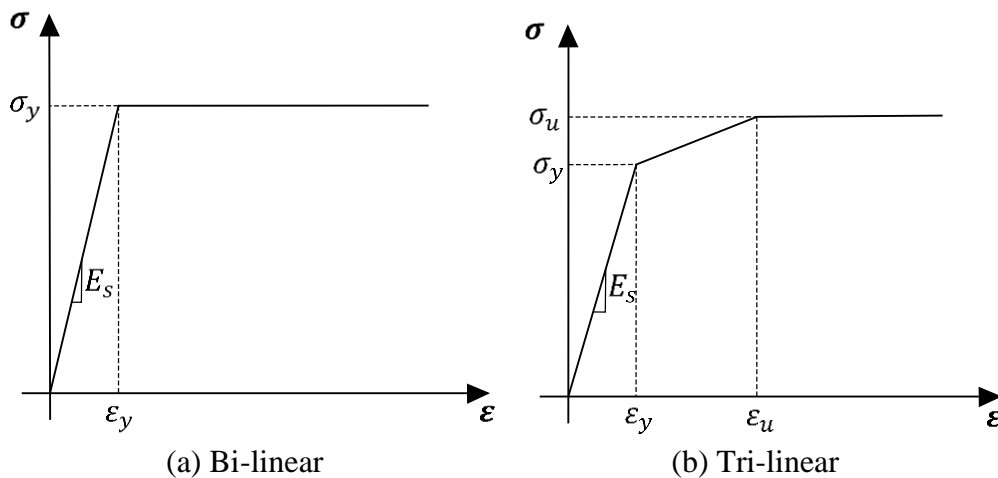


Figura 3.14- Comportamento uniaxial do aço.

A curva bi-linear é constituída por duas partes, a primeira é linear elástica, que se estende até ser atingida a tensão de escoamento do material. A segunda é uma região plástica, onde a tensão permanece constante com a variação da deformação. O modelo bi-linear estabelece o comportamento perfeitamente elástico-plástico. Na curva tri-linear, o comportamento é inicialmente elástico, seguido por uma região de endurecimento e logo após situa-se o escoamento perfeitamente plástico.

3.1.6.1 Aplicação no modelo numérico

Para a modelagem do aço dos CTs, perfil e armação da laje foi utilizado o modelo constitutivo elástico-plástico detalhado. O comportamento uniaxial implementado no modelo, consistiu da relação tensão-deformação bi-linear (Figura 3.14-a) para a armação da laje e perfil de aço, e devido a maior importância no modelo numérico, a relação tri-linear (Figura 3.14-b) foi utilizada para a modelagem do aço do CT. O coeficiente de Poisson e densidade adotada para o aço foi de 0,3 e 7850 kg/m³, respectivamente.

3.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo em elementos finitos desenvolvido foi realizada com os ensaios *push-out* experimentais de Barbosa (2016). As curvas carga-deslizamento e a capacidade resistente do CT foram verificadas. A Tabela 3.3 apresenta a geometria do CT e nomenclatura de cada modelo experimental. As propriedades do concreto e aço são descritas nas Tabelas 3.4 e 3.5, respectivamente. O aço do pino horizontal de 16 mm de diâmetro no topo dos conectores possui as seguintes propriedades: $E_s = 192,0$ GPa e $f_y = 558,3$ MPa.

Tabela 3.3-Modelos *push-out* experimentais ensaiados por Barbosa (2016).

Nomenclatura do modelo	Detalhes do conector treliçado (CT)		
	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Abertura entre hastes
I8	8,0	130,0	60°
I10	10,0	130,0	60°
I12,5	12,5	130,0	60°

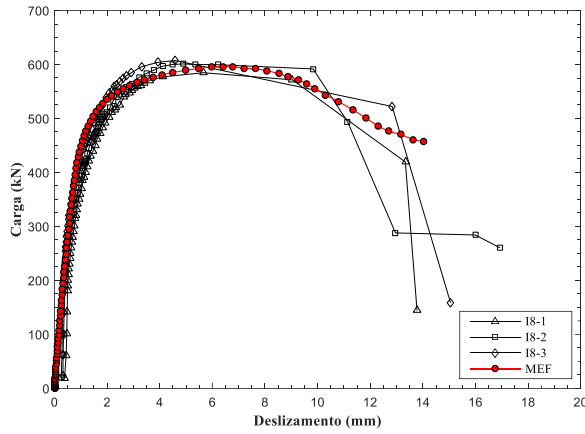
Tabela 3.4- Propriedades do concreto dos modelos.

E_0 (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)
26,0	34,0	3,6

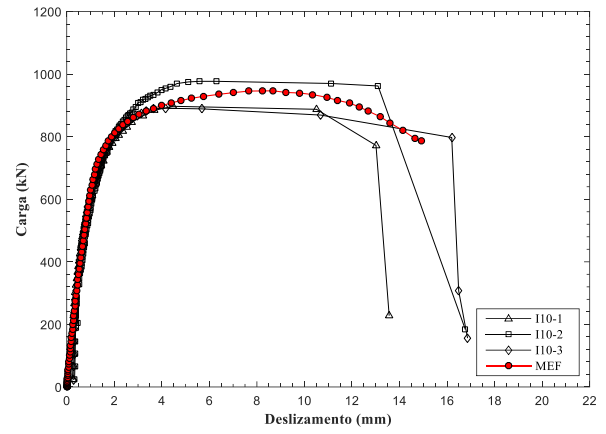
Tabela 3.5- Propriedade do aço dos conectores, perfil de aço e reforço da laje.

		I8	I10	I12,5
CT	E_s (GPa)	198,4	194,5	195,3
	σ_y (MPa)	561,2	591,6	595,3
	σ_u (MPa)	663,2	722,4	716,6
	ε_y (%)	0,28	0,30	0,29
	ε_u (%)	6,0	6,0	6,0
Perfil metálico	E_s (GPa)	200	200	200
	σ_y (MPa)	250	250	250
	ε_y (%)	0,125	0,125	0,125
Reforço da laje	E_s (GPa)	561,2	561,2	561,2
	σ_y (MPa)	722,4	722,4	722,4
	ε_y (%)	0,128	0,128	0,128

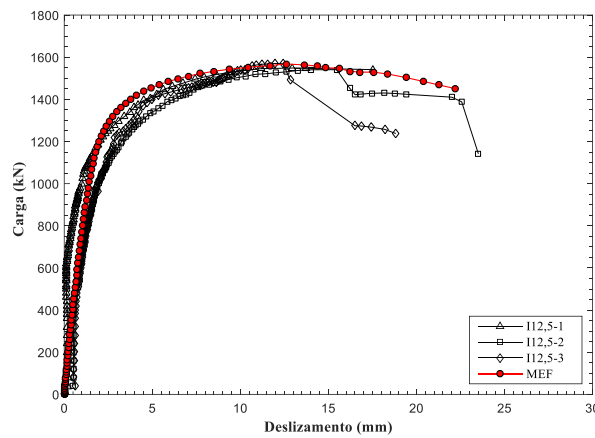
As curvas carga-deslizamento obtidas pelos ensaios experimentais foram comparadas com as curvas numéricas obtidas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), como visto na Figura 3.15. Observa-se um bom ajuste entre as curvas experimentais e numéricas, comprovando a eficiência do modelo de elementos finitos proposto neste estudo.



(a) Modelo I-8



(b) Modelo I-10



(c) Modelo I-12,5

Figura 3.15- Comparação entre as curvas carga-deslizamento experimentais e numéricas.

A Figura 3.16 mostra uma boa concordância entre as cargas últimas dos CT obtidas pelos ensaios experimentais e pelo modelo numérico proposto.

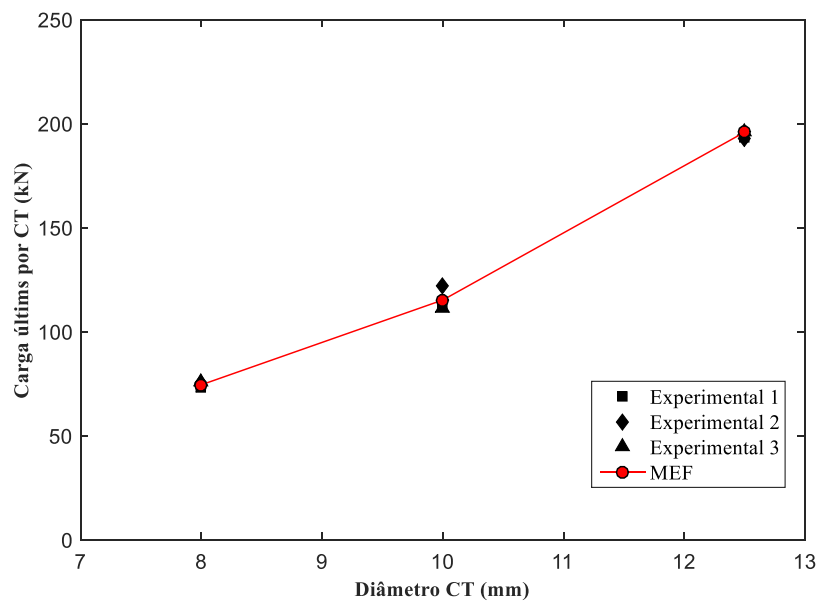


Figura 3.16- Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelo modelo numérico proposto e ensaios experimentais de Barbosa (2016).

A Tabela 3.6 apresenta detalhadamente as cargas últimas dos CT obtidas pelos *push-out* experimentais (P_{exp}) e pela análise de elementos finitos (P_{MEF}). A maior diferença entre os resultados experimentais e numéricos foi de 5,90%. O valor médio de (P_{exp}/P_{MEF}) foi de 0,998, com coeficiente de variação de 0,029. Esses resultados evidenciam a eficácia do modelo de elementos finitos proposto em simular a capacidade resistente dos CT.

Tabela 3.6- Comparação entre as cargas últimas dos CT obtidos pelos ensaios experimentais e modelo numérico proposto.

Conector	Diâmetro (mm)	P_{exp} (kN)	P_{MEF} (kN)	P_{exp}/P_{MEF}
CT-8,0-1	8,0	73,10	74,51	0,981
CT-8,0-2		75,13		1,008
CT-8,0-3		75,93		1,019
CT-10,0-1	10,0	112,13	115,27	0,973
CT-10,0-2		122,10		1,059
CT-10,0-3		111,35		0,966
CT-12,5-1	12,5	193,58	195,96	0,988
CT-12,5-2		192,60		0,983
CT-12,5-3		196,25		1,002
Média				0,998
Coeficiente de variação (CV)				0,029

3.3 ESTUDO PARAMÉTRICO EM MODELOS *PUSH-OUT*

A validação do modelo de elementos finitos com os ensaios experimentais mostrou que o mesmo simula com boa precisão a capacidade resistente de CTs aplicados em vigas mistas de aço e laje maciça de concreto. Com isso, o modelo proposto foi utilizado para realização de um estudo paramétrico com o objetivo de avaliar a capacidade resistente do CT com a variação de sua altura (h), ângulo de abertura entre hastes (α_a), diâmetro e resistência do concreto das lajes.

O estudo paramétrico foi dividido em duas fases. A primeira fase teve o objetivo de analisar a influência das características geométricas do conector (h e α_a) (Figura 3.17). A segunda etapa consistiu na verificação da influência da resistência do concreto da laje (f_{cm}) e área da seção transversal do conector, a partir da variação do diâmetro (d) da barra que é aplicada em sua fabricação. Os modelos numéricos dos estudos paramétricos seguiram a geometria padrão dos ensaios de Barbosa (2016), detalhada na Figura 3.1.

3.3.1 Influência dos parâmetros geométricos

A geometria do CT é definida pela altura (h) e ângulo de abertura entre as hastes do conector (α_a). O comprimento total (l_t) é dado pela soma da distância horizontal de abertura entre a base das hastes (l_{ab}) e comprimento das pernas horizontais de fixação do conector no perfil de aço, onde foi adotado um valor fixo de 35 mm. Esse comprimento é o suficiente para evitar ruptura na solda que faz a ligação do CT ao perfil de aço. Os parâmetros geométricos descritos podem ser visualizados na Figura 3.17. No programa experimental de Barbosa (2016) todos os CT ensaiados possuíam $h=130\text{mm}$ e $\alpha_a = 60^\circ$.

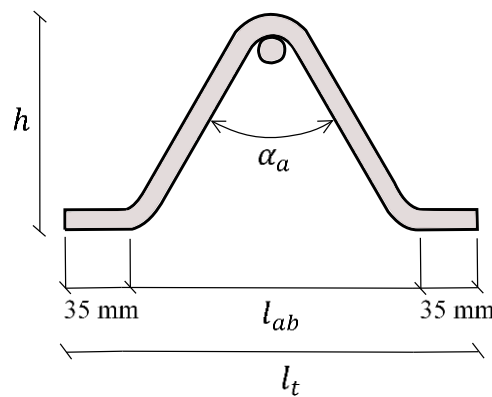


Figura 3.17- Parâmetros geométricos do CT.

Para a verificação da influência da altura do conector em sua capacidade resistente foi simulado com o modelo de elementos finitos proposto ensaios *push-out* em conectores treliçados com diâmetro de 12,5 mm (CT-12,5) e alturas de 150 mm, 130 mm, 110 mm e 90 mm. Estes valores foram definidos com o intuito abranger alturas inferiores e superiores aos conectores ensaiados experimentalmente por Barbosa (2016). Para manter a curvatura no topo do conector única para todas as alturas, foi admitida constante a relação $h/l_{ab} = 0,72$. A Tabela 3.7 apresenta a geometrias dos CTs com diferentes alturas analisados numericamente e suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 3.7- Geometria dos conectores com a variação da altura.

Nomenclatura	h (mm)	α_a	l_{ab} (mm)	l_t (mm)
CT-12,5-H90	90	60°	125	195
CT-12,5-H110	110		150	220
CT-12,5-H130	130		180	250
CT-12,5-H150	150		205	275

No modelo numérico *push-out* com conector de 150 mm, a altura da laje sofreu um incremento de 15 mm, para que fosse preservado o cobrimento do conector. Conseqüentemente, esse incremento foi aplicado nas barras de reforço da laje. As propriedades do aço e concreto aplicadas nesta análise são as mesmas da validação do modelo de elementos finitos proposto, presentes nas Tabelas 3.4 e 3.5. A Figura 3.18 e Tabela 3.8 apresentam os resultados de capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.

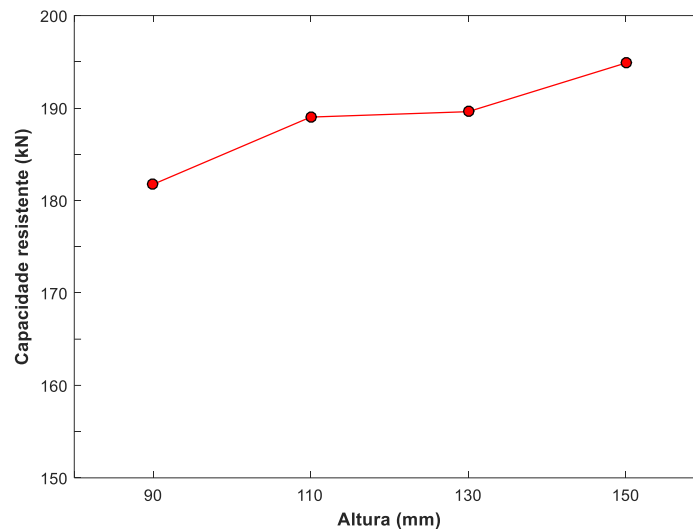


Figura 3.18- Relação altura do CT-12,5 *versus* capacidade resistente.

Tabela 3.8- Capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.

Conector	$P_{\text{últ}}$ (kN)	$P_{\text{últ(CT-12,5-H130)}} / P_{\text{últ}}$
CT-12,5-H90	181,75	1,043
CT-12,5-H110	189,02	1,003
CT-12,5-H130	189,61	-
CT-12,5-H150	194,87	0,973

$P_{\text{últ}}$: Capacidade resistente ou carga última por conector

A Figura 3.18 exibe a relação entre altura do conector e sua capacidade resistente. Observa-se que quanto maior a altura do conector maior sua capacidade resistente. Contudo, quantitativamente a capacidade resistente do CT é pouco influenciada com a variação de sua altura. A Tabela 3.8 indica que os conectores com alturas extremas CT-12,5-H150 e CT-12,5-H90 possuem capacidades resistentes estreitamente distintas do conector com altura de 130 mm. O CT-12,5-H130 apresentou capacidade resistente 4,3% superior ao CT-12,5-H90 e 2,7% inferior ao CT-12,5-H150. Essas pequenas alterações na capacidade resistente do CT podem ser explicadas pelo fato de a ruptura dos conectores treliçados ocorrer na base de suas hastes inclinadas (LIMA *et al.*, 2020; BEZERRA *et al.*, 2018-a), deste modo a altura é um fator que não oferecerá grandes variações na capacidade resistente desse conector.

Como o CT com pequena altura apresenta alta capacidade resistente, tem-se que o mesmo dispõe de um grande potencial para aplicação em vigas mistas com lajes de menor espessura, ou seja, em estruturas de médio e pequeno porte. Com isso, selecionou-se o conector CT-12,5-H90 para continuidade do estudo paramétrico.

A influência do ângulo de abertura entre hastes foi avaliada a partir da simulação numérica de conectores CT-12,5-H90 em ensaios *push-out*, com os seguintes ângulos de abertura (α_a): 40°, 50°, 60°, 70° e 80°. Os CT ensaiados por Barbosa (2016) e o CT-12,5-H90 apresentam $\alpha_a = 60^\circ$. Os demais valores foram adotados, para verificar a resposta do CT com o aumento e redução do ângulo de abertura entre hastes. Com a variação de α_a , o l_t dos conectores foi alterado, no entanto, a altura (h) foi mantida constante. A Tabela 3.9 apresenta as dimensões dos CTs com diferentes ângulos de abertura entre hastes analisados numericamente e suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 3.9- Geometria dos conectores com a variação do ângulo de abertura entre hastes.

Nomenclatura	h (mm)	α_a	l_{ab} (mm)	l_t (mm)
CT-12,5-H90-ANG40	90	40°	95	165
CT-12,5-H90-ANG50		50°	110	180
CT-12,5-H90-ANG60		60°	125	195
CT-12,5-H90-ANG70		70°	140	210
CT-12,5-H90-ANG80		80°	155	225

As propriedades do aço e concreto aplicadas nesta análise também foram mantidas iguais ao da validação do modelo de elementos finito proposto, demonstradas nas Tabelas 3.4 e 3.5. A Figura 3.19 e Tabela 3.10 apresentam os resultados de capacidade resistente dos conectores com os diferentes valores de α_a .

A Figura 3.19 ilustra a relação entre α_a e a capacidade resistente do conector. Nota-se que quanto maior a abertura entre hastes do conector maior a sua capacidade resistente. Na Tabela 3.10 observam-se os valores de carga última dos CT-12,5-H90 para cada ângulo α_a analisado. Admitindo o CT-12,5-H90-ANG60 como referência percebe-se que o mesmo apresentou capacidade resistente 1,2% superior ao CT-12,5-H90-ANG40 e 2,0% inferior ao CT-12,5-H90-ANG80. Apesar da pequena variação, o conector CT-12,5-H90-ANG80 foi o que apresentou maior capacidade resistente entre os conectores analisados, com carga última de 185,46 kN.

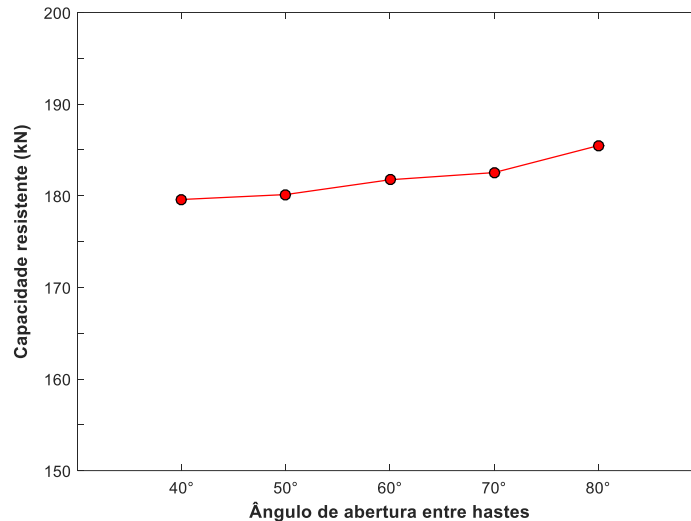


Figura 3.19- Relação ângulo de abertura entre hastes do CT-12,5 *versus* capacidade resistente.

Tabela 3.10- Capacidade resistente dos CT para os diferentes ângulos de abertura entre hastes.

Conector	$P_{\text{últ}}$ (kN)	$P_{\text{últ(CT-12,5-H90-ANG60)}} / P_{\text{últ}}$
CT-12,5-H90-ANG40	179,59	1,012
CT-12,5-H90-ANG50	180,13	1,009
CT-12,5-H90-ANG60	181,75	-
CT-12,5-H90-ANG70	182,53	0,996
CT-12,5-H90-ANG80	185,46	0,980

$P_{\text{últ}}$: Capacidade resistente ou carga última por conector

3.3.2 Influência do diâmetro do conector e resistência do concreto

Nesta fase do estudo paramétrico foi avaliada a influência do diâmetro do conector e resistência do concreto na capacidade resistente do CT com altura de 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°, geometria essa selecionada como ótima a partir dos resultados da primeira fase do estudo paramétrico. Um total de 9 modelos numéricos *push-out* foram simulados, como visualizados na Tabela 3.11. Os modelos foram constituídos por CT com diâmetro de 8,0, 10,0 e 12,5 mm e concreto com resistência de 25, 30 e 35 MPa.

As propriedades do aço CA-50 que constituem os CT e reforço da laje foram tomadas segundo a ABNT NBR 7480:2007, como visto na Tabela 3.12. A Tabela 3.12 apresenta também as propriedades do aço aplicado no perfil de aço. As propriedades do concreto estão demonstradas na Tabela 3.13. O E_0 e f_m foram obtidas pelas Equações (3.8) e (3.15), respectivamente.

Tabela 3.11- Modelos *push-out* simulados para avaliação do diâmetro do conector e resistência do concreto na capacidade resistente do CT.

Modelo	Nomenclatura do conector	Diâmetro (mm)	Resistência do concreto (MPa)
MCT-8,0-RC25	CT-8,0-H90-ANG80	8,0	25
MCT-8,0-RC30			30
MCT-8,0-RC35			35
MCT-10,0-RC25	CT-10,0-H90-ANG80	10,0	25
MCT-10,0-RC30			30
MCT-10,0-RC35			35
MCT-12,5-RC25	CT-12,5-H90-ANG80	12,5	25
MCT-12,5-RC30			30
MCT-12,5-RC35			35

Tabela 3.12- Propriedades do aço nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.

	Propriedades do aço		
	E_s (GPa)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
CT	210	500	540
Reforço da laje	210	500	-
Perfil metálico	200	250	-

Tabela 3.13- Propriedades do concreto nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.

Propriedades do concreto		
f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_0 (GPa)
25	1,99	25,05
30	2,37	26,98
35	2,71	28,77

As capacidades resistentes dos conectores obtidas pela simulação numérica estão apresentadas na Tabela 3.14. A Figura 3.20 dispõe os resultados em um plano definido pela resistência do concreto (f_{cm}) e diâmetro do conector, facilitando assim a visualização da influência desses parâmetros na capacidade resistente do CT analisado.

Tabela 3.14- Resultados de capacidade resistente dos CT obtidas pelas simulações numéricas.

Conector	Diâmetro (mm)	Resistência do concreto (MPa)	P_{ult} (kN)
CT-8,0-H90-ANG80	8,0	25	67,00
		30	67,39
		35	68,68
CT-10,0-H90-ANG80	10,0	25	92,73
		30	95,45
		35	96,11
CT-12,5-H90-ANG80	12,5	25	128,20
		30	163,02
		35	170,49

P_{ult} : Carga última ou capacidade resistente por conector.

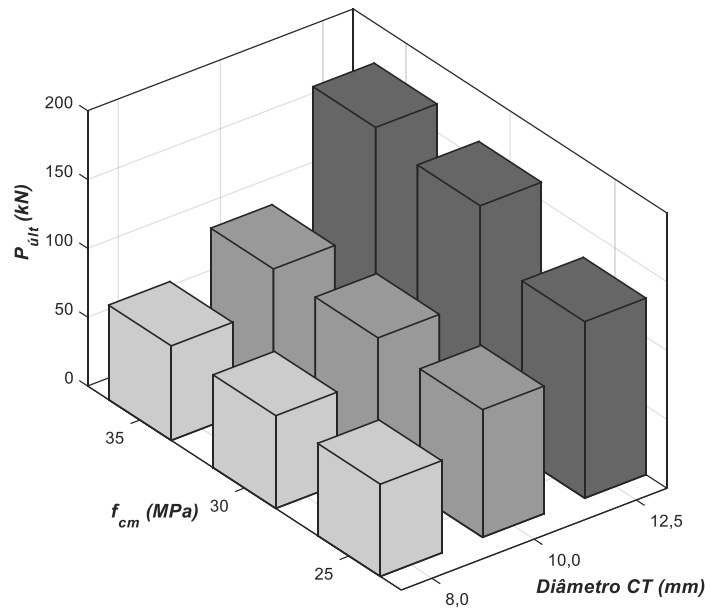


Figura 3.20- Ilustração dos resultados de capacidade resistente obtidas para os CT analisados.

Os resultados expostos na Tabela 3.14 e Figura 3.20 constata-se que o conector CT-12,5-H90-ANG80 com resistência do concreto de 35 MPa foi o que apresentou maior resistência, 170,49 kN. O conector que apresentou menor valor de capacidade resistente foi o CT-8,0-H90-ANG80 com concreto de 25 MPa, 67,00 kN. A diferença entre os valores extremos de resistência é de aproximadamente 154%. De maneira geral, o aumento do diâmetro do conector e resistência do concreto que constitui a laje maciça provocam acréscimos na resistência da conexão com CT.

É notório que a variação do diâmetro do conector tem maior impacto na capacidade resistente do CT. Para a resistência do concreto de 35 MPa, por exemplo, o acréscimo na capacidade resistente foi de 39,94% entre os conectores CT-8,0-H90-ANG80 e CT-10,0-H90-ANG80, chegando a 148,24% entre os conectores CT-8,0-H90-ANG80 e CT-12,5-H90-ANG80. Para as demais resistências do concreto os acréscimos são semelhantes.

Avaliando a variação da resistência do concreto da laje dos modelos, verifica-se que para os CT com diâmetro de 8,0 e 10,0 mm, a influência na capacidade resistente dos conectores é inferior quando comparado à variação do diâmetro. Para o conector CT-8,0-H90-ANG80, o aumento de sua capacidade resistente foi de 0,58% e 2,51% quando se altera a resistência do concreto de 25 MPa para 30 MPa e de 25 MPa para 35 MPa, respectivamente. O CT com diâmetro de 10 mm (CT-10,0-H90-ANG80) apresenta acréscimos na capacidade resistente semelhantes ao conector com diâmetro de 8,0 mm. Devido às menores seções transversais, o escoamento nas hastes do conector inicia-se antes que altos níveis de tensões sejam alcançados no concreto, caracterizando assim a ruptura destes modelos, preponderantemente, pelo escoamento e ruptura

das hastes dos conectores. Este fato pode ser o motivo da baixa influência da resistência do concreto na capacidade resistente destes conectores.

Na capacidade resistente do conector CT-12,5-H90-ANG80 observa-se uma maior dependência da resistência do concreto. O acréscimo na sua capacidade resistente foi de 27,16% e 30,00% quando se altera a resistência do concreto de 25 MPa para 30 MPa e de 25 MPa para 35 MPa, respectivamente. Este conector apresenta maior rigidez, com isso, altos valores de tensões incidem na laje de concreto antes que o escoamento nas hastes do conector seja iniciado. Tem-se então que o concreto é mais solicitado e conseqüentemente tem maior contribuição na resistência da conexão dos modelos com CT de diâmetro igual a 12,5 mm.

3.4 EQUAÇÃO PARA PRESCRIÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CT

A proposta de equação para o cálculo da resistência do CT foi desenvolvida a partir de uma regressão não-linear, usando o *software* SPSS *statistical* v-24.0. A Tabela 3.15 apresenta os dados aplicados na regressão, provenientes das simulações numéricas realizadas na segunda fase do estudo paramétrico. Baseado em Ollgaard, Slutter e Fisher (1971), um modelo potencial foi adotado, conforme Equação (3.25).

$$Q_{CT} = a \cdot (A_{CT})^b \cdot (f_{cm})^c (E_0)^d \quad (3.25)$$

Na Equação (3.25), Q_{CT} é a capacidade resistente do CT; A_{CT} é a soma das áreas da seção transversal das duas hastes do CT; f_{cm} é a resistência à compressão do concreto; e E_0 o módulo de elasticidade secante do concreto.

Tabela 3.15- Dados considerados na análise de regressão.

Conector	Diâmetro (mm)	A_{CT} (10^{-6} m^2)	f_{cm} (MPa)	E_0 (MPa)	Q_{MEF} (kN)
CT-8,0-H90-ANG80	8,0	100,53	25	25053,52	67,00
			30	26976,43	67,39
			35	28770,52	68,68
CT-10,0-H90-ANG80	10,0	157,08	25	25053,52	92,73
			30	26976,43	95,45
			35	28770,52	96,11
CT-12,5-H90-ANG80	12,5	245,44	25	25053,52	128,20
			30	26976,43	163,02
			35	28770,52	170,49

Q_{MEF} : Resultados de resistência do CT da simulação numérica.

E_0 : Calculado de acordo com o *fib Model Code* 2010 (2012), Equação (3.8).

Na regressão, um total de 172 modelos estatísticos foram analisados. A escolha do modelo que melhor prescreve a resistência do CT foi realizada de acordo com o valor do coeficiente R^2 . O modelo a seguir (Equação (3.26)) foi o que apresentou melhor correlação, ($R^2 = 0,963$):

$$Q_{CT} = 3,873 \cdot (A_{CT})^{0,978} \cdot (f_{cm})^{0,412} (E_0)^{0,342} \quad (3.26)$$

Com o intuito de facilitar sua aplicação e tornar a equação de resistência do CT semelhante às expressões dos demais conectores de cisalhamento prescritos nas normas correntes (AISC 360:2010; ABNT NBR 8800:2008; AASHTO LRFD:2004; EN 1994-1-1:2004), os coeficiente b , c , e d foram arredondados para 1, 0,5 e 0,5, respectivamente. Uma nova regressão não-linear foi realizada obtendo-se a seguinte equação (Equação (3.27)):

$$Q_{CT} = 0,695 A_{CT} \sqrt{f_{cm} E_0} \quad (3.27)$$

A Equação (3.27) também apresentou boa correlação com os resultados das simulações numéricas ($R^2 = 0,959$), mostrando-se assim capaz de prescrever a resistência do CT. É importante salientar que a equação proposta (Equação (3.27)) é restrita para CT com altura de 90 mm e ângulo de abertura entre as hastes de 80° , quando aplicado em vigas mistas de aço-concreto com laje maciça.

Tabela 3.16- Comparação dos valores calculados com a Equação (3.27) e com os resultados da simulação numérica.

Conector	f_{cm} (MPa)	Q_{MEF} (kN)	$Q_{Eq.(3.27)}$ (kN)	$\frac{Q_{MEF}}{Q_{Eq.(3.27)}}$	Erro (%)
CT-8,0-H90-ANG80	25	67,00	55,30	1,212	17,46
	30	67,39	62,85	1,072	6,74
	35	68,68	70,11	0,980	-2,08
CT-10,0-H90-ANG80	25	92,73	86,40	1,073	6,83
	30	95,45	98,21	0,972	-2,89
	35	96,11	109,55	0,877	-13,98
CT-12,5-H90-ANG80	25	128,20	134,00	0,967	-4,52
	30	163,02	153,45	1,062	5,87
	35	170,49	171,17	0,996	-0,40
Média				1,022	
Coefficiente de variação (CV)				0,093	

Na Tabela 3.16 são apresentados os valores de resistência do CT calculados com a Equação (3.27) e resultantes das simulações numéricas. O valor médio de $Q_{MEF}/Q_{Eq.(4.43)}$ foi de 1,022, com coeficiente de variação de 0,093. O erro dos valores de resistência da Equação (3.27) em relação aos valores da simulação numérica oscilou entre -4,52% e 6,83%, exceto para os

conectores CT-8,0-H90-ANG80 com f_{cm} de 25 MPa e CT-10,0-H90-ANG80 com f_{cm} de 35 MPa, que apresentaram erro de 17,46% e -13,98%, respectivamente. De modo geral, a correlação é satisfatória, tendo em vista a aplicação do coeficiente de segurança de 1,25 para o cálculo da resistência de projeto dos conectores de cisalhamento (EN 1994-1-1:2004).

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi desenvolvido e validado um modelo numérico de elementos finitos para simulação do ensaio *push-out* com conectores CT. Esse modelo numérico foi aplicado em um estudo paramétrico, onde avaliou-se a capacidade resistente do CT com a variação de sua altura, ângulo de abertura entre hastes, diâmetro e resistência do concreto. O estudo paramétrico indicou uma geometria ótima para o CT (altura de 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°). Além disso, verificou-se que o aumento do diâmetro do conector e resistência do concreto da laje eleva a capacidade resistente do CT.

A partir de uma análise de regressão não-linear dos resultados do estudo paramétrico, uma equação para o cálculo da resistência do CT foi proposta (Equação (3.27)). A equação proposta apresentou boa concordância com os resultados numéricos. Esta formulação está presente no artigo *Behavior and resistance of truss-type shear connector for composite steel-concrete beams*, publicado na revista *Steel and Composite Structures* (LIMA *et al.*, 2020).

Contudo, a Equação (3.27) possibilita a idealização dos modelos experimentais de vigas mistas aço-concreto com conectores CT, sem a necessidade da execução de ensaios *push-out*, alcançando assim, o objetivo principal desse capítulo.

4. ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CT

Tendo em vista os altos custos que envolve a execução de ensaios experimentais de vigas mistas aço-concreto, antes da idealização e fabricação dos modelos experimentais, uma análise numérica foi efetuada com o intuito de realizar uma pré-avaliação do comportamento de vigas mista aço-concreto com conexão constituída por CTs.

A modelagem numérica é uma ferramenta que vêm sendo bastante utilizada no estudo do comportamento de vigas mistas aço-concreto, como apresentado no estado da arte (Item 2.5). Com essa ferramenta pode-se obter deslocamentos, deformações, tensões, dentre outros parâmetros que regem o comportamento de um elemento estrutural, em qualquer região ou ponto do modelo numérico avaliado. Neste capítulo, a modelagem numérica foi utilizada para a obtenção de informações essenciais para a idealização de modelos experimentais consistentes e objetivos, que quando ensaiados forneçam resultados suficientes para descrever o comportamento de vigas mistas aço-concreto com CT, bem como balizar toda a instrumentação que será aplicada. Além disso, com a modelagem foi possível verificar a viabilidade da execução do programa experimental desta pesquisa.

A análise numérica consistiu na simulação do ensaio de flexão em vigas mistas aço-concreto com CT. Para isso, um modelo tridimensional não-linear de elementos finitos, usando o *software* ABAQUS (2014), foi desenvolvido. Foram consideradas todas as fontes de não-linearidade necessárias para a modelagem de estruturas mistas, mais especificamente, a não-linearidade física dos materiais e o contato entre os componentes. Todo o desenvolver do modelo foi baseado no modelo numérico *push-out* (item 3.1) e em trabalhos da literatura que também produziram modelos numéricos de vigas mistas aço-concreto (CLASSEN, 2018; CLASSEN, STARK e HEGGER, 2018; ELLOBODY e YOUNG, 2015; FAN *et al.*, 2020; KATWAL, TAO e HASSAN, 2018; LACKI *et al.*, 2019; LAWSON e TAUFIQ, 2019; LIU, BRADFORD e ATA EI, 2017; MIRAMBELL *et al.* (2021); SHAMASS e CASHELL, 2017; TAHMASEBINIA, RANZI e ZONA, 2013; WIJESIRI PATHIRANA *et al.*, 2016; YAN, LI e XIE, 2017). A seguir é apresentado a metodologia utilizada no desenvolvimento do modelo numérico de vigas mistas aço-concreto com CT e os resultados das simulações realizadas.

4.1 GEOMETRIA DO MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico é constituído pelos CTs, perfil de aço, laje de concreto e armadura da laje. Foi adotado o CT com diâmetro de 8 mm e geometria ótima obtida pelo estudo paramétrico do

item 3.3, ou seja, altura com 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°. O perfil de aço adotado foi o W200x15,0 (padrão brasileiro), classificado como perfil de Classe 1, conforme critérios do EN 1994-1-1:2004. Para a laje, tomou-se uma espessura de 120 mm e 1200 mm largura efetiva. O modelo foi considerado biapoiado, com vão livre total de 5700 mm. Com o intuito de reduzir o custo computacional durante as simulações numéricas, aproveitou-se da geometria simétrica das vigas, modelando apenas um quarto do modelo experimental, conforme é ilustrado na Figura 4.1. Para esta consideração, condições de contorno de simetria foram aplicadas.

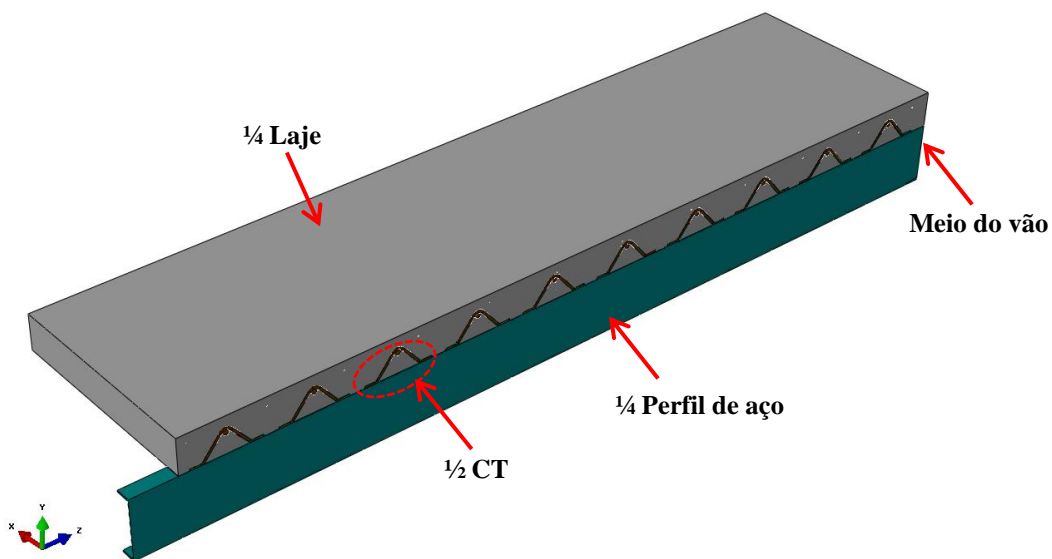


Figura 4.1- Geometria do modelo numérico.

4.2 MALHA E TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS

Cada componente do modelo numérico foi modelado separadamente, constituindo assim malhas de elementos finitos independentes. A laje foi modelada com dois tipos de elementos finitos. Na região mais distante da linha de conectores foi utilizado elementos C3D8R, já na região próxima da linha de conectores, devido a geometria do CT, não foi possível aplicar o algoritmo de malha estruturada, deste modo, foi aplicado o elemento tetraedro C3D4 (Elemento tridimensional tetraédrico com quatro nós). O CT foi modelado com elementos C3D4 nas regiões entre as hastes inclinadas e as pernas horizontais, e C3D8R nas demais regiões. No perfil de aço foi aplicado somente elementos C3D8R e nas barras da armação da laje foi usado elementos de treliça tridimensionais com dois nós (T3D2). A distribuição dos elementos no modelo é mostrada na Figura 4.2.

Ainda na Figura 4.2, observa-se que a região da laje próxima à linha de conectores apresenta um refinamento de malha. Esse refinamento foi aplicado devido à alta concentração de tensões

que ocorre nessa região. Na malha de elementos finitos nessa região, os tamanhos máximo e mínimo dos elementos foram de 30 e 5 mm, respectivamente. Na região da laje afastada da linha de conectores, os elementos C3D8R ficaram com tamanho máximo e mínimo de 50 e 15 mm. Um refinamento na malha do perfil de aço também foi realizado, nas regiões da ligação com o CT, como pode ser visto na Figura 4.2.

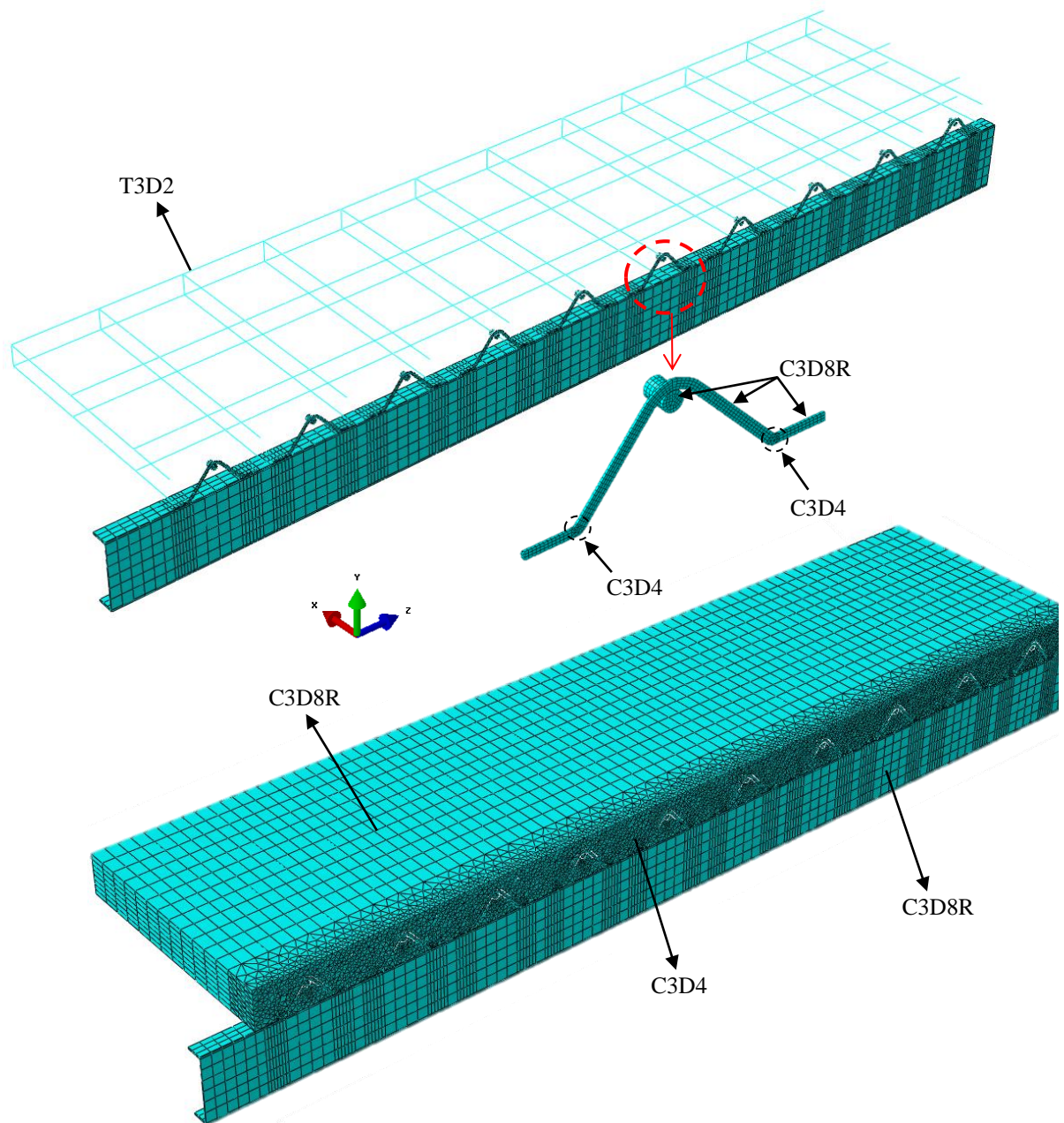


Figura 4.2- Malha e tipos de elementos finitos.

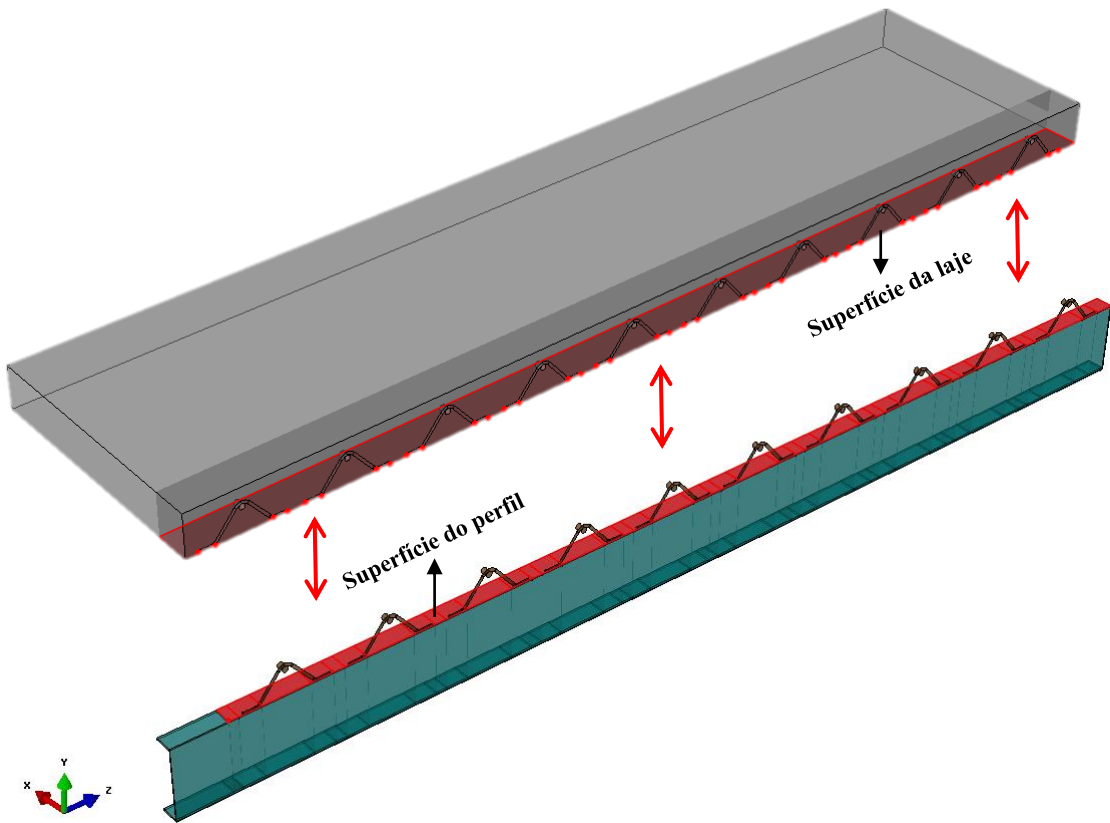


Figura 4.3- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.

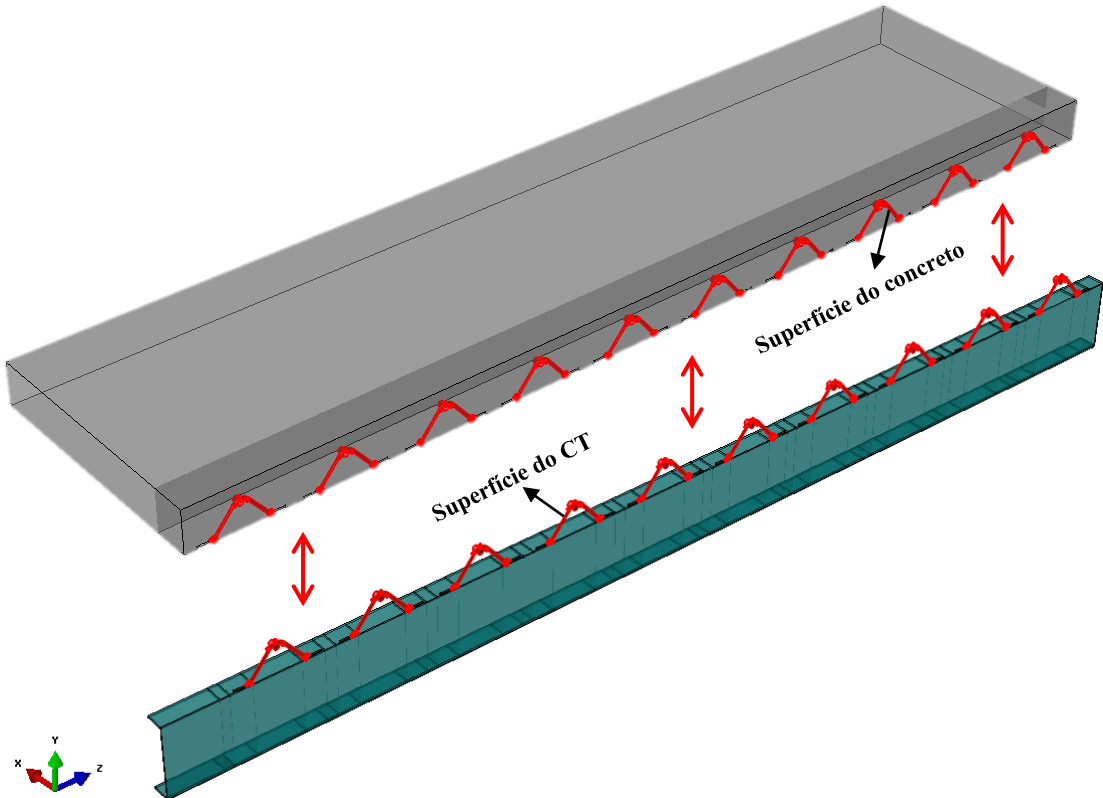


Figura 4.4- Restrição *tie* na interface CT-concreto.

4.3 INTERAÇÃO DE CONTATO E RESTRIÇÕES

A obtenção de um modelo numérico eficiente e estável é totalmente dependente da definição das propriedades de contato entre os componentes do modelo. Na interface perfil de aço-laje de concreto (Figura 4.3) foi utilizado a interação de contato *surface-to-surface* presente na biblioteca de interações do ABAQUS (2014). As propriedades desta interação de contato consistiram em: comportamento tangencial *frictionless* (sem atrito) e comportamento normal *hard*.

A restrição *tie* foi aplicada para realizar a ligação entre o CT e a mesa superior do perfil de aço, tendo em vista que a solda do conector ao perfil de aço permanece íntegra após a ruptura do CT (BARBOSA, 2016). Assim, como realizado na modelagem do modelo numérico *push-out* e nas pesquisas de Lima *et al.* (2020) e Bezerra (2018-a), na interface CT-concreto a restrição *tie* foi aplicada (Figura 4.4). A restrição *embedded* foi aplicada na armadura da laje, ou seja, o deslizamento das barras em relação ao concreto é desprezado.

4.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DE CARREGAMENTO

Para realizar a modelagem de apenas um quarto do modelo experimental, foram aplicadas condições de contorno de simetria (Figura 4.5). Na Superfície 1 foram restritos os deslocamentos de todos os nós na direção X. Na superfície 2, foi impedido os deslocamentos em todos os nós na direção Z.

Como já citado, o modelo numérico de viga mista aço-concreto com CT foi considerado biapoiado, ou seja, apresenta uma extremidade com apoio de segundo gênero e extremidade oposta com apoio de primeiro gênero. O modelo numérico é constituído pela quarta parte da geometria total que possui o apoio de segunda ordem em sua extremidade. Deste modo, a condição de contorno referente ao ensaio de flexão, consistiu em restringir os deslocamentos, na direção Y e Z, dos nós na linha da mesa inferior do perfil de aço onde se localiza o apoio, conforme Figura 4.5. O carregamento foi aplicado na região do modelo que representa o meio do vão da viga, também ilustrado na Figura 4.5. Além do carregamento concentrado no meio do vão, foi considerado o peso próprio dos componentes do modelo, a partir da opção de carga *gravity* do ABAQUS. A aceleração da gravidade aplicada foi de 9,81 m/s².

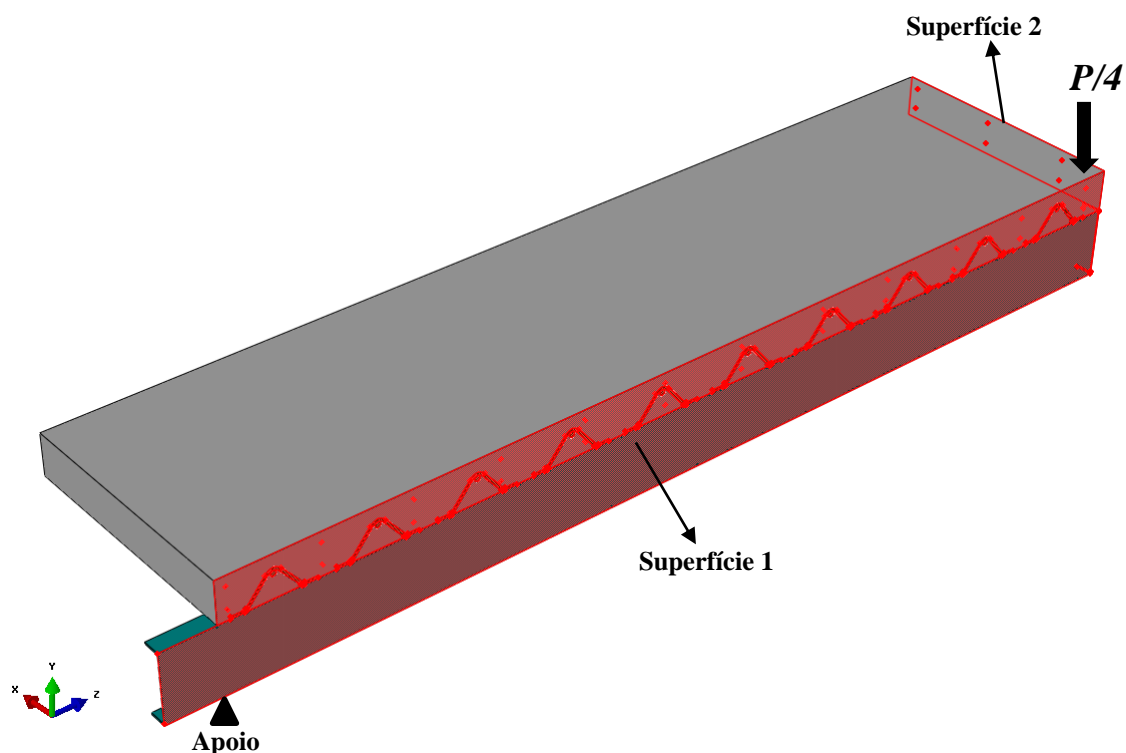


Figura 4.5- Carregamento e condições de contorno aplicados no modelo.

4.5 MÉTODO DE ANÁLISE

O método de análise dinâmico explícito foi aplicado para a simulação numérica do modelo. Como já citado, este método é apropriado para análise de modelos que envolvam dano do material, grandes deformações e interações de contato. Esses fenômenos estão presentes nas simulações numéricas que objetivam analisar o comportamento de estruturas mistas aço-concreto. No caso das vigas mistas, é indispensável a aplicação de interações de contato apropriadas entre os componentes que constituem a viga (Perfil de aço, conector de cisalhamento, laje e armação da laje); Quando são carregadas até o colapso, o concreto está propício a sofrer fissuração na região inferior da laje e esmagamento nas regiões próximas aos conectores de cisalhamento e na região superior da laje (Vigas biapoiadas); Ao atingir a tensão de escoamento, o perfil de aço e os conectores passam a sofrer grandes deformações. Desta maneira, tem-se que o método dinâmico explícito é apropriado para a análise de modelos numéricos de vigas e demais estruturas mistas aço-concreto. Vários pesquisadores utilizaram o método dinâmico explícitos em suas modelagens de vigas mistas aço-concreto (LIU, BRADFORD e ATAEI, 2017; MIRAMBELL *et al.*, 2021; TAHMASEBINIA, RANZI e ZONA, 2013; YAN, LI e XIE, 2017). Para mais informações sobre esse método de análise, ver item 3.1.4.

4.6 MODELAGEM E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para a modelagem do concreto foi utilizado o modelo constitutivo de dano-plástico (item 3.1.5). Autores antecessores obtiveram bons resultados ao aplicar esse modelo constitutivo para a simulação do concreto em suas modelagens de vigas mistas aço-concreto (CLASSEN, STARK e HEGGER, 2018; ELLOBODY e YOUNG, 2015; KATWAL, TAO e HASSAN, 2018; MIRAMBELL *et al.*, 2021; SHAMASS e CASHELL, 2017; TAHMASEBINIA, RANZI e ZONA, 2013; XING *et al.*, 2016; YAN, LI e XIE, 2017). Foi considerado um concreto com resistência à compressão de 30 MPa (f_{cm}). O coeficiente de Poisson e densidade adotados para o concreto foi de 0,2 e 25 kN/m³, respectivamente.

O aço foi modelado com o modelo constitutivo elástico-plástico, descrito detalhadamente no item 3.1.6. Com relação ao comportamento uniaxial, para o aço do perfil e conector foi aplicado a relação tri-linear (Figura 3.14-b), devido a maior importância desses componentes no modelo, e para a armadura da laje foi aplicado o comportamento uniaxial bi-linear (Figura 3.14-a). A Tabela 4.1 é apresenta as propriedades do aço de cada componente do modelo.

Tabela 4.1- Propriedade do aço dos conectores, perfil e reforço da laje.

	CT	Perfil	Reforço da laje
E_s (GPa)	210,0	210,0	210,0
σ_y (MPa)	500,0	345,0	500,0
ε_y (%)	0,238	0,164	0,238
σ_u (MPa)	540,0	450,0	-
ε_u (%)	6,0	5,0	-

4.7 RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Um total de 5 vigas mistas aço-concreto foram simuladas numericamente. A diferença entre os modelos analisados está no número de conectores aplicados, e conseqüentemente, no grau de conexão dos modelos. A Tabela 4.2 apresenta a nomenclatura adotada para cada modelo, o número de CTs e seus respectivos graus de conexão. Para a determinação do número de conectores necessários para atingir o grau de conexão desejado, foi utilizado a equação proposta para cálculo da capacidade resistente do CT (Equação (3.27)). A geometria do perfil de aço, laje e CT, e propriedades dos materiais foram as mesmas para todos os modelos.

Tabela 4.2- Modelos simulados numericamente.

Nomenclatura	Número de CTs	Grau de conexão (α)
VCT-1	8	0,4 (Parcial)
VCT-2	10	0,5 (Parcial)
VCT-3	14	0,7 (Parcial)
VCT-4	16	0,8 (Parcial)
VCT-5	20	1,0 (Total)

A seguir serão apresentados os resultados numéricos obtidos. A carga última de cada modelo numérico foi comparada com a carga última determinada a partir do Método da Rigidez Plástica, adotado por diversas normativas (EN 1994-1-1:2004, AISC 360:2010, AS 2327.1:2003, ABNT NBR 8800:2008, dentre outras) para prescrever o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto. Foram analisadas também as curvas carga x deslocamento no meio do vão, *slip* ao longo da viga, deformação das seções e comportamento do CT na conexão.

4.7.1 Capacidade resistente

Os modelos analisados são apoiados em suas extremidades e uma carga pontual é aplicada no meio do vão. A Tabela 4.3 exibe os valores de carga última obtidas pela análise numérica (P_{MEF}) e pelo Método da Rigidez Plástica (P_{MRP}). A maior diferença entre os resultados numéricos e o método analítico foi de 11,40%. O valor médio de (P_{MRP}/P_{MEF}) foi de 0,921, com coeficiente de variação de 0,071.

Tabela 4.3- Resultados de carga última dos modelos.

Modelo	P_{MEF} (kN)	P_{MRP} (kN)	P_{MRP}/P_{MEF}
VCT-1	69,13	73,36	1,061
VCT-2	83,69	74,14	0,886
VCT-3	87,10	84,40	0,969
VCT-4	96,71	89,36	0,924
VCT-5	107,50	99,00	0,921
Média			0,952
Coeficiente de variação (CV)			0,071

A Figura 4.6 apresenta graficamente os resultados de carga última. De modo geral, as diferenças entre os valores de cargas últimas P_{MEF} e P_{MRP} pertencem à faixa de variação de $\pm 10\%$. Existe uma tendência de os resultados numéricos apresentar valores de carga última ligeiramente superior aos resultados do método analítico em questão. Esta diferença pode estar correlacionada ao fato do Método da Rigidez Plástica não levar em consideração na determinação da carga última a região tracionada da laje. No entanto, é notória a boa correlação entre os valores de carga última.

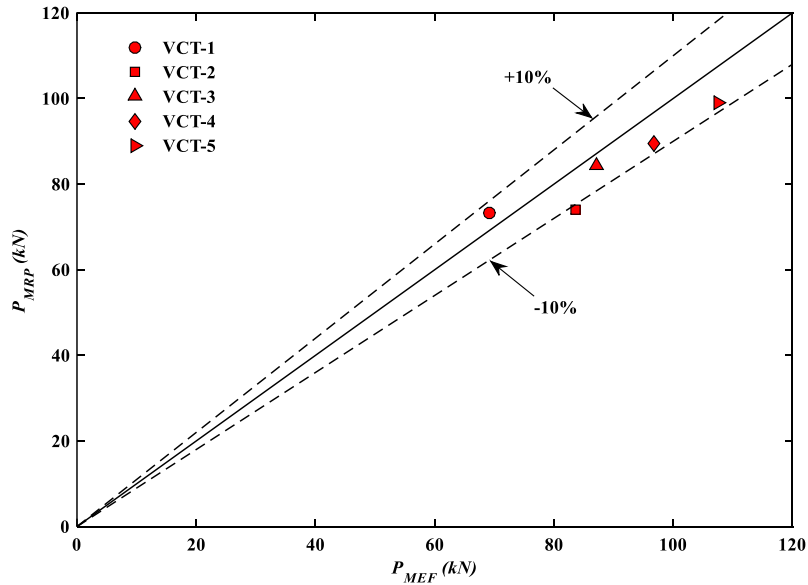
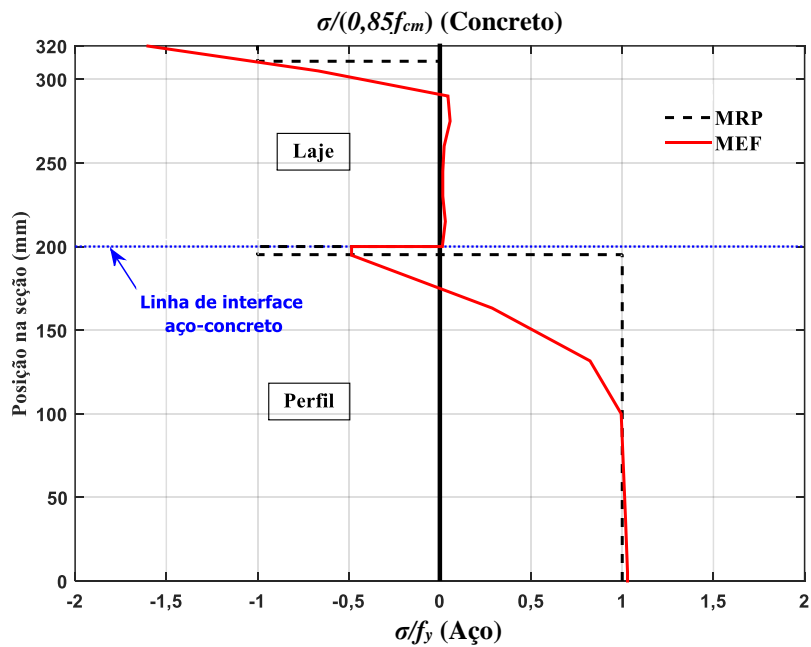
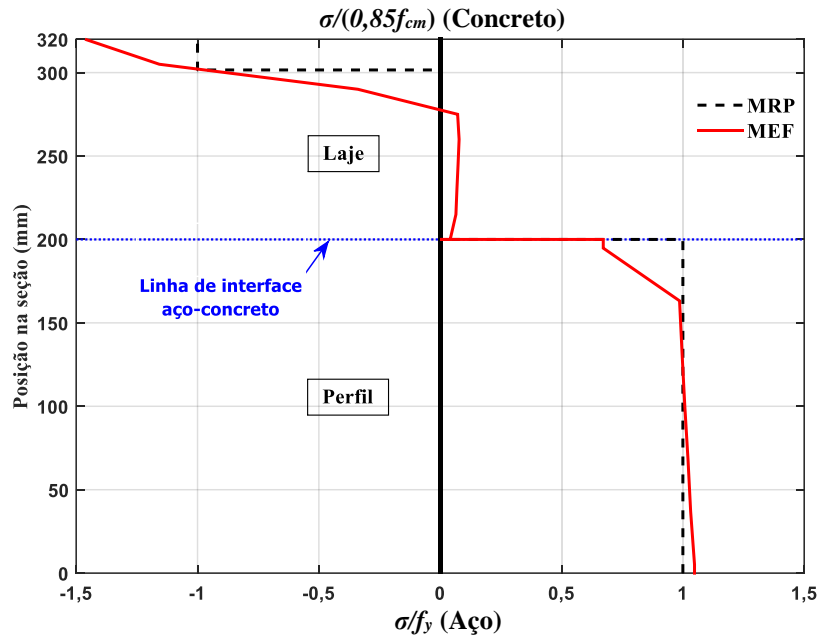


Figura 4.6- Comparação entre os resultados de carga última obtidos com a análise numérica e o Método da Rigidez Plástica.

A Figura 4.7 ilustra a distribuição de tensões no meio do vão dos modelos VCT-2 e VCT-5, na carga última, obtidas pela simulação numérica (MEF) e pelo Método da Rigidez Plástica (MRP). Pode-se observar uma concordância entre as distribuições de tensões na seção obtidas por cada método, o que confirma a possibilidade da aplicação do Método da Rigidez Plástica para o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por CTs.



(a) Modelo VCT-2 ($\alpha = 0,5$)



(b) Modelo VCT-5 ($\alpha = 1,0$)

Figura 4.7- Distribuição de tensões na seção do meio do vão obtidas com o modelo numérico e o Método da Rigidez Plástica.

Ao comparar os resultados numéricos com os resultados obtidos com o Método da Rigidez Plástica, pode-se afirmar que o modelo numérico desenvolvido se mostrou capaz de simular o comportamento de vigas mistas com conexão aço-concreto constituída por CTs.

4.7.2 Curvas carga x deslocamento

A Figura 4.8 apresenta as curvas carga x deslocamento no meio do vão obtidas para os modelos VCT-2 ($\alpha = 0,5$) e VCT-5 ($\alpha = 1,0$). Em cada curva é indicado o momento onde ocorreu o início do *slip* na interface aço-concreto e o início do escoamento do perfil de aço. Foi considerado que o início do *slip* ocorreu quando se detectou um deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de 0,1 mm. Pelas inclinações dos trechos lineares das curvas, pode-se observar a redução da rigidez da viga quando o α passou de 1,0 (Conexão total) para 0,5 (Conexão parcial).

Como discutido na revisão da literatura, mesmo nas vigas mistas com conexão total é inevitável a ocorrência do *slip*. Contudo, nesses casos os valores de *slip* decorridos ao longo da viga mista são de pequena magnitude. Este fato ocorre no modelo VCT-5, onde foi observado o início do *slip* quando a carga já atingia 57,77 kN, aproximadamente 54% da carga última do modelo. Após o início do escoamento do perfil de aço (69,60 kN) fica evidente o comportamento não-linear do modelo.

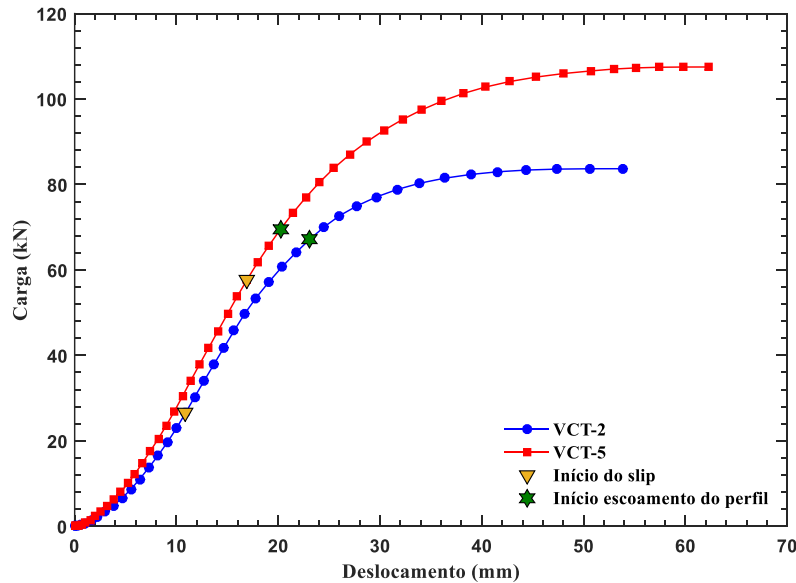


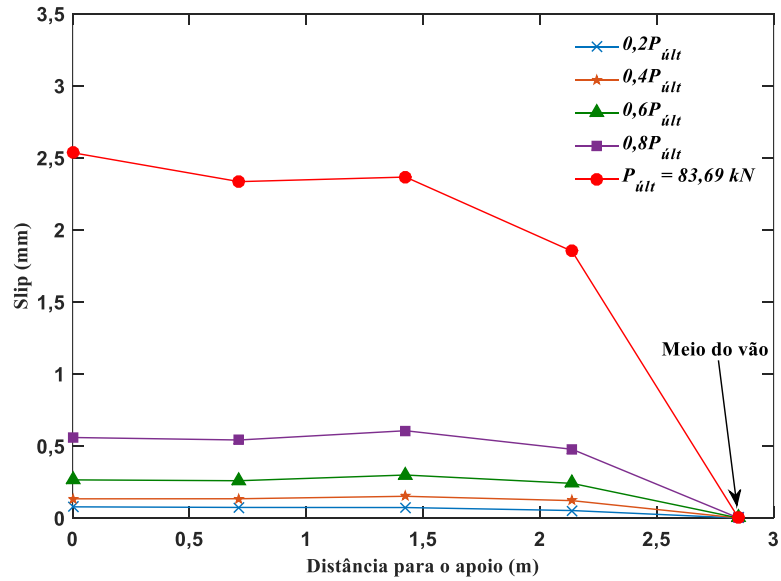
Figura 4.8- Curvas carga x deslocamento no meio do vão para os modelos VCT-2 e VCT-5.

No modelo VCT-2, o primeiro *slip* ocorreu na fase inicial de carregamento (26,57 kN), sendo o responsável pela perda de rigidez da viga. Antes do início do escoamento do perfil de aço, já pode ser notado um comportamento não-linear da curva carga x deslocamento, ocasionado pelos altos níveis de *slip*. No ponto de início de escoamento do perfil (67,15 kN) a magnitude do *slip* no modelo já atingia 0,61 mm.

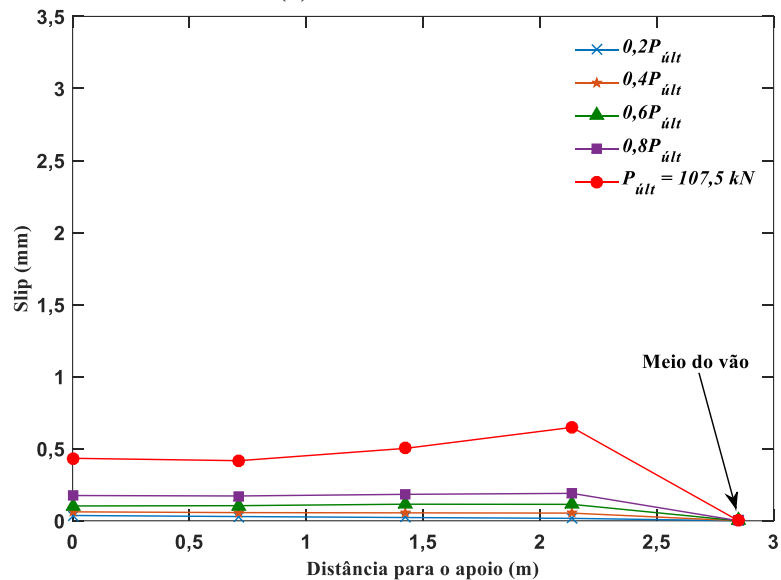
Ainda analisando as curvas carga x deslocamento no meio do vão da Figura 4.8, observa-se que o início do escoamento dos perfis de aço nos modelos ocorre em níveis de carregamento semelhantes. Esses pontos correspondem a 80,23% e 64,74% das cargas últimas dos modelos VCT-2 e VCT-5, respectivamente. Nota-se que após o início do escoamento do perfil de aço, o modelo VCT-5 é capaz de resistir a um alto acréscimo de carregamento até que seja atingida a completa plastificação de sua seção, e conseqüentemente, a carga última. O mesmo não ocorre no modelo VCT-2. Este alto acréscimo de carga entre o início do escoamento do perfil de aço e completa plastificação da seção do modelo VCT-5, pode ser explicado pelo fato da conexão total não permitir o desenvolvimento de altos níveis de *slip*, proporcionando o trabalho conjunto, quase que perfeito, entre os componentes da viga mista (perfil de aço e laje).

4.7.3 Slip e deformação da seção

O *slip* foi medido ao longo do comprimento da viga. A Figura 4.9 apresenta a distribuição do *slip* para distintos níveis de carregamento nos modelos VCT-2 e VCT-5. O eixo da horizontal representa a distância do ponto avaliado para o apoio esquerdo dos modelos.



(a) Modelo VCT-2

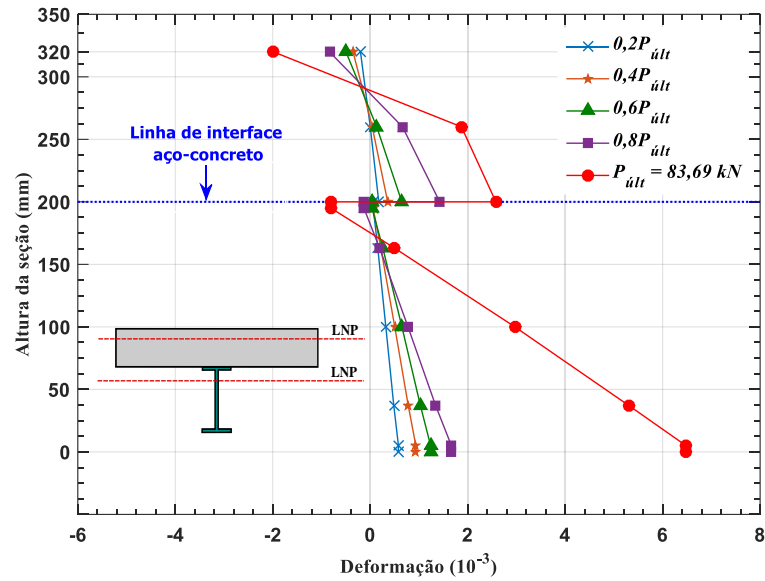


(b) Modelo VCT-5

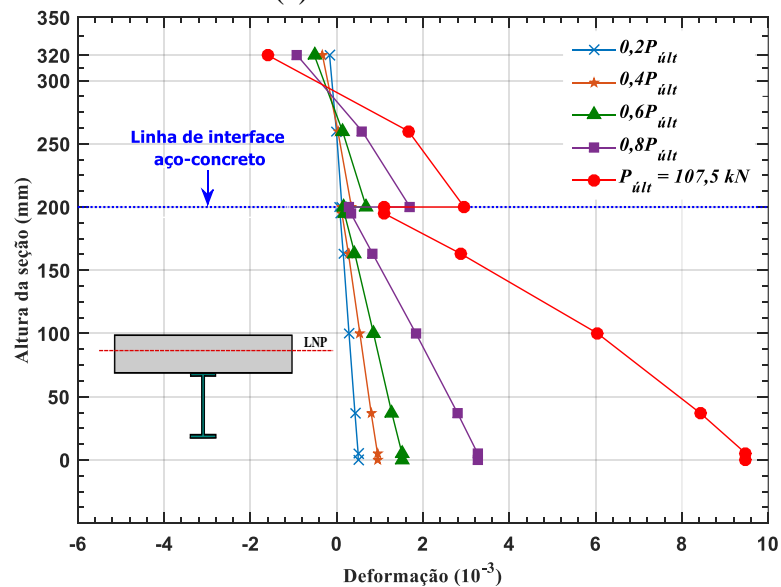
Figura 4.9- *Slip* ao longo dos modelos para distintos níveis de carregamento.

Pela Figura 4.9 percebe-se que a distribuição do *slip* nas vigas mistas aço-concreto com CT apresenta configuração semelhante à descrita na literatura. *Slip* nulo na seção de momento fletor máximo (meio do vão) e valores máximos na extremidade da viga. Observa-se também o efeito do grau de conexão nos níveis de *slip* na interface aço-concreto, a magnitude máxima de *slip* no modelo VCT-2 ($\alpha = 0,5$) para a carga última é aproximadamente 5 vezes maior que no modelo VCT-5 ($\alpha = 1,0$).

A Figura 4.10 apresenta a distribuição de deformações na seção do meio do vão dos modelos VCT-2 e VCT-5. As deformações foram avaliadas ao longo da altura da seção e para níveis de carga distintos.



(a) Modelo VCT-2



(b) Modelo VCT-5

Figura 4.10- Deformações na seção do meio do vão para distintos níveis e carregamento.

Pelo Método da Rigidez Plástica o modelo VCT-5, com conexão completa, possui apenas uma linha neutra plástica (LNP), localizada na laje. Na Figura 4.10-b observa-se que a partir da carga $0,6P_{ult}$ ocorre uma descontinuidade na interface aço-concreto, decorrente do desenvolvimento do *slip*. Contudo, nota-se que a seção apresenta apenas uma linha neutra plástica, localizada na laje, assim como indicado pelo Método da Rigidez Plástica.

Em vigas mistas com conexão parcial, a seção sofre plastificação em função de duas linhas neutras plásticas, uma na laje e outra no perfil de aço. Avaliando o desenvolvimento da deformação da seção do meio do vão do modelo VCT-2 (Figura 4.10-a), percebe-se que para baixos níveis de carregamentos a seção permanece plana. Entretanto, com a evolução do

carregamento, e conseqüentemente do *slip*, evidencia-se a configuração de uma seção com duas linhas neutras.

4.7.4 Comportamento do CT na conexão

Neste item buscou-se avaliar o comportamento do CT na conexão das vigas mistas. Constatou-se uma conformidade com o comportamento do CT em modelos *push-out*, descrito nos itens 2.4.1 e 2.4.2 da revisão da literatura. Na Figura 4.11 pode-se visualizar a distribuição de tensões de *Von Mises* no perfil de aço e nos conectores do modelo VCT-5, no instante da carga última. É possível observar que os maiores níveis de tensões se encontram na base dos conectores, valores esses superiores a tensão de escoamento do aço que constitui o CT ($f_y = 500$ MPa). Como todos os conectores estão em regime plástico, uma distribuição de esforços ocorreu entre os CTs, fazendo com que os mesmos sejam igualmente solicitados. Esta é uma característica do conector de cisalhamento dúctil, propriedade essa já associada ao CT por Barbosa (2016) e Bezerra *et al.* (2018-a). A distribuição de esforços no perfil mostra que os maiores valores de tensões ocorreram na região do meio do vão, onde o perfil encontra-se sobre regime de plastificação. Na região do apoio também pode ser visualizado uma concentração de tensões, ocasionado pelo esforço cortante na região do apoio. Os níveis de tensões no perfil na região do apoio, indicam que nos modelos experimentais enrijecedores devem ser aplicados sobre os apoios para evitar a flambagem local na alma do perfil.

Com relação aos tipos de esforços no CT, assim como nos estudos em modelos *push-out* (LIMA *et al.* (2020); BEZERRA *et al.*, 2018-a; LIMA, 2018), os esforços axiais são preponderantes. Como indicado na Figura 4.11, uma das hastes do CT é submetida à tração (T) (hastes para o lado interno da viga), enquanto a outra à compressão (C) (hastes para o lado da extremidade da viga).

A Figura 4.12 mostra a distribuição de tensões na laje do modelo VCT-5, no instante da carga última. Nota-se uma concentração de tensões nas regiões próximas as bases dos CT. Pelos níveis de tensões, o concreto nessas regiões sofreu processo de esmagamento. Essa concentração de tensões, seguido do esmagamento são decorrentes da reação que o concreto exerce sobre as hastes inclinadas do CT. Esses resultados também corroboram com os estudos de Bezerra *et al.* (2018-a) e Lima (2018). Os altos valores de tensões visualizados na região superior da laje, no trecho central da viga, são devido à flexão, e conseqüentemente, a compressão na laje.

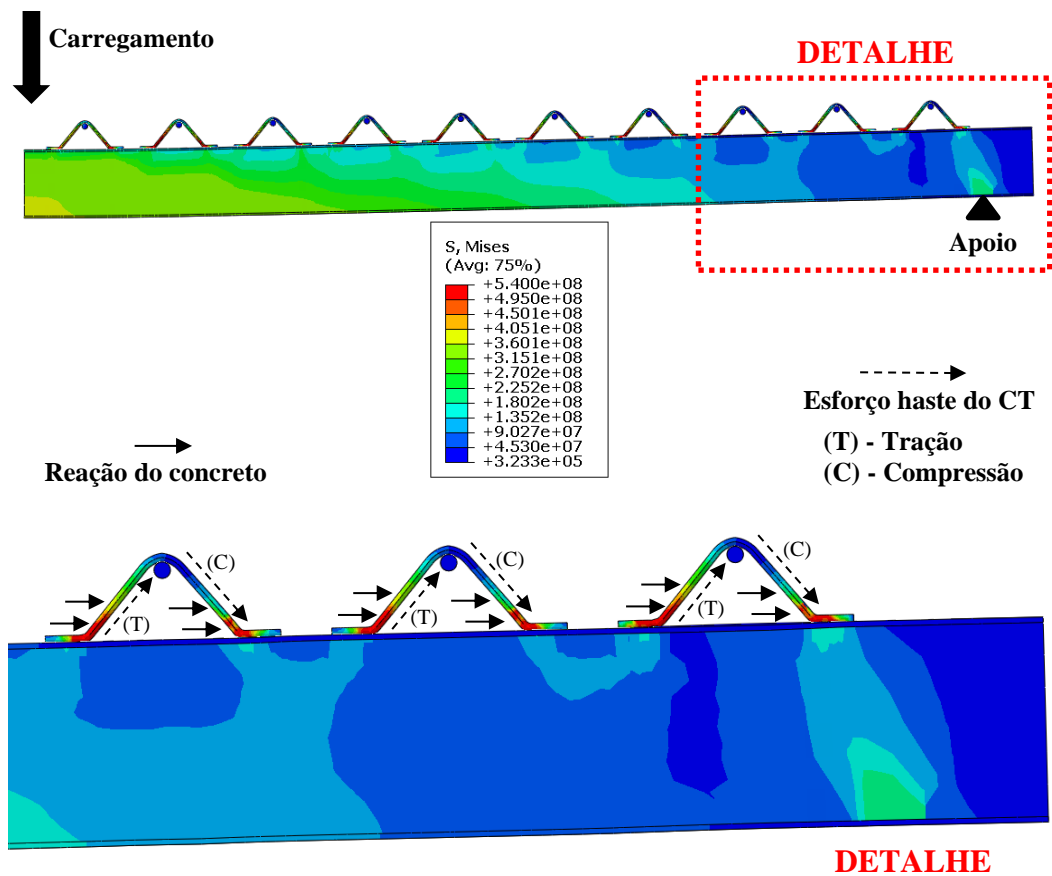


Figura 4.11- Distribuição de tensões (em Pa) no perfil de aço e CTs do modelo VCT-5, na carga última (107,50 kN).

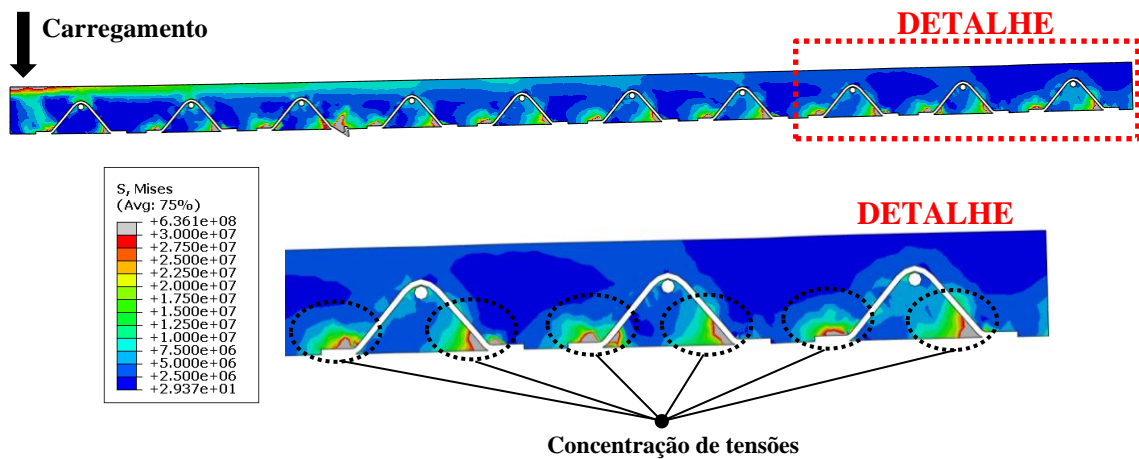


Figura 4.12- Distribuição de tensões (em Pa) na laje do modelo VCT-5, na carga última (107,50 kN).

4.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na análise numérica realizada, a viga mista aço-concreto com conexão constituída por CTs, apresentou comportamento satisfatório e coerente com os conceitos correlacionados com o comportamento geral de vigas mistas apresentados na revisão da literatura (item 2.2). As capacidades resistentes, distribuição de tensões, *slip* ao longo da viga e posição das linhas

neutras para cada grau de conexão foram concordantes com o Método da Rigidez Plástica, utilizado pelas principais normativas vigentes para prescrever o dimensionamento de vigas mistas. Essa concordância indica que os CTs apresentam grande potencial de constituir a conexão de vigas mistas aço-concreto.

Com os resultados numéricos também foi possível verificar que o comportamento do CT na conexão das vigas mistas aço-concreto é semelhante ao descrito pelos pesquisadores que o estudaram em modelos *push-out*. Esse fato é mais uma indicação de que a Equação (3.27) proposta para prescrever a capacidade resistente do CT, pode ser aplicada na determinação do número de conectores para a conexão aço-concreto de uma viga mista.

Contudo, a análise numérica constatou um comportamento promissor das vigas mistas aço-concreto com CT, viabilizando a execução dos ensaios experimentais de flexão. Os resultados numéricos foram utilizados para basear a idealização da geometria dos modelos experimentais e definição da instrumentação. Ao executar o programa experimental poderá ser constatado a efetividade do comportamento de vigas mistas com este tipo de conector, bem como a eficiência da conexão constituída pelo CT.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu no ensaio de três vigas mistas aço-concreto biapoiadas com conexão entre componentes constituídas por conectores de cisalhamento treliçados. Para a concepção dos modelos experimentais foram utilizados os resultados da análise numérica do Capítulo 4, o Método da Rigidez Plástica, e obedecido a todas as prescrições do EN 1994-1-1:2004. Também foram executados ensaios para caracterização dos materiais.

5.1 CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA

O vão livre total escolhido para os modelos foi de 5700 mm. Adotou-se uma laje com espessura de 120 mm e um perfil de aço com altura de 200 mm, respeitando o item 7.3.1(8) do EN 1994-1-1:2004, onde é recomendado que a relação entre o vão e a altura total da viga mista não deve ser superior a 20. O carregamento (P) foi distribuído em dois pontos, distanciados em 800 mm, de modo a estabelecer uma flexão pura no meio do vão dos modelos. Conforme constatado a necessidade na análise numérica, nos apoios e pontos de aplicação de carga foram aplicadas enrijecedores, para evitar flambagem local na alma do perfil de aço devido às concentrações de carregamentos. Os enrijecedores possuíam espessura de 8 mm. A geometria longitudinal do modelo é apresentada na Figura 5.1-a.

Para a seção transversal do perfil de aço, foi utilizado o perfil com padrão brasileiro W200x22,5, fabricado com aço ASTM A 572 Grau 50 (tensão de escoamento e ruptura de 345 MPa e 450 MPa, respectivamente). Pelos critérios do EN 1994-1-1:2004, o W200x22,5 foi classificado como perfil de Classe 1, ou seja, sua seção transversal plastifica completamente antes da ocorrência da flambagem local, possibilitando assim a aplicação do Método da Rigidez Plástica no dimensionamento do modelo experimental.

A largura efetiva da laje foi definida de acordo com o item 5.4.2.1 do EN 1994-1-1:2004, sendo obtido um valor de 1200 mm. A armadura transversal e longitudinal da laje (barras de aço CA-50) foram calculadas de acordo com o EN 1992-1-1:2004. A armadura transversal é constituída por barras de 8 mm de diâmetro a cada 250 mm. A armadura longitudinal é formada por 12 barras de 8 mm de diâmetro, sendo 6 barras na região inferior da laje e 6 barras na região superior. Para o cálculo da armadura foi adotado um concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa. A Figura 5.1-b apresenta detalhadamente a geometria da seção transversal dos modelos experimentais, bem como a disposição das armaduras da laje.

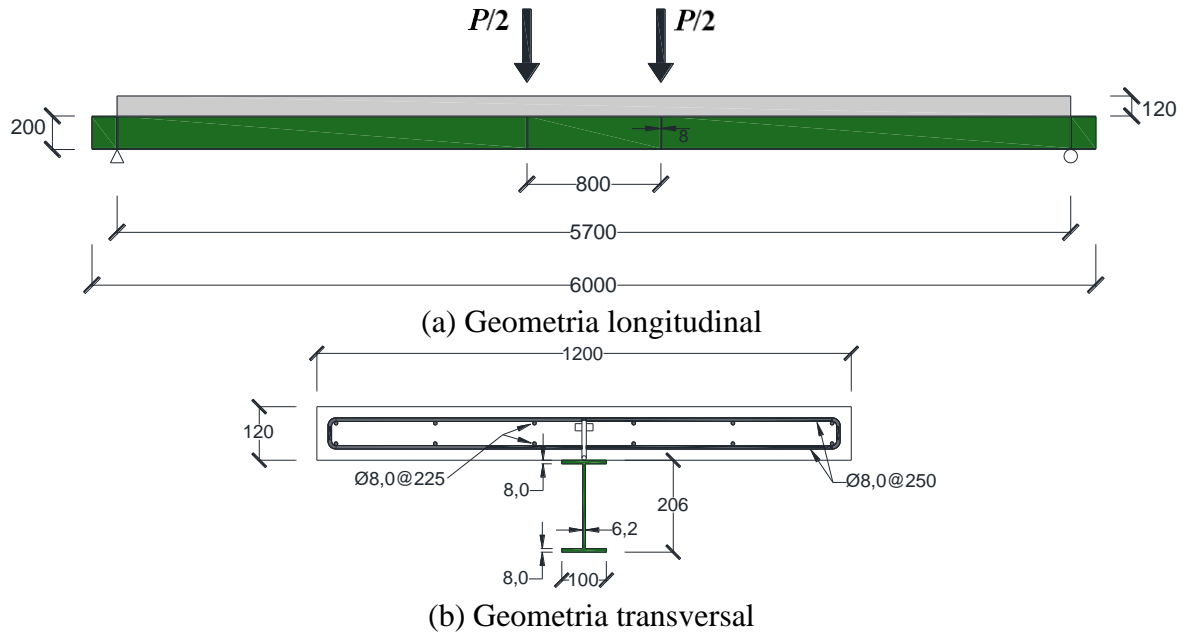


Figura 5.1- Geometria dos modelos experimentais (Unidade: mm).

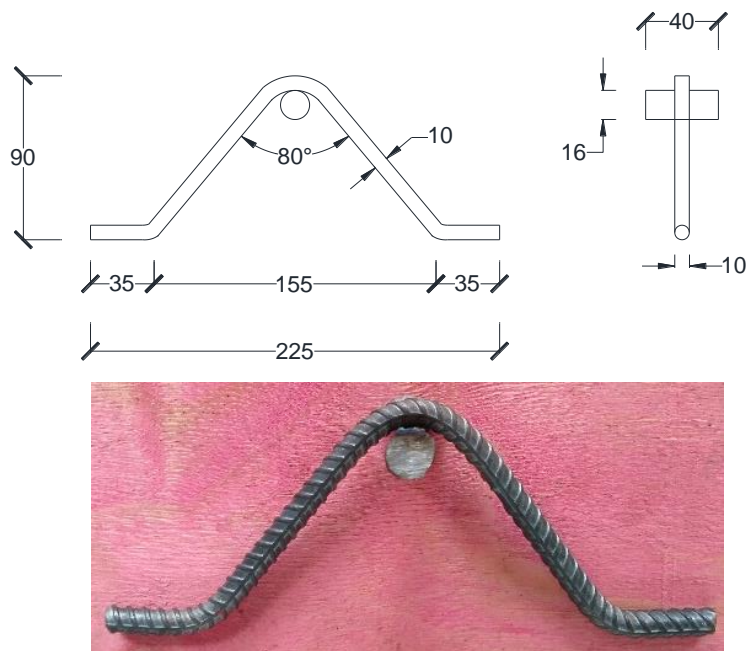


Figura 5.2- Geometria do CT aplicado nos modelos (Unidade: mm).

Para atingir os graus de conexão desejado, o conector treliçado (CT) aplicado nos modelos experimentais possui diâmetro de 10 mm. A configuração geométrica adotada para o CT foi a definida no item 3.3: altura de 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°. Foi mantido o pino horizontal de 16 mm de diâmetro de 40 mm de comprimento soldado no topo do conector para auxílio ao combate ao *uplift*. A Figura 5.2 ilustra a geometria do CT aplicado nos modelos experimentais. Para a determinação da capacidade resistente do CT foi utilizada a Equação (3.27). Os CTs foram fabricados com aço CA-50. A instalação dos conectores no perfil de aço

se deu pela soldagem entre as penas horizontais do conector e a mesa superior do perfil, conforme apresentado no item 5.3.

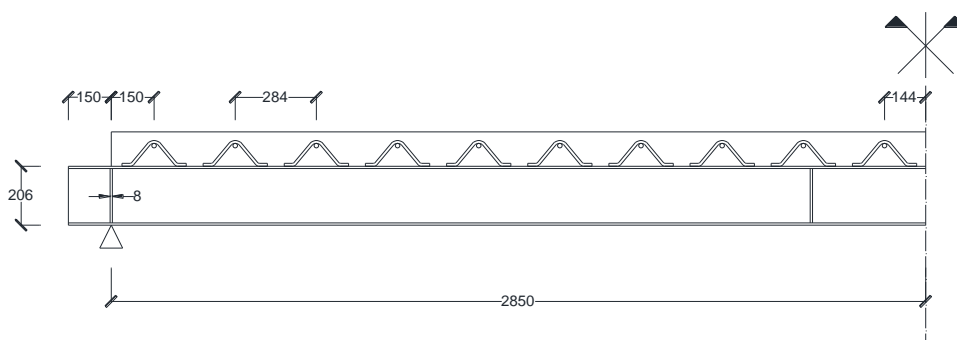
5.2 MODELOS EXPERIMENTAIS

Com o intuito de estudar a influência do grau de conexão nas vigas mista aço-concreto com CT, os modelos experimentais se diferenciaram pelo número de conectores, e conseqüentemente, pelo grau conexão. No total, foram idealizadas três vigas, sendo que possuíam os seguintes graus de conexão: 0,42, 0,63 e 1. Ou seja, dois modelos com grau de conexão parcial e um com grau de conexão total. A partir do grau de conexão desejado e a Equação (3.27), foi determinado o número de conectores em cada modelo experimental. Na Tabela 5.1 é apresentado a nomenclatura e número de conectores para cada modelo, além do momento resistente previsto, determinado pelo Método da Rigidez Plástica. Na previsão dos momentos resistentes foram considerados as propriedades nominais do aço que constitui o perfil (tensão de escoamento e ruptura de 345 MPa e 450 MPa, respectivamente) e concreto com resistência à compressão de 30 MPa.

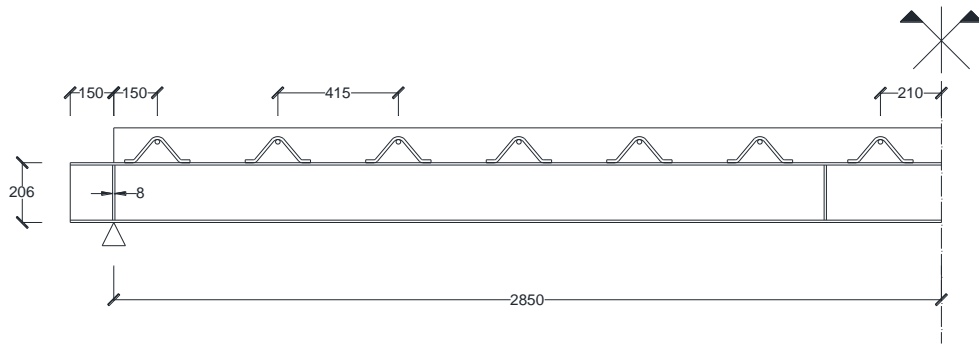
Tabela 5.1- Características dos modelos experimentais.

Nomenclatura	Número de CTs	Grau de conexão (α)	Momento resistente estimado (kN.m)
VCT-01	20	1,0 (Total)	206,76
VCT-02	14	0,63 (Parcial)	171,96
VCT-03	10	0,42 (Parcial)	163,32

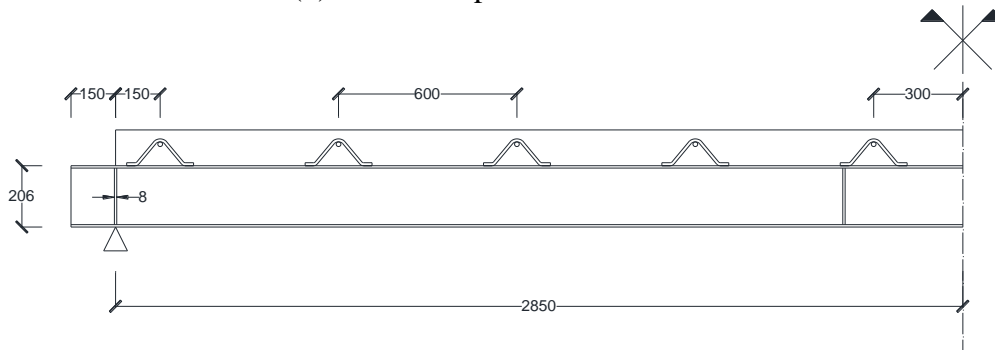
Os CTs foram distribuídos uniformemente ao longo dos modelos, como pode ser visualizado nas Figuras 5.3 e 5.4. Foi respeitado espaçamento máximo entre conectores estabelecido no item 6.6.5.5(3) do EN 1994-1-1:2004. Neste item da normativa é prescrito que o espaçamento máximo entre conectores deve ser o menor valor entre 6 vezes a espessura da laje e 800 mm.



(a) Modelo experimental VCT-01



(b) Modelo experimental VCT-02



(c) Modelo experimental VCT-03

Figura 5.3- Distribuição dos conectores em cada modelo (Unidade: mm).



Figura 5.4- Distribuição dos conectores ao longo dos modelos (Unidade: mm).

5.3 FABRICAÇÃO DOS MODELOS

A fabricação dos modelos experimentais foi realizada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília (LABEST). Os principais procedimentos para fabricação dos modelos foram: Soldagem dos conectores e enrijecedores no perfil de aço, montagem das fôrmas,

montagem da armação da laje, concretagem e cura do concreto. A seguir será descrito com mais detalhes os processos de fabricação dos modelos.

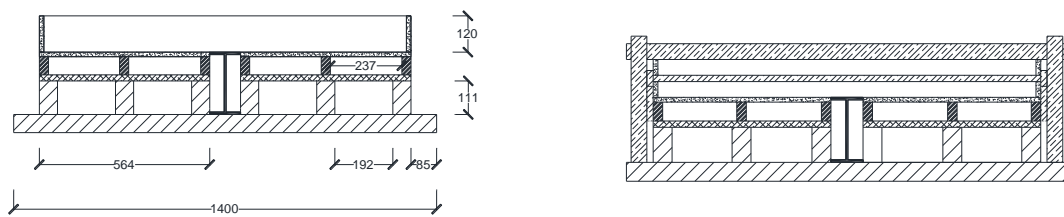
Para a execução da solda de conexão do CT no perfil, aplicação do pino horizontal de prevenção do *uplift* e instalação dos enrijecedores, foi utilizado uma máquina de solda semiautomática do tipo MIG. O eletrodo utilizado foi do tipo E70 (resistência mínima de 485 MPa). A execução da solda com esse tipo de eletrodo garante que quando solicitadas, as hastes do conector entrem em regime de escoamento antes de ocorrer a ruptura da ligação conector-perfil de aço. A Figura 5.5 mostra as soldas executadas. É importante destacar que apesar de ter sido utilizada a solda do tipo MIG, a solda do tipo arco elétrico com eletrodo revestido (convencional), também pode ser usada para aplicação do CT nos perfis de aço.



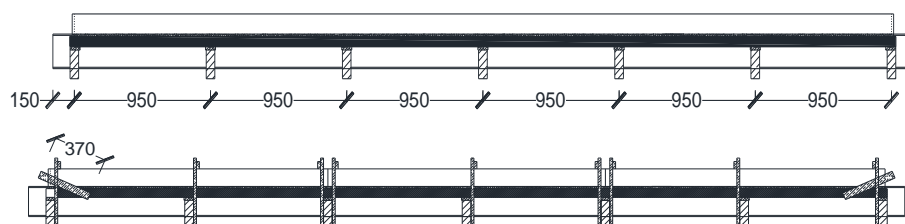
Figura 5.5- Solda de aplicação do CT e enrijecedor no perfil de aço.

As fôrmas utilizadas para moldar a laje de concreto foram montadas na área externa do LABEST. As fôrmas foram constituídas de pontaletes (6 cm x 6 cm), caibros (2,5 cm x 6 cm), sarrafos (2 cm x 5 cm e 2 cm x 7 cm) e madeirites de cola fenólica (espessuras de 15 mm e 20 mm). Para ligação entre os elementos de madeira maciça foi utilizado prego liso com cabeça e para a ligação dos madeirites foi utilizado parafuso auto atarraxante.

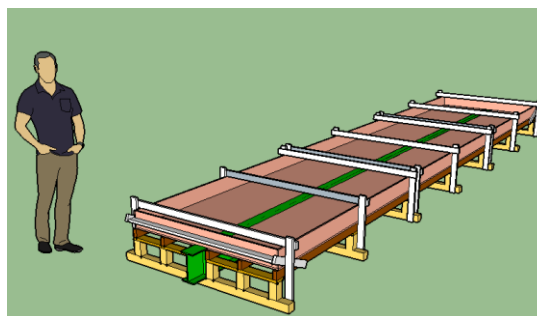
A montagem da fôrma consistiu inicialmente de conectar pontaletes e sarrafos para constituir mini cavaletes que serviram de apoio para o modelo. Os minis cavaletes foram distribuídos ao longo do perfil de aço, a cada 95 cm. O perfil de aço foi apoiado nos pontaletes horizontais que constituem os minis cavaletes. Como formam a base de todo o modelo, todos os minis cavaletes foram mantidos em nível, tanto na direção transversal como na direção longitudinal ao eixo do perfil. Logo após, 6 caibros foram fixados sobre os minis cavaletes, paralelamente ao eixo do perfil. Sobre os caibros foram fixados os madeirites (espessura de 15 mm) que moldaram a superfície inferior da laje de concreto. O nível do plano dos madeirites coincidiu com a superfície superior da mesa do perfil, garantindo assim uma espessura uniforme para a laje. Em seguida, os madeirites (espessura de 20 mm) com largura de 12 cm foram aplicados, para moldar as faces laterais e transversais da laje. Para facilitar o desmolde dos modelos, desmoldante foi aplicado sobre a superfícies dos madeirites. E por último, após a aplicação da armadura da laje, executou-se com os sarrafos o travamento da fôrma. Os travamentos tiveram como objetivo evitar a abertura dos madeirites laterais e transversais, e conseqüentemente, garantir as dimensões da laje. As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam o projeto de fôrma e a seqüência de montagem, respectivamente.



(a) Seção transversal da fôrma sem e com o travamento



(b) Vista longitudinal da fôrma sem e com o travamento



(c) Vista tridimensional da fôrma

Figura 5.6- Projeto de fôrma (Unidade: mm).



(a) Distribuição dos minis cavaletes



(b) Fixação dos caibros



(c) Fixação dos madeirites



(d) Aplicação dos desmoldante



(e) Fôrmas com travamento

Figura 5.7- Sequência de montagem das fôrmas.

Como apresentado na Figura 5.1-b, a armadura da laje foi constituída por barras longitudinais e transversais de aço CA-50, com diâmetro de 8 mm. A barras transversais foram cortadas e dobradas de modo a possibilitar a amarração e posicionamento das barras longitudinais na região inferior e superior da laje. O cobrimento da armadura foi garantido com a aplicação de espaçadores fabricados com nata de cimento. Para realizar o transporte dos modelos após concretagem e cura do concreto, foi instalado em cada modelo quatro ganchos de içamento. Os

ganhos foram fabricados com barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm e conectados a armadura da laje a partir da sua amarração nos estribos da laje. Figura 5.8 mostra os detalhes da armadura da laje, posicionamento dos espaçadores e ganchos de içamento.



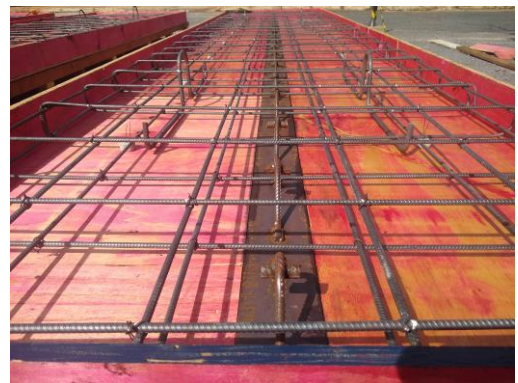
(a) Montagem da armadura



(b) Amarração dos ganchos de içamento



(c) Armadura do modelo finalizada



(d) Detalhe da armadura e ganchos de içamento



(e) Detalhe dos espaçador

Figura 5.8- Armadura da laje.

Na concretagem dos modelos foi aplicado concreto do tipo usinado. Foi solicitado à concreteira um concreto com resistência à compressão característica de 30 MPa, com brita 0 e abatimento de tronco de cone de 12 ± 2 cm. Para a concretagem foi atendido todas as exigências da ABNT NBR 5738:2015.

O lançamento do concreto foi feito diretamente do caminhão betoneira, sendo utilizados equipamentos como pás e enxadas para distribuição do concreto em toda a laje. O adensamento do concreto foi executado com o uso de vibrador do tipo agulha, à medida que o concreto foi lançado. O acabamento final da superfície das lajes foi feito inicialmente por régua metálica e complementado com desempenadeira. A Figura 5.9 mostra os procedimentos realizados na concretagem dos modelos.



(a) Lançamento do concreto



(b) Distribuição do concreto no modelo



(c) Adensamento do concreto



(d) Acabamento



(e) Modelo após concretagem

Figura 5.9- Concretagem dos modelos.

Com aproximadamente 50% do concreto descarregado do caminhão betoneira, atendendo a exigência da ABNT NBR 16886:2020, foi iniciado a concretagem de corpos de prova cilíndricos de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro (Figura 5.10). Esses corpos de prova foram utilizados nos ensaios de caracterização do concreto.



Figura 5.10- Corpos de prova concretados.



(a) Modelos cobertos com tecidos encharcados



(b) Corpos de prova de concreto cobertos com tecido encharcado



(c) Aplicação da lona plástica

Figura 5.11- Cura dos modelos experimentais e dos corpos de prova.

O processo de cura do concreto consistiu na disposição de tecidos encharcados com água sobre a superfície dos modelos. Durante 30 dias após a concretagem, os tecidos foram molhados 3 vezes ao dia. Sempre após o encharcamento do tecido, uma lona plástica foi disposta sobre os modelos, para reduzir a evaporação da água. Os corpos de prova de concreto foram submetidos

as mesmas condições climáticas e processos de cura dos modelos experimentais. Na Figura 5.11 é mostrado os procedimentos de cura do modelos e corpos de prova.

Finalizado o processo de cura dos modelos, os mesmos foram transportados para o interior do LABEST, através de um caminhão *munck*. O transporte foi realizado cuidadosamente, de modo a manter a integridade dos modelos. Na Figura 5.12 pode ser visualizado a realização do transporte dos modelos e seus posicionamentos no interior do laboratório. Os corpos de prova também foram transportados para o mesmo local.



(a) Içamento dos modelos



(b) Posicionamento no interior do LABEST

Figura 5.12- Transporte dos modelos.

5.4 MONTAGEM DO ENSAIO DE FLEXÃO

A execução dos ensaios de flexão nos modelos experimentais foi realizada no pórtico de ensaios do LABEST. A Figura 5.13 faz uma ilustração das principais dimensões e posicionamento de um modelo experimental no pórtico de ensaio.

Na Figura 5.13 observa-se que o modelo experimental foi apoiado sobre blocos rígidos de concreto. Os blocos foram empilhados para fornecer altura suficiente para execução do ensaio. No empilhamento dos blocos, argamassa de gesso foi aplicada entre a laje de reação e o bloco inferior, e entre os blocos de concreto, para que fosse garantindo a uniformidade entre as superfícies e evitar possíveis movimentação dos blocos.

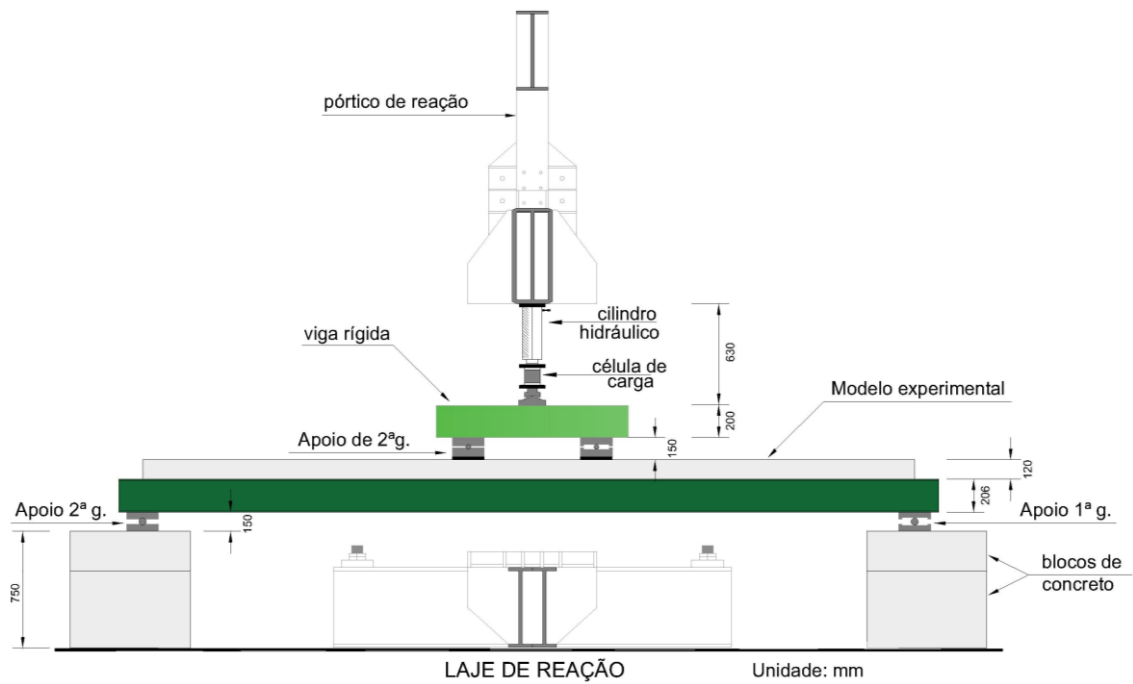


Figura 5.13- Posicionamento do modelo experimental no pórtico de ensaio.



(a) Antes do ensaio



(b) Após o ensaio

Figura 5.14- Aparelho de apoio de 2ª gênero.



(a) Antes do ensaio



(b) Após o ensaio

Figura 5.15- Aparelho de apoio de 1ª gênero.

Entre os blocos rígidos de concreto e o modelo experimental foram posicionados os aparelhos de apoio. Como se trata de vigas biapoiadas, em uma extremidade foi aplicado um aparelho de apoio de 2ª gênero (Figura 5.14) e na outra extremidade foi aplicado um aparelho de apoio de 1ª gênero (Figura 5.15). Nas Figuras 5.14 e 5.15 são mostrados com detalhes os aparelhos de apoio, antes e após a execução do ensaio.

Como visualizado na Figura 5.13, uma viga rígida foi aplicada sobre o modelo. A mesma tem a função de receber o carregamento do atuador hidráulico e distribuir para o modelo em dois pontos, a partir de seus aparelhos de apoio. Os aparelhos de apoio da viga rígida foram posicionados no alinhamento central dos modelos experimentais. A Figura 5.16 mostra a viga rígida de distribuição posicionada sobre o modelo experimental. Informações mais detalhadas sobre o atuador hidráulico e a célula de carga (Figura 5.13) serão apresentadas no item 5.7. Na Figura 5.17 pode-se observar o modelo experimental (VCT-03) posicionado no pórtico de ensaio.



Figura 5.16- Viga rígida de distribuição do carregamento.

Como medida de segurança, nas extremidades das lajes foram posicionados suportes para o caso de vir a ocorrer o tombamento do modelo durante a execução do ensaio de flexão. É importante destacar que em nenhum momento, os suportes entraram em contato com a laje, de modo a garantir que os aparelhos de apoio (Figuras 5.14 e 5.15) fossem os únicos responsáveis pelo apoio do modelo. Durante a realização do ensaio, a altura dos suportes foi regulada para que fosse mantido um espaçamento entre o mesmo e a laje de concreto. A Figura 5.18 apresenta com maiores detalhes os suportes de segurança.



Figura 5.17- Modelo VCT-03 posicionado no pórtico de ensaio.



Figura 5.18- Suportes de segurança.

5.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

Os modelos experimentais foram instrumentados de maneira que durante a realização do ensaio a deflexão no meio do vão, *slip* e *uplift* ao longo do modelo, e deformações na seção central fossem mensuradas. Para a obtenção da deflexão (deslocamento no meio do vão), *slip* e *uplift* foram utilizados LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) e para as deformações, extensômetros elétricos de resistência (ET). A Figura 5.19 apresenta a posição dos LVDTs e ETs no modelo experimental, com suas respectivas nomenclaturas.

Como apresentado no item 2.2.4, para o caso de vigas biapoiadas, o *slip* ao longo de uma viga mista é nulo no meio do vão e tende a aumentar à medida que se aproxima das extremidades. Além disso, a distribuição do *slip* é simétrica, ou seja, os valores de *slip* do centro da viga para a extremidade da esquerda tende a ser iguais aos valores de *slip* do centro da viga para a extremidade da direita. Por esse motivo, os LVDTs para medida de *slip* (LS1A, LS1B, LS2, LS3, LS4 e LS5) foram distribuídos do centro da viga para a extremidade da esquerda. O *slip* na extremidade da viga foi definido como a média das medidas de LS1A (Lado A) e LS1B (Lado B). O *uplift* foi medido na metade oposta da viga, com os LVDTs LU1 e LU2. Os deslocamentos no meio do vão foram mensurados com o LVDT de nomenclatura LD. No total, nove LVDTs foram usados em cada modelo.

As deformações foram medidas na seção mais solicitada, ou seja, no meio do vão da viga. Foram aplicados oito extensômetros para obtenção das deformações no perfil de aço e cinco para medida de deformação na laje, conforme apresentado na Figura 5.19. Observa-se que em algumas posições foram aplicados extensômetros no Lado A e Lado B da seção, para o caso de algum extensômetro sessasse a leitura de dados durante a execução do ensaio. Quando os dois extensômetros na mesma posição e lados da seção opostos realizaram as leituras até o final do ensaio, o valor da deformação nesse ponto foi tomado com a média entre as duas leituras.

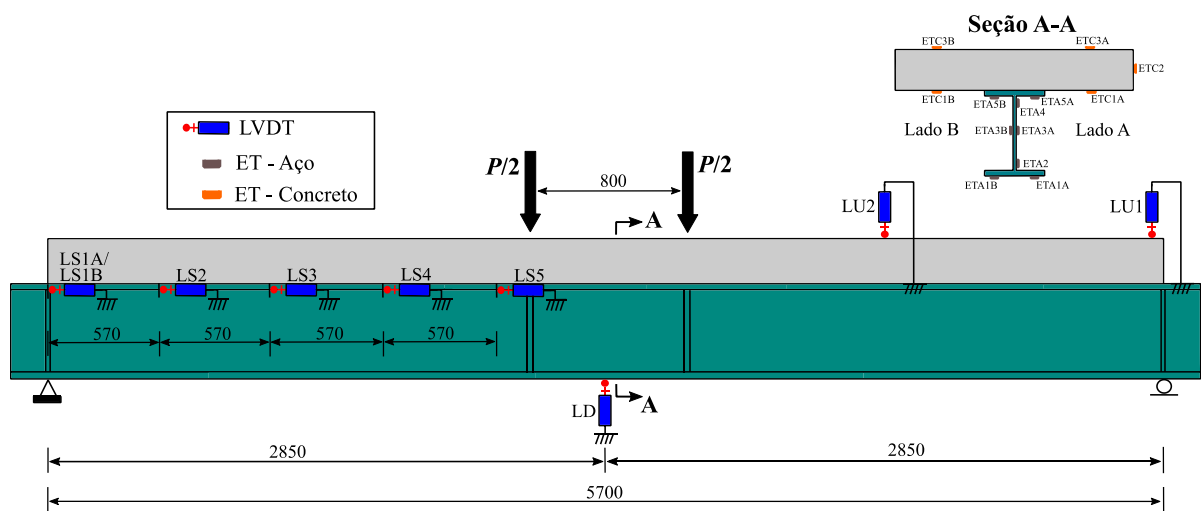
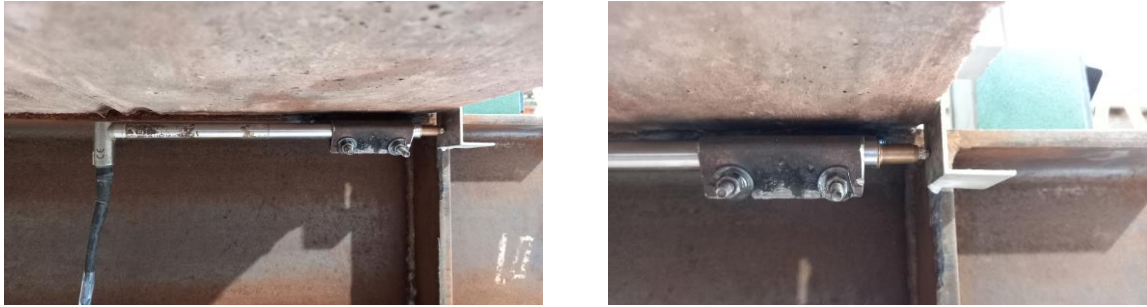


Figura 5.19- Posição dos LVDTs e ETs nos modelos experimentais (Unidade: mm).

5.5.1 Instalação dos LVDTs

Para a instalação dos LVDTs foram utilizadas bases magnéticas, sargentos de fixação e suportes fabricados especialmente para posicionamento dos medidores de deslocamentos na direção desejada. Na Figura 5.20 são mostrados os detalhes da instalação dos LVDTs para obtenção do *slip* ao longo da viga. Pode-se observar que os LVDTs foram fixados por um suporte conectado

ao perfil, e seu cursor foi apoiado em uma cantoneira de alumínio colada à laje. O suporte do LVDT foi conectado ao perfil de aço a partir de dois pontos de solda. A cola utilizada na colagem da cantoneira foi a cola adesiva TEK BOND. A medida que o *slip* se desenvolve, a cantoneira de alumínio se afasta do suporte do LVDT, mensurando assim o deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje nesse ponto da viga.



(a) Detalhe da fixação



(b) Disposição dos LVDTs

Figura 5.20- LVDTs para medida de *slip* ao longo da viga.



(a) Extremidade



(b) Um quarto do vão

Figura 5.21- LVDTs para medida de *uplift*.

Para a aplicação dos LVDTs para medida de *uplift* foi utilizado bases magnéticas, como visto na Figura 5.21. Na Figura 5.22 é mostrada a disposição do LVDT para medição do deslocamento no meio do vão, foi utilizado sargento de fixação para posicionamento do LVDT.



Figura 5.22- LVDT para medida do deslocamento vertical no meio do vão.

5.5.2 Aplicação dos extensômetros

Os extensômetros elétricos de resistência aplicados nessa pesquisa foram da marca KYOWA, e dos tipos KFGS-5-120-C1-11 para o aço e KC-70-120-A1-11 para o concreto. Como já citado, as posições de aplicação dos extensômetros no modelo e as respectivas nomenclaturas, são apresentadas na Figura 5.19.

Na Figura 5.23 é apresentado todos os procedimentos que foram realizados para aplicação dos extensômetros no perfil de aço. Inicialmente, foi utilizado uma lixadeira com disco de polimento, para limpeza da superfície de aplicação do ET (Figura 5.23-a). Como acabamento final, a superfície foi polida com lixa de folha nº 200 (Figura 5.23-b). Após o polimento, foi feita uma limpeza da superfície com algodão e álcool (Figura 5.23-c) e em seguida foi realizado a colagem do ET na superfície do perfil (Figura 5.23-d). Para a aplicação do ET foi utilizado cola de cianoacrilatos, conhecida como Super Bonder. Sobre a superfície do ET foi aplicado uma camada de resina epóxi (Araldite Hobby) para prover uma proteção mecânica (Figura 5.23-e). Em seguida os dois terminais do ET foram soldados aos cabos elétricos paralelos com solda eletrônica de estanho (Figura 5.23-f). Os cabos elétricos são os responsáveis por transferir as informações para o sistema de aquisição de dados. E por fim, como medida de proteção e isolamento, silicone foi aplicado entre os terminais do ET (Figura 5.23-g). Na Figura 5.23-h é apresentado a seção do perfil de aço com todos os extensômetros aplicados. Observa-se que os

cabos elétricos foram fixados ao perfil de aço com fitas adesivas, de modo a evitar danos a ligação terminais ET-cabos elétricos.



Figura 5.23- Procedimentos para aplicação dos extensômetros no perfil de aço.

A aplicação dos extensômetros na laje de concreto é ilustrado na Figura 5.24. O primeiro passo foi a preparação da superfície do concreto (Figura 5.24-a). Foi utilizado uma lixadeira com disco papel lixa de nº 80. Logo após a superfície foi limpa com algodão e álcool (Figura 5.24-b). Uma fina camada de resina epóxi (Araldite Hobby) foi aplicada para regularização da superfície (Figura 5.24-c). Após a secagem da resina o ET foi colado a superfície com cola Super Bonder (Figura 5.24-d). Os demais passos foram semelhantes ao realizados na aplicação

do ET no perfil, ou seja, solda dos terminais do ET nos cabos elétricos (Figura 5.24-e) e aplicação de silicone para proteção e isolamento (Figura 5.24-f).

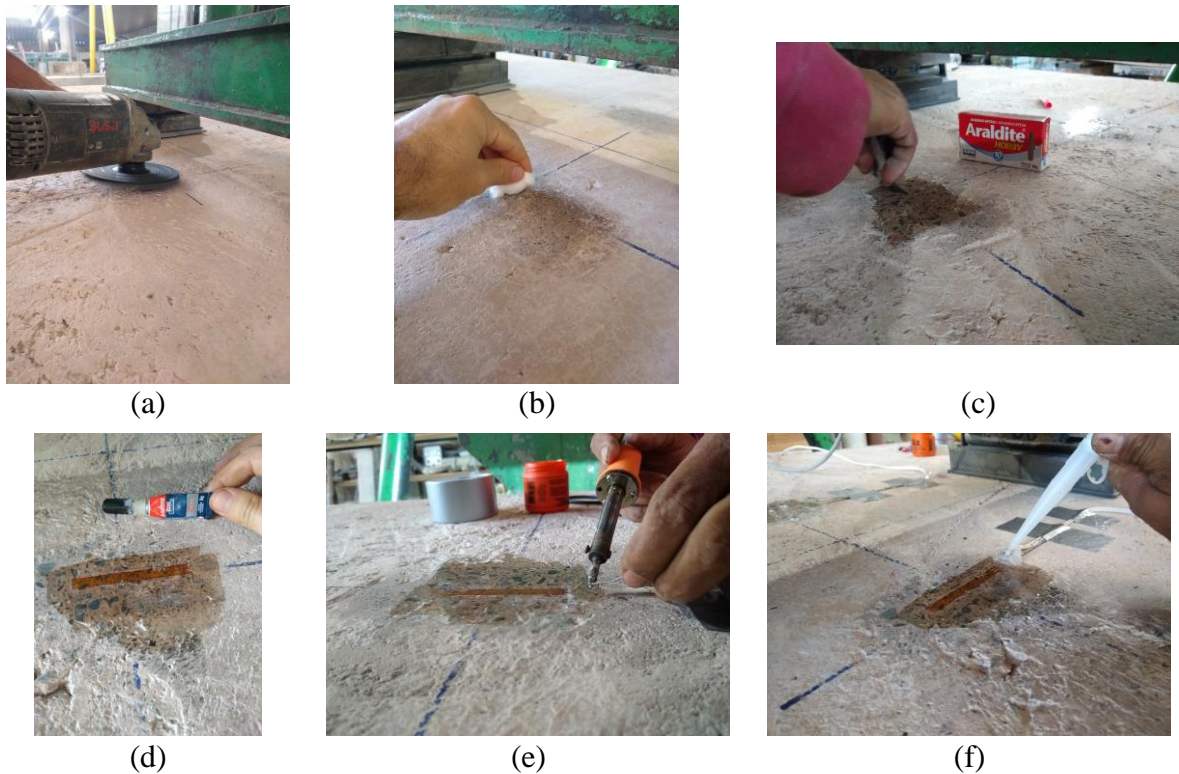


Figura 5.24- Procedimentos para aplicação dos extensômetros na laje de concreto.

5.6 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição dos dados mensurados pelos LVDTs, extensômetros e célula de carga foi realizada a partir de módulos de aquisição de dados *Spyder-8* e com o *software* *Catman* versão 4.5, ambos fabricados pela empresa HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH*). Na Figura 5.25 pode ser visualizado o sistema de aquisição de dados adotado.



Figura 5.25- Sistema de aquisição de dados.

No total, necessitou-se de 23 canais do sistema de aquisição (9 para os LVDTs, 13 para os ETs e 1 para a célula de carga). Com isso, os módulos *spyder-8* foram interconectados de modo a constituir os 23 canais de leitura, tendo em vista que cada módulo possui apenas 8 canais. A frequência de leitura adotada foi de 1 Hertz, ou seja, a cada 1 segundo o sistema realizava o armazenamento dos dados.

5.7 EXECUÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO

Para a execução dos ensaios dos modelos experimentais um carregamento foi aplicado sobre a viga rígida de distribuição, com o uso do atuador hidráulico cilíndrico (carga máxima de 500 kN), localizado entre a viga do pórtico de ensaio e a viga rígida de distribuição. Para quantificar o valor do carregamento aplicado, uma célula de carga foi posicionada entre a base do cursor do atuador hidráulico e a viga rígida de distribuição. Nas Figuras 5.13 e 5.26 pode-se visualizar com maiores detalhes a posição do atuador hidráulico cilíndrico e da célula de carga.

O atuador hidráulico foi controlado por uma bomba hidráulica elétrica. Com a bomba hidráulica e visualização do valor de carregamento no monitor do sistema de aquisição de dados, o operador realizou o controle de força do ensaio (Figura 5.27).



Figura 5.26- Atuador hidráulico e célula de carga.

O padrão de carregamento adotado foi o mesmo para os três modelos ensaiados. Inicialmente, uma carga de conformação foi aplicada, mantendo-a constante por um tempo de 1 a 2 min. A magnitude da carga de conformação foi de 15% da carga última prevista para o modelo. Na aplicação da carga de conformação verificou-se o funcionamento de toda a instrumentação. Passado o tempo determinado, aliviava-se o carregamento para 5% da carga última prevista para o modelo. Em seguida, o carregamento era incrementado a uma taxa de 10 kN/min até a ruptura do modelo. Esse padrão de carregamento foi baseado no trabalho Yu-hang *et al.* (2019).

Na Figura 5.28 são ilustrados os valores percentuais e a taxa de carregamento que constituíram o padrão de aplicação de carga nos modelos.

No decorrer do ensaio, as faces laterais e a região inferior das lajes foram observadas, de modo a se obter o valor de carregamento do início da primeira fissura e verificação do padrão de fissuração.

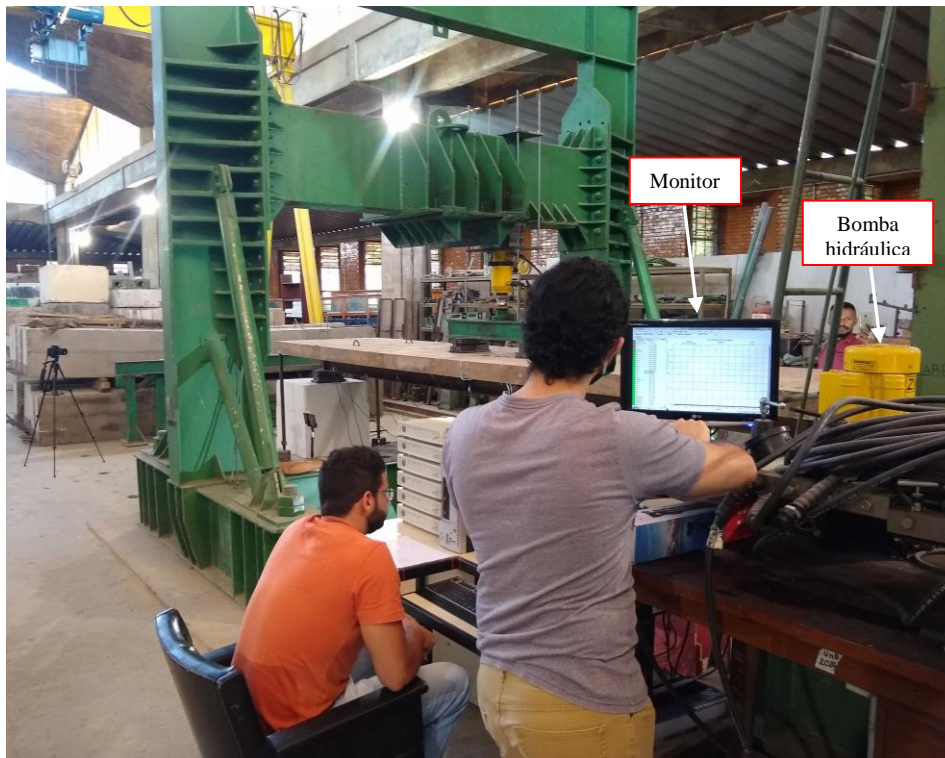


Figura 5.27- Aplicação do carregamento no modelo.

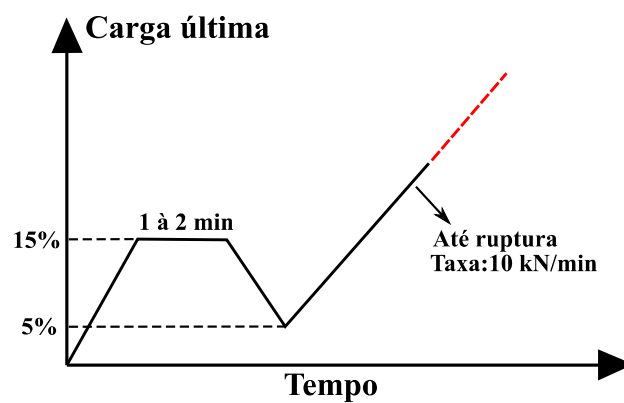


Figura 5.28- Padrão de carregamento adotado.

5.8 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Com o intuito de determinar as propriedades dos materiais aplicados nos modelos experimentais, ensaios de caracterização foram realizados. Para o concreto, foram executados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, seguindo todos os critérios das normas ABNT NBR 5739:2018, ABNT NBR 7222:2011 e ABNT NBR 8522:2017, respectivamente. Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no Laboratório de Ensaio do Instituto SENAI de Tecnologia em Construção Civil, utilizando a máquina de ensaio universal EMIC DL-60000. Os ensaios de caracterização foram executados na mesma época dos ensaios de flexão dos modelos experimentais. Para cada tipo de ensaio foram aplicados quatro corpos de prova, sendo as resistências e módulos finais estabelecidos pela média dos resultados de cada corpo de prova. A Figura 5.29 mostra os corpos de prova do concreto sendo submetidos aos ensaios de caracterização.



(a) Resistência à compressão

(b) Resistência à tração

(c) Módulo de elasticidade

Figura 5.29- Ensaios de caracterização do concreto.

Para obtenção das propriedades do aço do perfil, CT e armadura da laje foram executados ensaios de tração, conforme estabelece a ABNT NBR 6892:2013. Os ensaios foram executados com a máquina MTS 810 *Material Test System*, no Laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília. Deste ensaio, determinou-se o módulo de elasticidade, tensão de escoamento, tensão de ruptura e deformação última do aço.

Para o aço do CT e armadura da laje, foram extraídos corpos de prova com comprimento de aproximadamente 60 cm. Ou seja, foram extraídos corpos de prova de barras aço CA-50 com diâmetro de 10 mm e 8 mm, respectivamente. Para cada diâmetro, 3 corpos de provas foram submetidos ao ensaio de tração. No caso do perfil de aço, 3 corpos de prova da mesa (espessura

8 mm) e 3 corpos de prova da alma (espessura de 6,2 mm) foram extraídos. A geometria dos mesmos é apresentada na Figura 5.30. A Figura 5.31 mostra os corpos de prova de aço sendo submetidos ao ensaio de tração.

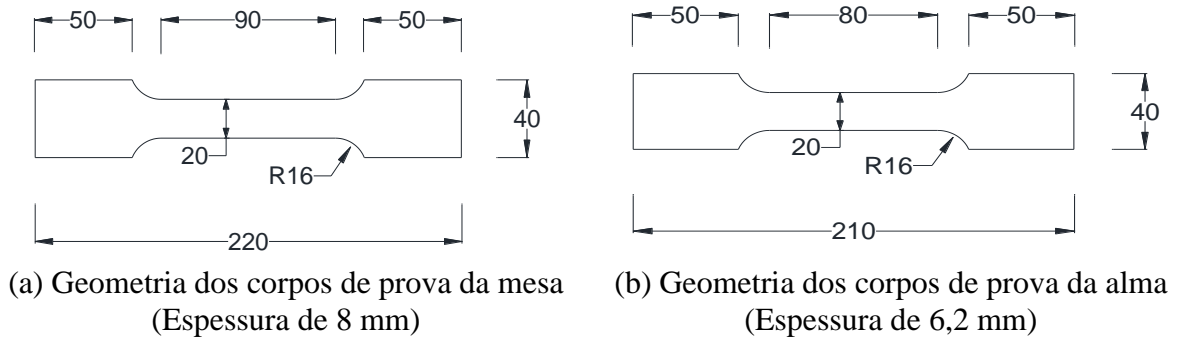


Figura 5.30- Geometria dos corpos de prova do perfil de aço (Unidade: mm).



Figura 5.31- Ensaio de caracterização do aço do perfil.

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais dos ensaios de flexão das vigas mistas aço-concreto com CT e caracterização dos materiais aplicados. Além disso, foi discutido sobre o comportamento dos modelos, comparando os resultados com outros estudos e normativas.

6.1 RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a determinação das propriedades do aço e concreto aplicados nos modelos experimentais, ensaios de caracterização foram realizados. A resistência à compressão média (f_{cm}), resistência à tração média por compressão diametral (f_m) e módulo de elasticidade médio (E_{cm}) do concreto foram obtidos. Os ensaios no concreto foram realizados na mesma época dos ensaios de flexão das vigas. Na Tabela 6.1 são apresentadas as propriedades obtidas. A Figura 6.1 mostra a ruptura de corpos de prova ensaiados à compressão e tração por compressão diametral.

Tabela 6.1- Propriedades do concreto obtidas nos ensaios de caracterização.

E_{cm} (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_m (MPa)
35,15	39,58	3,36



(a) Ensaio de compressão



(b) Ensaio de tração por compressão diametral

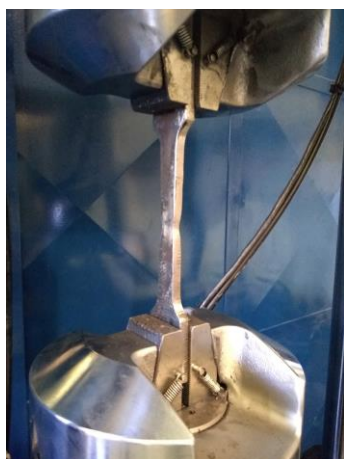
Figura 6.1- Corpos de prova de concreto após ensaios.

Com os ensaios de tração nos corpos de prova de aço, foi possível determinar o módulo de elasticidade (E_s), tensão de escoamento (σ_y), deformação de escoamento (ϵ_y), tensão última (σ_u) e deformação última (ϵ_u) dos aços que constituíram o perfil, CTs e armadura da laje. Na

Tabela 6.2 são apresentadas as propriedades obtidas. As tensões de escoamento e de ruptura de todos os aços foram superiores as nominais, especificadas pelos fabricantes. A Figura 6.2 mostra a estricção e posição da ruptura de corpos de prova do perfil de aço.

Tabela 6.2- Propriedade do aço dos conectores, perfil de aço e armadura da laje.

Propriedades	CT	Perfil de aço	Armadura da laje
E_s (GPa)	194,50	208,70	198,40
σ_y (MPa)	591,60	367,02	561,20
ϵ_y (%)	0,304	0,176	0,283
σ_u (MPa)	722,40	489,92	663,20
ϵ_u (%)	6,0	25,23	6,0



(a) Estricção



(b) Ruptura

Figura 6.2- Corpos de prova de aço após ensaio de tração.

6.2 ENSAIOS DE FLEXÃO

Com os ensaios de flexão das vigas mistas aço-concreto com CT foi possível obter, para cada modelo, as curvas carga x deslocamento, capacidade resistente, desenvolvimento do *slip*, deformações na seção mais solicitada, modos de ruptura, comportamento do CT na viga mista, dentre outros parâmetros que serão descritos a seguir. Como os modelos possuíam graus de conexão distintos, foi possível analisar a influência desse fator no comportamento das vigas mista ensaiadas.

Com os resultados das propriedades dos materiais, mais especificamente a resistência à compressão do concreto e tensão de escoamento do aço do perfil, foi recalculado o grau de conexão de cada modelo experimental. A Tabela 6.3 apresenta o grau de conexão e momentos

resistentes previstos, após serem aplicadas as propriedades dos materiais obtidas experimentalmente. Observa-se que ocorreu variação nos valores de grau de conexão. Contudo, dois dos modelos ainda apresentam conexão parcial.

Tabela 6.3- Características dos modelos experimentais com propriedades experimentais dos materiais aplicadas.

Nomenclatura	Número de CTs	Grau de conexão (α)	Momento resistente estimado (kN.m)
VCT-01	20	1,06 (Total)	223,31
VCT-02	14	0,71 (Parcial)	193,18
VCT-03	10	0,47 (Parcial)	165,66

6.2.1 Curvas carga x deslocamento e modos de ruptura

Os três modelos foram ensaiados com o mesmo padrão de carregamento, como detalhado na Figura 5.28. Na Figura 6.3 é mostrada a deformada dos modelos no final do ensaio. Observa-se uma semelhança entre as configurações deformadas dos modelos. Além disso, pode-se notar que nas três vigas mistas, tanto o perfil quanto a laje, não sofreram deslocamentos laterais ou rotações em relação ao eixo longitudinal da viga, ocorrem apenas deslocamentos verticais que caracterizam o fenômeno da flexão. Essas observações comprovam a eficiência dos procedimentos adotados para a execução do ensaio de flexão, bem como a constância desses procedimentos nos três ensaios.

A curva carga x deslocamento no meio do vão do modelo VCT-01 é apresentada na Figura 6.4. Os pontos (cargas) indicados sobre a curva correspondem ao início do *slip*, início do escoamento do perfil, visualização da primeira fissura na laje e carga última do modelo. O início do *slip* foi considerado quando um dos LVDTs mensurou o valor de 0,1 mm. Como discutido na revisão da literatura, mesmo nas vigas com conexão total é inevitável a ocorrência do *slip*. No modelo VCT-01 o *slip* iniciou-se com uma carga de 69,09 kN. Contudo, a curva carga x deslocamento tendeu a um comportamento linear até aproximadamente 96 kN, pois a conexão total impediu o desenvolvimento de *slip*. Com o início do escoamento do perfil (109,95 kN, 66,13% da carga última), o comportamento do modelo passou a ser nitidamente não-linear. A primeira fissura na laje foi observada quando a carga atingiu 149,34 kN. A carga última (166,26 kN) do modelo ocorreu no deslocamento do meio do vão de 64,55 mm. No deslocamento de aproximadamente 76,50 mm, o modelo teve uma grande perda de capacidade resistente, instante da ruptura.



(a) Modelo VCT-01



(b) Modelo VCT-02



(c) Modelo VCT-03

Figura 6.3- Deformada dos modelos experimentais no final do ensaio de flexão.

Na Figura 6.5 é apresentada a curva carga x deslocamento no meio do vão do modelo VCT-02. A carga de início de *slip* foi de 47,01 kN e o comportamento linear se deu até aproximadamente 67 kN, 31,96% e 30,21% inferiores ao início de *slip* e limite de linearidade no modelo VCT-01, respectivamente. Observa-se assim a influência do grau de conexão sobre o *slip* dos modelos. Para as vigas de conexão parcial (VCT-02) o *slip* inicia em carregamento inferiores a vigas com conexão total (VCT-01), o que acarreta o início da não-linear da curva carga x deslocamento em níveis de carga mais baixos. O início do escoamento do perfil ocorreu na

carga de 108,45 kN, 73,97 % da carga última. A primeira fissura observada ocorreu bem próximo da carga última do modelo, com valores de carga de 143,55 kN e 143,61 kN, respectivamente. Especificamente no modelo VCT-02, a inspeção para detecção do início da fissuração, ocorreu apenas no Lado A (Figura 5.19) da laje. Esse pode ser o motivo da carga da primeira fissura ter sido próxima a carga última, pois a fissuração pode ter sido iniciada no lado oposto. A brusca perda da capacidade resistente ocorreu no deslocamento de 85,75 mm.

A Figura 6.6 apresenta a curva carga x deslocamento do modelo VCT-03. A carga de início do *slip* foi de 35,22 kN, 49,02% e 25,80% inferior as cargas de início de *slip* nos modelos VCT-01 e VCT-02, respectivamente. Esse resultado confirma o fato de graus de conexão menores permitirem maiores deslizamento entre o perfil de aço e laje de concreto de vigas mistas. O comportamento linear da curva ocorreu até 53 kN, aproximadamente. Ainda na Figura 6.6, observa-se que o início do escoamento do perfil do modelo VCT-03 ocorreu em uma região da curva com elevada não-linearidade. Essa não-linearidade do modelo antes do escoamento do perfil, é proveniente dos altos valores de *slip*. Os valores de *slip* no decorrer do ensaio são apresentados no item 6.2.4. A carga de início do escoamento foi de 122,13 kN, 93,07% da carga última. A primeira fissura ocorreu na carga de 119,31 kN e a carga última foi de 131,22 kN. Nota-se que logo após a carga última ocorreu a brusca perda de capacidade resistente do modelo.

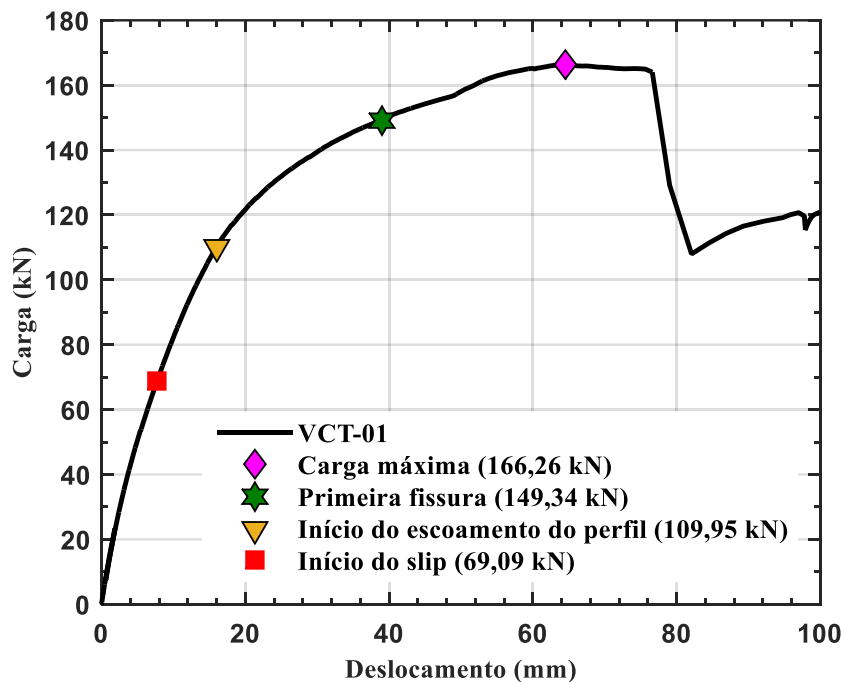


Figura 6.4- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-01.

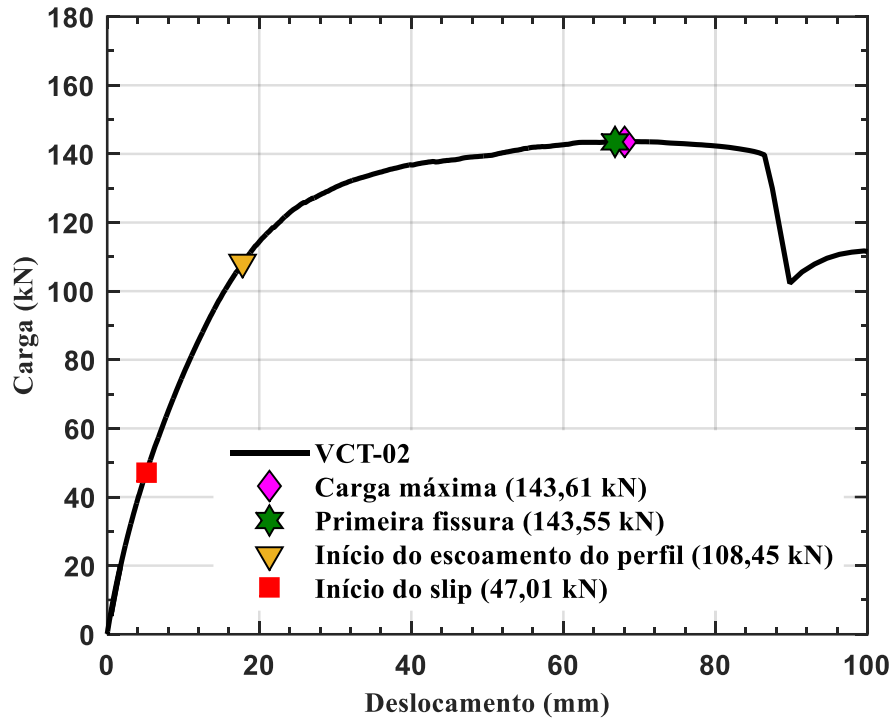


Figura 6.5- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-02.

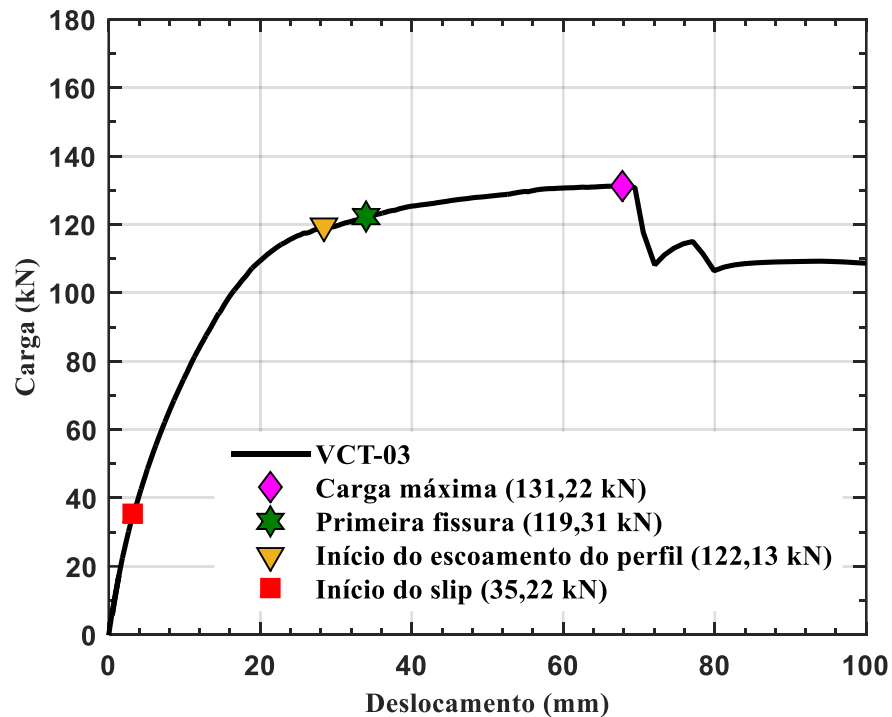


Figura 6.6- Curva carga x deslocamento do meio do vão do modelo VCT-03.

Para os modelos VCT-01, VCT-02 e VCT-03, as cargas de início do escoamento do perfil foram de 66,13%, 73,97% e 93,07% de suas respectivas cargas últimas. Isso indica que quanto menor o grau de conexão das vigas mistas com CT, menor é o incremento de carregamento que as mesmas suportam após o início do escoamento. Esse fato está relacionado com os altos valores

de *slip* nas vigas com conexão parcial, ocasionado o escoamento de todo perfil para pequenos incrementos de carga. No início de escoamento dos modelos VCT-01, VCT-02 e VCT-03 os *slip* médios foram de 0,19 mm, 0,30 mm e 1,75 mm, respectivamente.

A fissuração das lajes seguiu um mesmo padrão nos três modelos, variando apenas o nível de carregamento de início da fissuração, como indicado nas curvas carga x deslocamento (Figuras 6.4, 6.5, 6.6). Na execução dos ensaios observou-se que a primeira fissura sempre ocorreu nas faces laterais das lajes, propagando-se na região inferior da laje na direção do perfil de aço. Outra constatação foi que ocorreu uma certa simetria das fissuras em relação ao perfil, ou seja, a fissura que ocorreu no Lado A da laje, possuía uma fissura equivalente no Lado B da laje. A fissuração se concentrou na região do meio do vão dos modelos. Na Figura 6.7 pode-se observar a continuidade das fissuras do modelo VCT-01, que iniciaram na face lateral da laje e propagaram-se no sentido do perfil de aço. Na Figura 6.8 é apresentada a fissuração na parte inferior das lajes, na região do meio do vão de cada modelo.



Figura 6.7- Caminho de propagação das fissuras no modelo VCT-01.



(a) Modelo VCT-01



(b) Modelo VCT-02



(c) Modelo VCT-03

Figura 6.8- Padrão de fissuração na região inferior das lajes de cada modelo.

Em nenhum dos modelos observou-se flambagem da mesa comprimida, nem esmagamento do concreto da laje. De modo geral, os modos de ruptura dos modelos caracterizaram-se pelo escoamento excessivo do perfil de aço (EEP), ou pela da ruptura da conexão (RC). A Tabela 6.4 apresenta os modos de ruptura verificado para cada modelo.

Tabela 6.4- Modo de ruptura para cada modelo.

Modelo	Modo de ruptura
VCT-01	EEP
VCT-02	EEP
VCT-03	EEP e RC

Como apresentado na Tabela 6.4, os três modelos sofreram ruptura por escoamento do perfil de aço. Este fato pode ser constatado pela deformada (Figura 6.9, 6.10 e 6.11) e valores de deformação nos perfis, que atingiram valores superiores a deformação de escoamento do aço (ver item 6.2.5). No modelo VCT-03, além do escoamento do perfil, ocorreu ruptura da conexão. Na curva carga x deslocamento do modelo VCT-03, observa-se que imediatamente após atingir a carga última, o modelo sofre abrupta perda de capacidade resistente, o que não ocorre nas curvas carga x deslocamento dos modelos VCT-01 e VCT-02. Esse comportamento da curva carga x deslocamento caracteriza a ruptura da conexão de vigas mistas aço-concreto. Além disso, todos os CTs do modelo VCT-03, localizados entre a extremidade (momento nulo) e ponto de aplicação de carga (momento máximo) sofreram ruptura, como pode ser visualizado na Figura 6.24.



Figura 6.9- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-01.



Figura 6.10- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-02.



Figura 6.11- Deformada do perfil de aço do modelo VCT-03.

6.2.2 Rigidez e ductilidade dos modelos

A rigidez das vigas mistas aço-concreto pode ser avaliada pela inclinação da curva carga x deslocamento. Na Figura 6.12 são apresentadas as curvas dos três modelos ensaiados. Ao comparar a inclinação inicial das curvas, observa-se que até aproximadamente 60 kN, praticamente não existe diferenças entre os modelos. A partir de 60 kN os modelos com grau de conexão parcial (VCT-02 e VCT-03) sofrem uma redução na inclinação da curva carga x deslocamento, ou seja, perdem rigidez em relação ao modelo com conexão total (VCT-01). Observa-se também que a partir da carga de aproximadamente 100 kN, o modelo VCT-03, que possui grau de conexão de 0,47, perde rigidez em relação ao modelo VCT-02 ($\alpha = 0,71$). Com isso, pode-se afirmar que quanto maior o grau de conexão das vigas mistas aço concreto com CT, maior sua rigidez, o que corrobora com o discutido na revisão da literatura. Contudo, em termos práticos, a perda de rigidez com a redução do grau conexão das vigas mistas com CT é

irrelevante, principalmente para níveis de carga em torno de 50% das cargas últimas dos modelos.

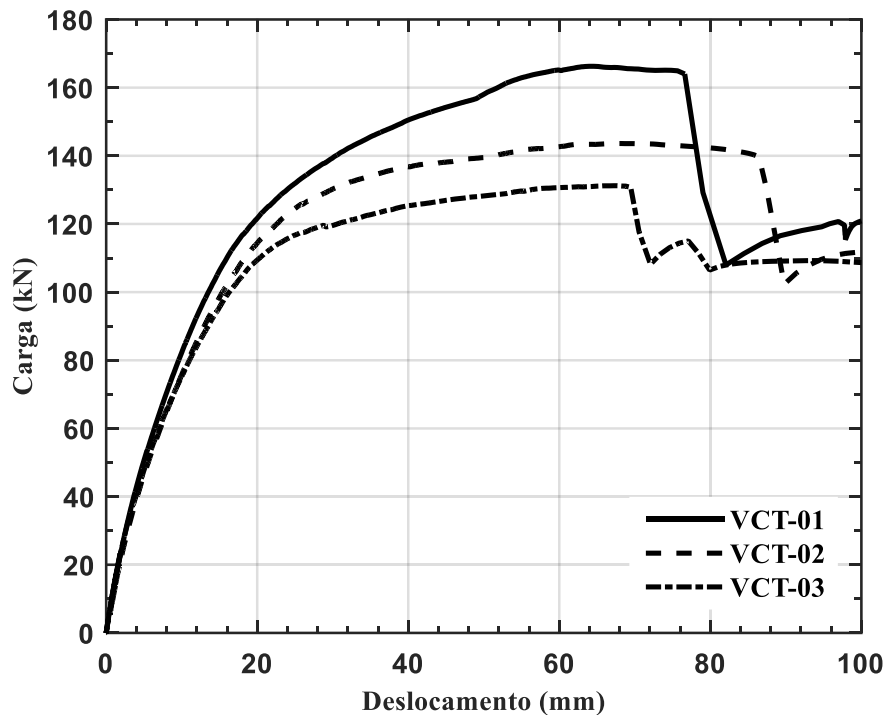


Figura 6.12- Curvas carga x deslocamento no meio do vão dos modelos ensaiados.

A ductilidade dos modelos foi mensurada pela relação entre o deslocamento na carga última (δ_u) e o deslocamento no limite de proporcionalidade (δ_y) da curva carga x deslocamento, conforme realizado por Xing *et al.* (2016). Na Tabela 6.5 é apresentado as relações δ_u/δ_y , bem como os deslocamentos e níveis de carregamentos utilizados para a análise de ductilidade.

Tabela 6.5- Parâmetros aplicados para determinação da ductilidade dos modelos.

Modelo	P_u (kN)	P_y (kN)	δ_u (mm)	δ_y (mm)	δ_u/δ_y
VCT-01	166,26	96,30	64,55	12,72	5,08
VCT-02	143,61	67,62	68,18	8,49	8,03
VCT-03	131,22	53,04	67,69	5,83	11,61

Na Tabela 6.5, pode-se observar que a ductilidade das vigas mistas aço-concreto com CT aumenta com a redução do grau de conexão. Isso também ocorre para vigas mistas com conectores convencionais (*stud bolt*), como apresentado na revisão da literatura. Comparando os modelos VCT-01 e VCT-03, nota-se que a ductilidade mais do que duplicou.

6.2.3 Capacidade resistente

Na Tabela 6.6 são apresentados os resultados de carga última (P_{exp}) dos modelos, bem como o momento fletor máximo aplicado (M_{exp}) e o momento fletor resistente previsto (M_{MRP}), determinado pelo Método da Rigidez Plástica.

Tabela 6.6- Carga última e momentos resistentes dos modelos.

Modelos	P_{exp} (kN)	M_{exp} (kN.m)	M_{MRP} (kN.m)	M_{exp}/M_{MRP}
VCT-01	166,26	220,11	223,31	0,986
VCT-02	143,61	192,36	193,18	0,996
VCT-03	131,22	177,18	165,66	1,070
Média				1,017
Coefficiente de variação (CV)				0,045

O modelo VCT-01 foi o que apresentou maior carga última, 13,62% e 21,07% maior que as cargas últimas dos modelos VCT-02 e VCT-03, respectivamente. Ou seja, quanto maior o grau de conexão, maior foi a capacidade resistente da viga mista aço-concreto com CT. Com esses resultados, pode-se afirmar que a aplicação do CT em uma conexão parcial de viga mista é uma prática viável estruturalmente e economicamente, tendo em vista que a redução do grau de conexão de 1,06 para 0,47, provocou uma queda na capacidade resistente da viga mista de apenas 21,07% e redução de 50% no número de conectores. Além disso, como discutido no item 6.2.2, a rigidez das vigas mistas com CT sofre pequenas alterações quando se reduz o grau de conexão.

O M_{exp} foi determinado a partir da soma do momento fletor máximo no modelo provocado por P_{exp} e o momento fletor máximo provado pelo peso próprio do modelo e da viga rígida de distribuição e seus apoios (15,55 kN.m). A maior diferença entre o momento resistente experimental (M_{exp}) e momento resistente determinado pelo método adotado pelas normativas (M_{MRP}) foi de apenas 7,0%. O valor médio de (M_{exp}/M_{MRP}) foi de 1,017, com coeficiente de variação de 0,045. Ou seja, com o Método da Rigidez Plástica foi possível determinar o momento resistente dos modelos ensaiados com uma boa aproximação. A Figura 6.13 apresenta graficamente os resultados de momentos fletores resistentes.

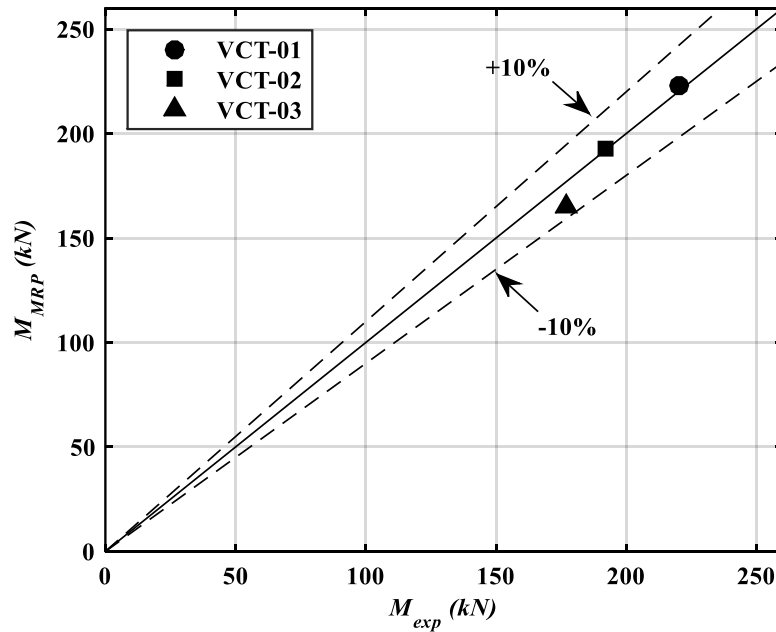


Figura 6.13- Resultados de momento fletor para cada modelo.

6.2.4 Slip e uplift

O *slip* e *uplift* foram medidos ao longo do comprimento dos modelos. Nas Figuras 6.14, 6.15 e 6.16 são apresentadas as distribuições do *slip* em cada modelo para distintos níveis de carregamento. Assim como no item 4.7.3, o eixo da horizontal representa a distância do ponto avaliado para a extremidade da viga, sendo “0” o apoio da viga e 2,85 m o meio do vão.

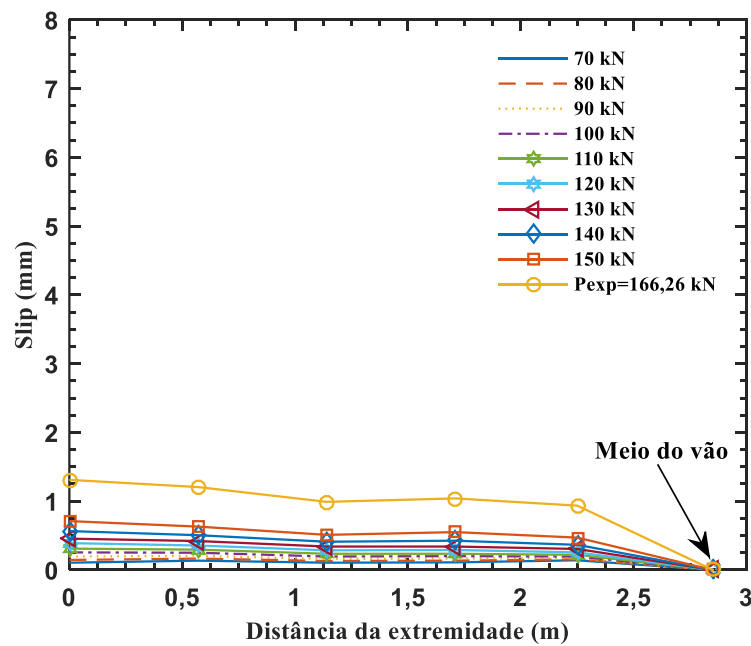


Figura 6.14- Slip ao longo do modelo VCT-01.

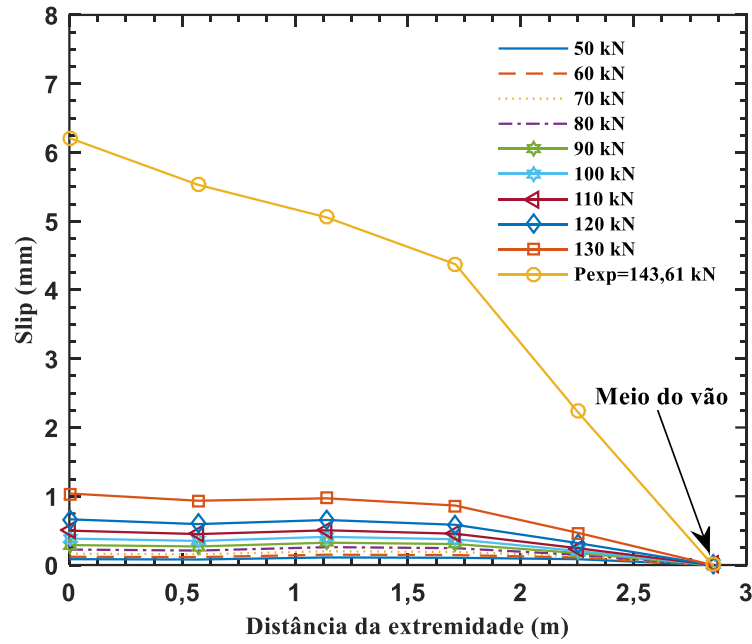


Figura 6.15- *Slip* ao longo do modelo VCT-02.

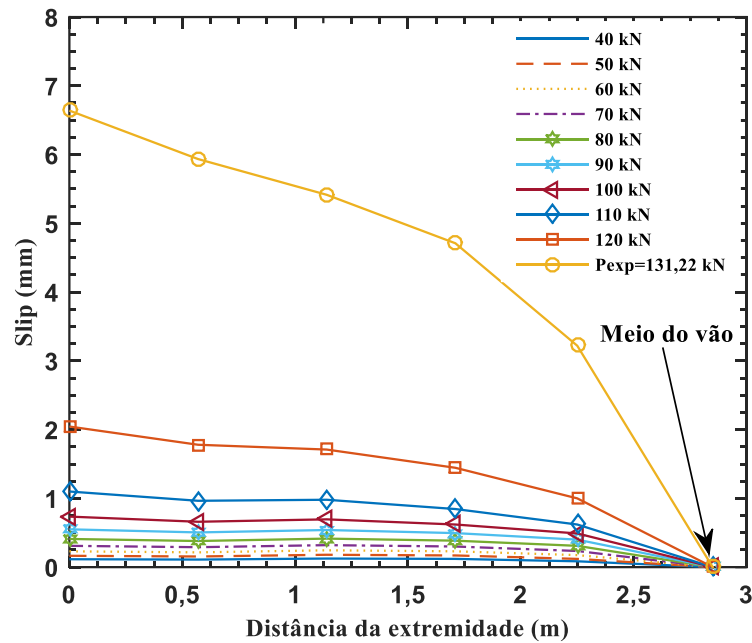


Figura 6.16- *Slip* ao longo do modelo VCT-03.

Pode-se observar que para baixos níveis de carregamento o *slip* praticamente não se desenvolve, principalmente no modelo VCT-01. A medida que o carregamento se aproxima da carga última, os valores de *slip* vão incrementando. No momento da carga última, os valores de *slip* são máximos. Com relação a distribuição do *slip* ao longo da viga, constata-se que para vigas mistas aço-concreto com CT, o *slip* tem a distribuição conforme estabelecido pela literatura. Ou seja, *slip* nulo na seção de momento fletor máximo (meio do vão) e valores máximos na extremidade da viga.

Com as Figuras 6.14, 6.15 e 6.16 pode-se avaliar o efeito do grau de conexão nos níveis de *slip* na interface aço-concreto. A magnitude máxima dos modelos com grau de conexão parcial (VCT-02 e VCT-03) para carga última é aproximadamente 6 vezes maior que o modelo VCT-01, que possui grau de conexão total. Na Tabela 6.7, são apresentados os valores máximos de *slip* em cada modelo, no instante da carga última.

Tabela 6.7- *Slip* máximo na carga última de cada modelo.

Modelo	<i>Slip</i> máximo
VCT-01	1,31
VCT-02	6,21
VCT-03	6,64

Na Figura 6.17 são apresentados os resultados das curvas carga x *slip* médio dos modelos ensaiados. Observa-se que os modelos com conexão parcial são mais dúcteis, contudo, os altos valores de deslizamento na interface aço-concreto, causam a redução da capacidade resistente.

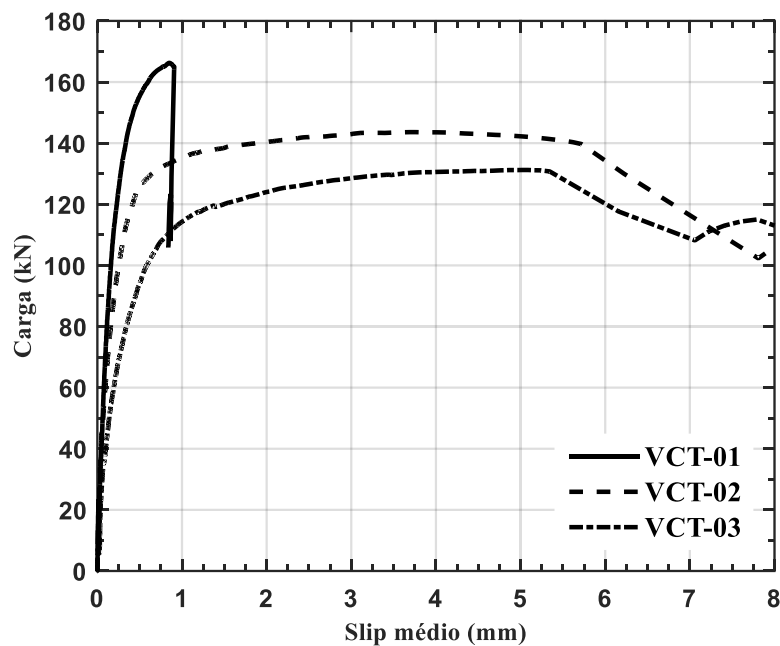


Figura 6.17- Curva carga x *slip* médio de cada modelo.

Por sua vez na Figura 6.18 visualiza-se o *slip* ocorrido na extremidade do modelo VCT-03. A posição inicial da face da laje é no mesmo alinhado do enrijecedor. A diferença da abertura do cursor do LVDT, após e antes do ensaio, indica o *slip* ocorrido.



(a) Antes do ensaio



(b) Após ensaio

Figura 6.18- Medição do *slip* na extremidade do modelo VCT-03.

O *uplift* medido na carga última de cada modelo é apresentado na Tabela 6.8. Nota-se que os maiores valores de separação transversal entre o perfil de aço e a laje ocorreram na posição de um quarto do vão dos modelos. Em média, o *uplift* no quarto do vão foi aproximadamente 77% maior que o *uplift* na extremidade dos modelos. Também foi possível avaliar a influência do grau de conexão na magnitude do *uplift*. Observou-se que quanto menor o grau de conexão, e conseqüentemente o número de conectores, maior os valores de *uplift*. Na Figura 6.19, pode-se visualizar o *uplift* ocorrido no modelo VCT-03, após realização do ensaio. Na Figura 6.20 é apresentada a evolução dos valores de *uplift* durante os ensaios, no quarto de vão e extremidade de cada modelo.

Tabela 6.8- *Uplift* na carga última em cada modelo (mm).

Modelo	Valor de <i>uplift</i>	
	Um quarto do vão	Extremidade
VCT-01	0,65	0,04
VCT-02	0,80	0,145
VCT-03	1,0	0,435



(a) Extremidade



(b) Próximo a um quarto do vão

Figura 6.19- *Uplift* no modelo VCT-03 após realização do ensaio.

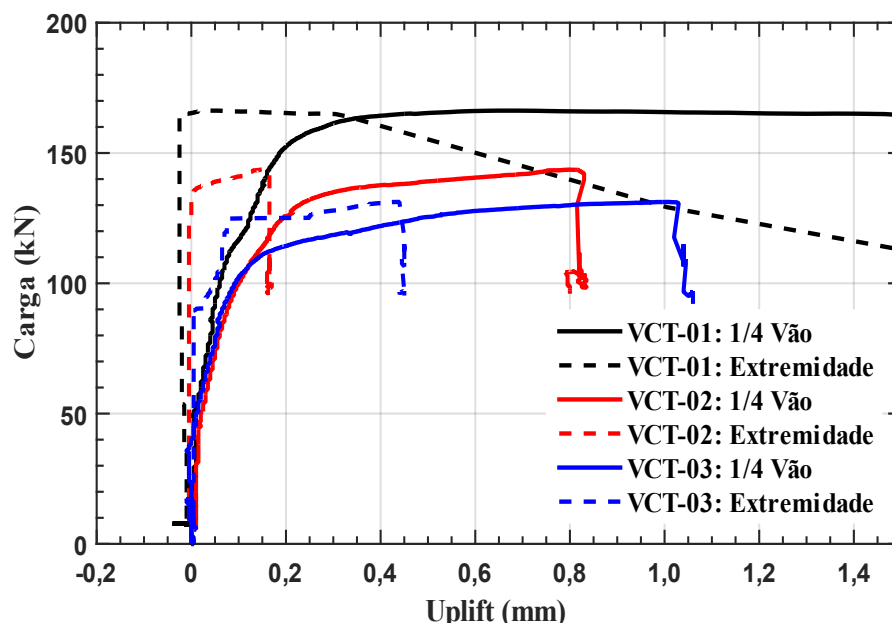


Figura 6.20- Evolução dos valores de *uplift* em cada modelo.

De acordo com o EN 1994-1-1:2004, no ensaio *push-out* o *uplift* é medido quando o carregamento alcança 80% da carga de ruptura do modelo. Para aceite do conector de cisalhamento, o *uplift* deve ser inferior a 50% do *slip*, no mesmo carregamento. Fazendo uma equivalência com os ensaios de flexão realizados, e considerando as medidas de *slip* e *uplift* máximos (Tabela 6.9) em cada modelo quando o carregamento alcançou 80 % da carga última, os valores de *uplift* foram de apenas 39%, 27% e 14% dos valores de *slip* nos modelos VCT-01, VCT-02 e VCT-03, respectivamente. Desse modo, considerando o critério do EN 1994-1-1:2004, o CT possui bom comportamento com relação a separação transversal entre o perfil de aço e a laje de concreto. Barbosa (2016) fez conclusão semelhante, contudo, a altura e ângulo de abertura do CTs aplicados nos modelos experimentais neste estudo, é distinto dos ensaiados por Barbosa (2016).

Tabela 6.9- *Slip* e *uplift* máximos no instante de 80% da carga última (mm).

Modelo	<i>Slip</i>	<i>Uplift</i>	<i>Uplift / Slip</i>
VCT-01	0,360	0,140	0,39
VCT-02	0,565	0,155	0,27
VCT-03	0,820	0,115	0,14

6.2.5 Deformação na seção e posição da linha neutra plástica

As deformações ao longo da altura da seção transversal do meio do vão dos modelos são apresentadas nas Figuras 6.21, 6.22 e 6.23. As deformações foram avaliadas para níveis de cargas distintos. Para valores de carregamento mais avançados, alguns extensômetros sessaram suas medidas, devido aos altos níveis de deformações. Contudo, com os resultados obtidos, foi possível avaliar o comportamento das vigas mistas com CT por meio das deformações na seção e determinar a posição das linhas neutras plásticas (LNP).

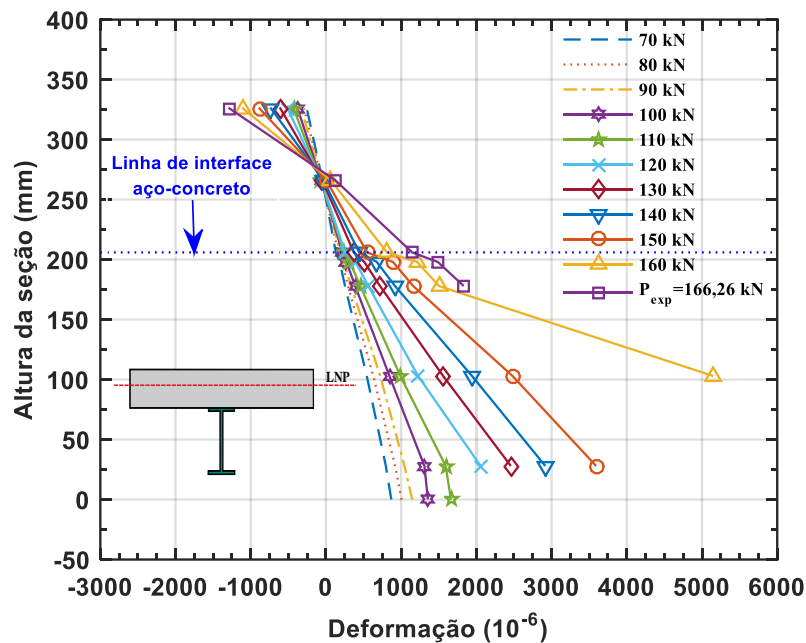


Figura 6.21- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-01.

De modo geral, no modelo VCT-01 (Figura 6.21) observa-se uma tendência de continuidade das deformações ao longo da seção transversal, principalmente para carregamentos de até 140 kN. A partir dessa carga, percebe-se o início de uma descontinuidade das deformações na interface aço-concreto, decorrente do desenvolvimento do *slip*. Contudo, nota-se que a seção apresenta apenas uma linha neutra plástica, localizada na laje, indicando que o modelo apresenta grau de conexão ou interação total. A altura da linha neutra plástica em relação a base do perfil de aço foi de 271,37 mm. Este resultado mostra a eficiência do CT em conter o desenvolvimento do *slip* na interface aço-concreto, garantindo o trabalho conjunto do perfil de aço e a laje.

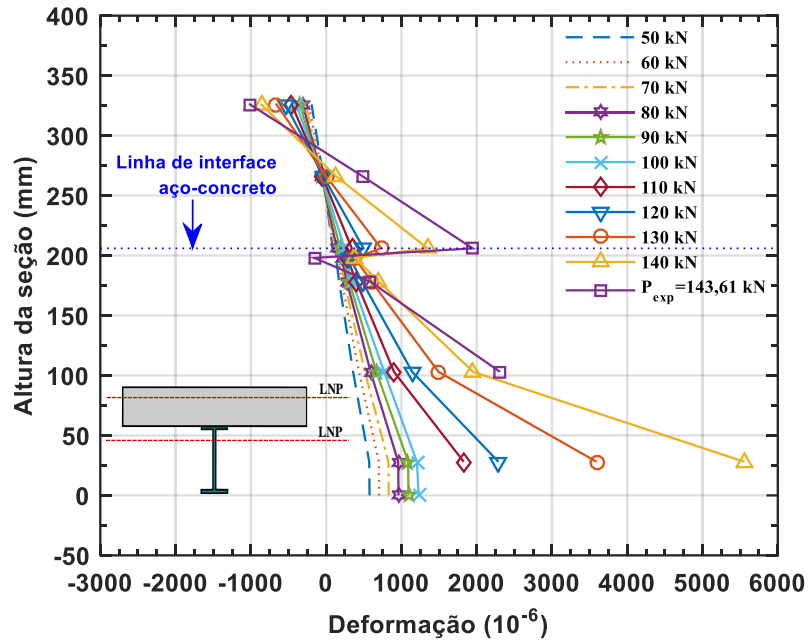


Figura 6.22- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-02.

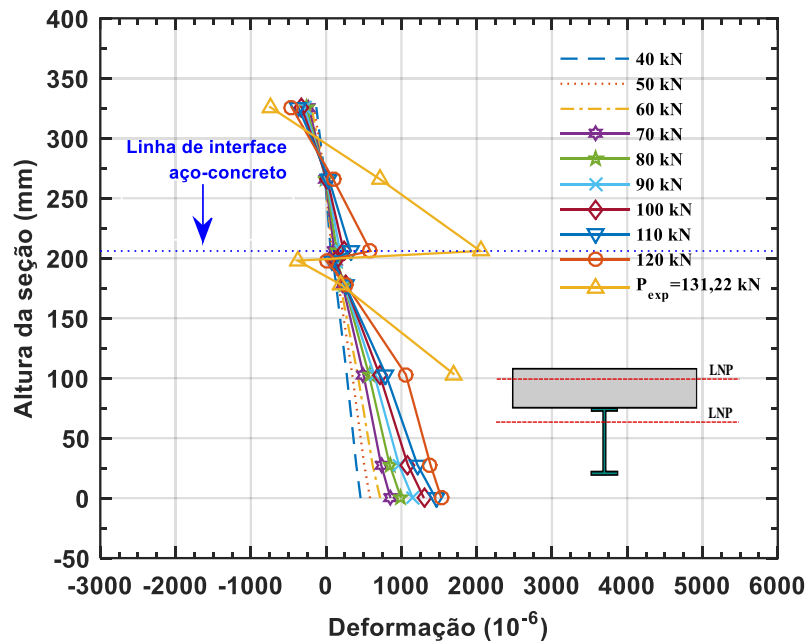


Figura 6.23- Deformações na seção do meio do vão do modelo VCT-03.

Avaliando a evolução das deformações dos modelos VCT-02 e VCT-03, nota-se que para baixos níveis de carregamento a seção permanece plana. Entretanto, com a evolução do carregamento, os altos valores de *slip* geraram grandes discontinuidades na interface aço-concreto, evidenciando-se a configuração de uma seção com duas linhas neutras, uma no perfil de aço e outra na laje de concreto. Na carga última do modelo VCT-02, as posições das linhas neutras plásticas em relação a base do perfil de aço foram de 193,82 mm e 284,98. Para o modelo VCT-03, as posições das linhas neutras plásticas foram de 184,81 mm e 294,04 mm.

A deformação de escoamento do perfil de aço foi de 1760×10^{-6} , conforme propriedades obtidas nos ensaios de caracterização. Com isso, avaliando os níveis de deformação atingindo nos modelos, nota-se que para os modelos VCT-01 e VCT-02, as deformações no perfil foram muito superiores a deformação de escoamento, corroborando assim com a prescrição do modo de ruptura desses modelos (Tabela 6.4), que foi o escoamento excessivo do perfil de aço. No modelo VCT-03, apesar do perfil de aço também ter entrado em regime plástico, os níveis de deformação foram inferiores as deformações dos modelos VCT-01 e VCT-02. Além disso, pode-se observar na Figura 6.23 que, na carga última, o modelo VCT-03 foi o que apresentou maior descontinuidade das deformações na interface aço-concreto. Esses fenômenos indicam que o modo de ruptura do modelo VCT-03 foi caracterizado pela associação do escoamento do perfil de aço e falha da conexão, como apresentado na Tabela 6.4.

6.2.6 Comportamento e resistência do CT na viga mista

Buscando avaliar o comportamento dos CT nas vigas mistas aço-concreto, após a execução dos ensaios de flexão, as lajes de concreto que constituíam os modelos foram demolidas, de modo a possibilitar a visualização da deformada dos CT. A Figura 6.24 mostra com detalhes a configuração deformada final de CTs pertencentes ao modelo VCT-03, modelo no qual os conectores foram mais solicitados.

Avaliando a deformada dos conectores na Figura 6.24, pode-se afirmar que nas vigas mistas os CTs foram solicitados predominantemente sobre esforços axiais, onde uma das hastes foi submetida à esforço de tração e a outra haste solicitada por esforço de compressão, assim como verificado na modelagem numérica de vigas mistas com CT (Capítulo 4). A haste tracionada sofre ruptura em sua base (Figura 6.24-c), bem como a haste comprimida sofre uma instabilidade/curvatura (Figura 6.24-d). Esse comportamento é semelhante ao observado por Lima (2018), Bezerra *et al.* (2018-a) e Barbosa (2016), em seus estudos do comportamento do CT, baseados no ensaio *push-out*.

Ainda na Figura 6.24, pode-se verificar que a ruptura do conector ocorre na base da haste tracionada, sendo que a solda de ligação do CT no perfil de aço permanece intacta (Figura 6.24-c). A haste sobre compressão permanece ligada ao perfil de aço, mesmo após a ruptura do CT, fornecendo a viga mista uma tensão residual pós-carga última, como pode ser visualizado na curva carga x deslocamento (Figura 6.6).



(a) CTs deformados no perfil de aço



(b) Detalhes da deformada dos CTs



(c) Haste com falha por tração e detalhe da solda



(d) Haste com intabilidade por compressão

Figura 6.24- Deformada e ruptura dos CTs na viga mista aço-concreto do modelo VCT-03.

Para determinar a resistência do CT na conexão dos modelos experimentais, foi utilizado uma metodologia adotada por Rambo-Roddenberry (2002) em seus estudos de vigas mistas com conexão constituída por *stud bolt*. Esta metodologia, conhecida como “*back-calculate*”, consiste em determinar a resistência do conector de cisalhamento a partir do momento resistente experimental de uma viga mista. Além do momento resistente, é utilizada a posição das linhas neutras plásticas, para determinar os pontos de aplicação das forças resultantes da seção,

provenientes do momento resistente. Realizando o equilíbrio da seção, define-se a força longitudinal (F_{hc}) que os conectores de cisalhamento transferiram do perfil de aço para laje (e vice-versa). Dividindo F_{hc} pelo número de conectores entre os pontos de momento fletor nulo e máximo, determina-se a força que cada conector foi submetido, e conseqüentemente, a resistência do conector de cisalhamento na conexão da viga mista.

Na Tabela 6.10 é apresentado os valores de resistência do CT obtidos com a metodologia de “back-calculate” (Q_{VCT}) e a resistência do CT obtida com a Equação (3.27) ($Q_{Eq.(3.27)}$), proposta nesta pesquisa. A maior diferença entre Q_{VCT} e $Q_{Eq.(3.27)}$ foi 12,2%. O valor médio de $Q_{VCT}/Q_{Eq.(3.27)}$ foi de 1,017, com o coeficiente de variação de 0,095. Observa-se assim uma boa correlação entre as resistências do CT. Esses resultados comprovam a eficiência da Equação (3.27). Com isso, a mesma pode ser aplicada para a determinação do número de CT exigidos em uma viga mista, dispensado a necessidade de executar ensaios *push-out*.

Tabela 6.10- Capacidade resistente do CT na viga mista.

Modelos	Q_{VCT} (kN)	$Q_{Eq.(3.27)}$ (kN.m)	$Q_{VCT}/Q_{Eq.(3.27)}$
VCT-01	116,56		0,931
VCT-02	125,16	125,22	0,999
VCT-03	140,54		1,122
Média			1,017
Coeficiente de variação (CV)			0,095

6.2.7 Análise de deflexão

Conforme as normativas, a deflexão de uma viga mista pode ser determinada por uma análise elástica, aplicando o conceito de rigidez efetiva da seção. A rigidez efetiva de uma seção mista aço-concreto é dada por EI_{ef} , onde E é o módulo de elasticidade do perfil de aço e I_{ef} a inércia efetiva da seção.

Como apresentado no item 2.3.2 da revisão da literatura, existem divergências entre as normativas quanto a determinação do I_{ef} de uma seção mista e conseqüentemente no cálculo das deflexões, principalmente quando a viga mista apresenta conexão parcial. Tendo isso em vista, uma análise deflexão foi realizada, objetivando determinar qual normativa melhor define a deflexão da viga mista aço-concreto com CT quando submetida a carregamentos de serviço.

A análise de deflexão consistiu em determinar, para níveis de carregamentos de serviço, a deflexão dos modelos ensaiados usando as prescrições do EN 1994-1-1:2004, AISC 360:2010,

ABNT NBR 8800:2008 e AS 2327.1:2003, e comparar com deflexões experimentais obtidas (δ_{exp}). A carga de serviço adotada foi a metade da carga última de cada modelo ($P_{exp}/2$), conforme proposto por Johnson e May (1975) e adotado por Mirambell *et al.* (2021) em análises semelhantes.

Tabela 6.11- Deflexão de vigas mistas aço-concreto com CT definida por normativas e pelos ensaios experimentais.

Modelos	δ_{exp} (mm)	δ_{EN} (mm)	δ_{AISC} (mm)	δ_{NBR} (mm)	δ_{AS} (mm)	$\delta_{exp} / \delta_{EN}$	$\delta_{exp} / \delta_{AISC}$	$\delta_{exp} / \delta_{NBR}$	$\delta_{exp} / \delta_{AS}$
VCT-01	10,15	15,97	21,29	15,97	15,97	0,64	0,48	0,64	0,64
VCT-02	9,27	22,79	21,12	15,94	16,09	0,41	0,44	0,59	0,58
VCT-03	8,04	27,64	22,63	16,97	17,04	0,29	0,36	0,47	0,47

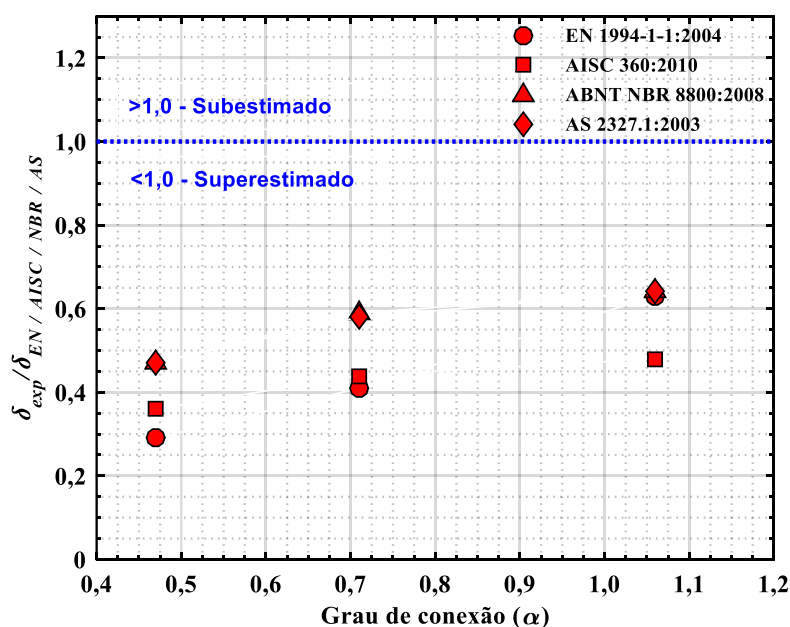


Figura 6.25- Análise de deflexão de vigas mistas com CT.

Na Tabela 6.11 é apresentado os valores de deflexão obtidos pelo EN 1994-1-1:2004 (δ_{EN}), AISC 360:2010 (δ_{AISC}), ABNT NBR 8800:2008 (δ_{NBR}) e AS 2327.1:2003 (δ_{AS}) e δ_{exp} para cada modelo. Pela Tabela 6.11 e Figura 6.25, nota-se que todas as normativas avaliadas superestimam os valores de deflexão das vigas mistas com CT, principalmente para os modelos com grau de conexão parcial. A ABNT NBR 8800:2008 e a AS 2327.1:2003 foram as normativas que mais se aproximaram da deflexão experimental. Em termos práticos da engenharia, pode-se afirmar que todas as normativas são aptas para determinação da deflexão de vigas mistas com CT. Além disso, esses resultados demonstram que o CT oferece às vigas mistas aço-concreto grande rigidez e conseqüentemente, pequenas deflexões para carregamentos de serviço.

6.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo ensaios de flexão em vigas mistas aço-concreto com conexão constituídas por CTs foram executados. Os três modelos avaliados apresentaram graus de conexão distintos, possibilitando assim analisar a influência desse parâmetro no comportamento das vigas. Dos ensaios de flexão executados, foi obtido para cada modelo: a capacidade resistente, curva carga x deslocamento, rigidez, ductilidade, desenvolvimento do *slip* e *uplift*, deformação da seção mais solicitada e posição da linha neutra plástica. Os resultados experimentais mostraram que a viga mista aço-concreto com CT, possuindo conexão parcial ou total, apresenta comportamento eficiente e com padrões que seguem os conceitos da literatura correlacionados com o comportamento geral de vigas mistas.

As respostas de todos os parâmetros avaliados foram condizentes com os resultados numéricos obtidos das simulações do Capítulo 4, confirmando a capacidade do modelo numérico desenvolvido de simular o comportamento de vigas mistas com o CT.

Outra constatação, foi a semelhança entre o comportamento do CT no ensaio *push-out* e na conexão de vigas mistas, a partir da visualização da deformada dos CTs. Além disso, com a metodologia do “*back-calculate*” foi possível determinar a capacidade resistente CT na viga mista. Os valores de resistência do CT na viga apresentaram boa correlação com o valor obtido com a Equação (3.27), o que comprova a eficiência da equação proposta.

7. CONCLUSÕES

Neste estudo buscou-se avaliar o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por conectores de cisalhamento treliçados (CT), e conseqüentemente, analisar a aplicação do CT neste tipo de elemento estrutural. Para isso, mesclou-se a realização de simulações numéricas via Método dos Elementos Finitos com a execução de ensaios experimentais de flexão.

Com o modelo numérico *push-out* validado, um estudo paramétrico foi realizado com o intuito de avaliar a capacidade resistente do CT com a variação de sua altura, ângulo de abertura entre hastes, diâmetro e resistência do concreto, e conseqüentemente, definir uma equação para prescrição da capacidade resistente do CT com geometria otimizada.

Com a variação da altura do CT, observou-se que quanto maior a altura do conector maior sua capacidade resistente. No entanto, quantitativamente os valores de resistência do CT tiveram pequena variação. O CT-12,5-H130 (com altura proposta por Barbosa (2016)) apresentou capacidade resistente de apenas 4,3% superior ao CT-12,5-H90 e 2,7% inferior ao CT-12,5-H150. Como o CT com pequena altura (90 mm) apresentou alta capacidade resistente (181,75 kN), tem-se que o conector treliçado dispõe de um grande potencial para aplicação em vigas mistas com lajes de menor espessura, ou seja, em estruturas de médio e pequeno porte. Na análise do ângulo de abertura entre as hastes, o CT com ângulo de 80° foi o que apresentou maior capacidade resistente, com carga última de 185 kN. Com isso, determinou-se que o CT com geometria ótima possui altura de 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°, pois possibilita a aplicação em vigas mistas com lajes de menores espessuras e apresenta capacidade resistência relativamente alta. O CT com essa geometria, foi aplicado no estudo para avaliar a influência do diâmetro e resistência do concreto na sua capacidade resistente, e na conexão dos modelos de vigas mistas ensaiados experimentalmente.

Para avaliar a influência do diâmetro e resistência do concreto, um total de 9 modelos *push-out* foram simulados numericamente. Os modelos foram constituídos por CTs com diâmetro de 8,0, 10,0 e 12,5 mm e concreto com resistência de 25, 30 e 35 MPa. O conector CT-12,5-H90-ANG80 com resistência do concreto de 35 MPa foi o que apresentou maior resistência, 170,49 kN. O conector que apresentou menor valor de capacidade resistente foi o CT-8,0-H90-ANG80 com concreto de 25 MPa, 67 kN. De modo geral, o aumento do diâmetro do conector e resistência de concreto que constitui a laje eleva a resistência da conexão com CT. Com esses

resultados, foi realizado uma análise de regressão não-linear e proposto uma equação para prescrever a capacidade resistente do CT (Equação (3.27)). A equação proposta apresentou boa concordância com os resultados numéricos ($R^2 = 0,959$).

Baseado no modelo numérico *push-out* e em estudos numéricos de vigas mistas aço-concreto, foi desenvolvido um modelo tridimensional não-linear de elementos finitos para a simulação numérica do ensaio de flexão em vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por CTs. Foram modeladas 5 vigas mistas, com graus de conexão distintos. Para determinação do grau de conexão, e conseqüentemente o número de conectores em cada modelo, foi utilizado a Equação (3.27). As capacidades resistentes, *slip* ao longo da viga e posição das linhas neutras para cada grau de conexão foram concordantes com o Método da Rigidez Plástica, utilizado pelas principais normativas vigentes para prescrever o dimensionamento de vigas mistas. Também se observou que a distribuição de tensões na laje e nos CTs aplicados na conexão da viga mista foi semelhante ao descrito por Lima (2018) e Bezerra *et al.* (2018-a), em seus estudos de CTs em *push-out*. Contudo, a análise numérica constatou um adequado comportamento das vigas mistas aço-concreto com CT, quando comparado com o comportamento de viga mista com conexão convencional, viabilizando assim a execução dos ensaios experimentais de flexão.

Foram submetidas a ensaios de flexão três vigas mistas aço-concreto com conexão constituída por CTs. Os três modelos experimentais apresentaram graus de conexão distintos (1,06, 0,71 e 0,47), possibilitando a análise da influência desse parâmetro no comportamento das vigas. Assim como realizado na análise numérica, para a determinação do grau de conexão e número de conectores em cada modelo, foi utilizada a Equação (3.27). Com a execução dos ensaios, foram obtidos para cada modelo: a capacidade resistente, curva carga x deslocamento, rigidez, ductilidade, desenvolvimento do *slip* e *uplift*, deformação da seção mais solicitada e posição da linha neutra plástica. A partir da análise dos resultados experimentais, pode-se fazer as seguintes conclusões:

- O modo de ruptura para os modelos VCT-01 (grau de conexão 1,06) e VCT-02 (grau de conexão 0,71) foi caracterizado pelo escoamento excessivo do perfil de aço. Já para o modelo VCT-03, que apresentou o menor grau de conexão (0,47), a ruptura caracterizou-se pela associação do escoamento excessivo do perfil de aço e falha da conexão.
- A ruptura dos modelos experimentais com grau de conexão parcial apresentou maiores índices de ductilidade.

- A redução da rigidez inicial das vigas mistas aço-concreto com CT proveniente da diminuição do grau de conexão, pode ser considerada irrelevante.
- O modelo VCT-01 ($\alpha = 1,06$) foi o que apresentou maior carga última, 13,62% e 21,07% maior que as cargas últimas dos modelos VCT-02 ($\alpha = 0,71$) e VCT-03 ($\alpha = 0,47$), respectivamente. Ou seja, quanto maior o grau de conexão, maior a capacidade resistente da viga mista aço-concreto com CT. Contudo, pode-se afirmar que a aplicação do CT em uma conexão parcial de viga mista é uma prática viável estruturalmente e economicamente, tendo em vista que a redução do grau de conexão de 1,06 para 0,47, provocou uma queda da capacidade resistente da viga mista de apenas 21,07% e redução de 50% no número de conectores.
- Com relação ao desenvolvimento do *slip* nos modelos experimentais, como esperado para vigas mistas, a magnitude máxima do *slip* nos modelos com graus de conexão parcial foi de aproximadamente 6 vezes maior que o modelo com grau de conexão total.
- Para o *uplift*, foi constatado que quanto menor o grau de conexão do modelo, e consequentemente o número de CTs, maior os valores de *uplift*. Contudo, conforme critério do EN 1994-1-1:2004, os valores de *uplift* mensurados são aceitáveis, não comprometendo a eficiência da conexão. Com isso, pode-se afirmar que o CT aplicado nesse estudo possui bom comportamento com relação a separação transversal entre o perfil de aço e a laje de concreto.
- Com as deformações na seção mais solicitada foi verificado que na carga última, no modelo VCT-01 configurou-se apenas uma linha neutra plástica, localizada na laje, comprovando o comportamento de uma conexão total. Esse resultado mostra a eficiência do CT em conter o desenvolvimento do *slip* na interface aço-concreto, garantindo o trabalho conjunto do perfil de aço e a laje. Para os modelos VCT-02 e VCT-03, como esperado para vigas com conexão parcial, as deformações configuraram seções com duas linhas neutras plásticas.
- Com a visualização das deformadas dos CTs pós-ensaio dos modelos experimentais, pode-se concluir que o CT apresenta um comportamento padrão, seja aplicado em vigas mistas ou em modelos *push-out*. O comportamento é caracterizado pelo trabalho sobre esforços axiais, preponderantemente, onde uma das hastes é submetida a esforço de tração e a outra à esforço de compressão. A ruptura da conexão ocorre pela falha da haste submetida à tração, e instabilidade da haste submetida à compressão, além do esmagamento do concreto da laje nas regiões próximas a base dos conectores.

- A partir do processo de “*back-calculate*” verificou-se que as resistências do CT nas vigas mistas apresentaram boa correlação com o valor obtido pela Equação (3.27), o que evidencia a eficiência da equação proposta. Conclui-se então, que a Equação (3.27) pode ser aplicada para a determinação da capacidade resistente do CT, e conseqüentemente do número de conectores necessários em uma viga mista, dispensando a necessidade de executar ensaios *push-out*.
- Pode-se afirmar que as normativas EN 1994-1-1:2004, AISC 360:2010, ABNT NBR 8800:2008 e AS 2327.1:2003 estão aptas para o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto com CT. Pois, verificou-se uma boa correspondência entre os valores de momento resistentes obtidos experimentalmente e pelo Método da Rigidez Plástica (Tabela 6.6), utilizado pelas normativas citadas. Além disso, a deflexão para carregamentos de serviço obtida por cada uma dessas normas, foram superiores ao constatado pelos ensaios experimentais (Tabela 6.11).

Contudo, conclui-se que o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conexão entre laje e perfil de aço realizada por conectores de cisalhamento treliçado foi satisfatório, por se enquadrar nos conceitos gerais de vigas mistas e possibilitar a aplicação das principais normas vigentes para seu dimensionamento. E ainda, com essa pesquisa confirmou-se a eficiência do conector treliçado na conexão mista aço-concreto de um elemento estrutural, evidenciando a sua capacidade e potencial para aplicação nas estruturas mistas aço-concreto.

7.1 PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sequência na pesquisa de vigas mistas aço-concreto com conectores de cisalhamentos treliçados, sugerem-se os seguintes temas:

- Realizar ensaios experimentais de flexão em vigas mistas com conectores treliçados com diâmetros de 8 mm e 12,5 mm;
- Realizar ensaios experimentais no qual o carregamento é distribuído ao longo da viga mista;
- Validar um modelo numérico com os resultados experimentais, e aplicá-lo em um estudo paramétrico com o intuito de avaliar o comportamento das vigas mistas aço-concreto com conectores treliçados variando a resistência do concreto, número de linhas de conectores sobre a mesa do perfil, distribuição dos conectores ao longo da viga, relação altura do perfil/altura da seção e largura efetiva da laje;

- Estudar a aplicação do conector treliçado em vigas mistas com outros sistemas construtivos, como: pré-lajes de concreto pré-moldado, lajes com fôrma de aço incorporada, dentre outros;
- Avaliar o comportamento de vigas mistas aço-concreto com conector treliçado quando submetidas a momento fletor negativo.
- Realizar um estudo de confiabilidade para definir coeficiente de segurança para a Equação (3.27).

REFERÊNCIAS

ABAQUS, User's Manual, Version 6.14-4, Desselault Systèmes Simulia Corp, Providence, RI, USA, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16886. **Concreto – Amostragem de concreto fresco**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5738. **Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5739. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118. **Projeto de Estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6892. **Materiais metálicos – Ensaio de Tração, Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7222. **Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7480. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8522. **Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

American Institute for Steel Construction. AISC. **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago, 1999.

American Institute for Steel Construction. AISC 360. **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, 2005.

American Institute for Steel Construction. AISC 360. **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, 2010.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, n. January, p. 70–86, 2017.

AMADIO, C. Ñ.; FEDRIGO, C.; FRAGIACOMO, M.; MACORINI, L. Experimental evaluation of effective width in steel – concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 60, p. 199–220, 2004.

ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; LIU, X. Experimental study of composite beams having a precast geopolymer concrete slab and deconstructable bolted shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 1–13, 2016.

BALKOS, K. D.; SJAARDA, M.; WEST, J. S.; WALBRIDGE, S. Static and Fatigue Tests of Steel-Precast Composite Beam Specimens with Through-Bolt Shear Connectors. **Journal of Bridge Engineering**, v. 24, n. 5, p. 1–12, 2019.

BAN, H.; BRADFORD, M. A. Flexural behaviour of composite beams with high strength steel Concrete slab. **Engineering Structures**, v. 56, p. 1130–1141, 2013.

BAN, H.; BRADFORD, M. A.; UY, B.; LIU, X. Available rotation capacity of composite beams with high-strength materials under sagging moment. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 118, p. 156–168, 2016.

BARBOSA, W. C. S. (2016). **Estudo de conectores de cisalhamento em barras de aço para vigas mistas de aço-concreto**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p.

BATE, M. Isotropic plasticity, in Numerical Modelling of Material Deformation Processes. **Hartley, P., Pillinger, I. & Sturgess**, p. 68–83, 1992.

BATISTA, J.; JR, M. S.; OLIVEIRA, C. E. M.; SILVA, A. R. Displacement-based nonlinear finite element analysis of composite beam – columns with partial interaction. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 6, p. 772–779, 2010.

BEZERRA, L. M.; BARBOSA, W. C. S.; BONILLA, J.; CAVALCANTE, O. R. O. Truss-type

shear connector for composite steel-concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 167, p. 757–767, 2018-a.

BEZERRA, L. M.; CAVALCANTE, O. O.; CHATER, L.; BONILLA, J. V-shaped shear connector for composite steel-concrete beam. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 150, p. 162–174, 2018-b.

BONILLA, J.; BEZERRA, L. M.; LARRÚA, R.; RE CAREY, C.; MIRAMBELL, E. Modelación numérica con validación experimental aplicada al estudio del comportamiento de conectores tipo perno de estructuras compuestas de hormigón y acero. **Revista Ingeniería de Construcción**, v. 30, n. 1, p. 53–68, 2015.

BONILLA, J.; BEZERRA, L. M.; MIRAMBELL, E. Resistance of stud shear connectors in composite beams using profiled steel sheeting. **Engineering Structures**, v. 187, n. July 2016, p. 478–489, 2019.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. EN 1990. **Eurocode: Basis of structural design**. 2002.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. EN 1992-1-1. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. 2004.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. EN 1994-1-1. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. 2004.

CÂNDIDO-MARTINS, J. P. S.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G. D. S. Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors. **Engineering Structures**, v. 32, n. 8, p. 1976–1985, 2010.

CAVALCANTE, O. R. O. (2010). **Estudo de conectores de cisalhamento do tipo "V" em viga mista**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-006A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192p.

CHAPMAN, J. C.; BALAKRISHNAN, S.; Experiments on composite beams. **Structures Engineering**. v. 42, n.8, p. 369-383, 1964.

CHATER, L. (2015). **Estudo numérico e experimental de conectores de cisalhamento feitos de vergalhão CA-50 para o uso em estruturas mista aço-concreto**. Dissertação de Mestrado

em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.MD-013/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177p.

CHEN, L. Z.; RANZI, G.; JIANG, S. C.; TAHMASEBINIA, F.; LI, G. Q. Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 115, p. 387–397, 2015.

CLASSEN, M. Limitations on the use of partial shear connection in composite beams with steel T-sections and uniformly spaced rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 142, p. 99–112, 2018.

CLASSEN, M.; STARK, A.; HEGGER, J. Steel-HSC composite beams with partial shear connection and miniaturized limited-slip-capacity connectors. **Steel Construction**, v. 11, n. 1, p. 94–103, 2018.

CORNELLISSEN, H.; HORDIJK, D.; REINHARDT, H. Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete. **Heron**, v. 31, n. 2, p. 45–56, 1986.

DAVIES, C. Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. **The Structural Engineer**, v.47, n.1, p.29-40, 1969.

DUTRA, C. M. (2014). **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Publicação D978e2014, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 157p.

EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R.; MURRAY, T. M. Strength of shear studs in steel deck on composite beams and joists. *Engineering Journal*, **AISC**, v. 30, n. 2, p. 44–55, 1993.

EL-ZOHAIRY, A.; SALIM, H.; SAUCIER, A. Fatigue Tests on Steel-Concrete Composite Beams Subjected to Sagging Moments. **Journal of Structural Engineering (United States)**, v. 145, n. 5, p. 1–11, 2019.

EL-ZOHAIRY, A.; SALIM, H.; SHAABAN, H.; MUSTAFA, S.; EL-SHIHY, A. Experimental and FE parametric study on continuous steel-concrete composite beams strengthened with CFRP laminates. **Construction and Building Materials**, v. 157, p. 885–898, 2017.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Nonlinear analysis of composite castellated beams with pro fi led steel sheeting exposed to different fire conditions. **Journal of Constructional Steel**

Research, v. 113, p. 247–260, 2015.

FAN, J.; GOU, S.; DING, R.; ZHANG, J.; SHI, Z. Experimental and analytical research on the flexural behaviour of steel–ECC composite beams under negative bending moments. **Engineering Structures**, v. 210, n. January, p. 110309, 2020.

FISHER, J. W. Design of composite beams with formed metal deck. **Engineering Journal, AISC**, v. 7, n. 3, p. 88–96, 1970.

GIBBINGS, D. R.; EASTERLING, W. S.; MURRAY, T. M. Influence of steel deck on composite beam strength. **Composite Construction in Steel and Concrete II**, American Society of Civil Engineers, New York, p. 758–770, 1993.

GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High lecture: Composite frame construction. In: **NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE**. Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may. Proceeding. New York, AISC. V.01, p.1.1-1.72.

HAN, Q.; WANG, Y.; XU, J.; XING, Y.; YANG, G. Numerical analysis on shear stud in push-out test with crumb rubber concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 130, p. 148–158, 2017.

HAWKINS, N. M. Seismic response of composite shear connections. **J. Struct. Eng.**, ASCE, v. 110, n. 9, p. 2120–2136, 1984.

IBRAHIM, A. M.; MUBARAK, H. M.; SAID, A. I. Experimental study of push-out test of circular steel tube with various types of shear connectors. **1st International Scientific Conference of Engineering Sciences - 3rd Scientific Conference of Engineering Science, ISCES 2018 - Proceedings**, v. 2018–Janua, p. 265–270, 2018.

INTERNATIONAL FEDERATION STRUCTURAL CONCRETE. fib-MC2010 (2012). The International Federation for Structural Concrete, **fib Model Code 2010 Final draft**. Volume 2, April 2012.

JAYAS, B. S.; HOSAIN, M. U. Behavior of headed studs in composite beams: Full-size tests. **Can. J. Civ. Eng.**, v. 16, n. 5, p. 712–724, 1989.

JAYAS, B. S.; HOSAIN, M. U. Behavior of headed studs in composite beams: Push-out test. **Can. J. Civ. Eng.**, v. 15, n. 2, p. 240–253, 1988.

- JIANG, Y.; HU, X.; HONG, W.; WANG, B. Experimental study and theoretical analysis of partially encased continuous composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 117, p. 152–160, 2016.
- JOHNSON, R. P.; YUAN, H. Resistance of stud shear connector in troughs of profiled sheeting. **Research Report CE 55**, University of Warwick-UK, 1997.
- JOHNSON, R. P.; YUAN, H. Existing rules and new tests for stud connectors in troughs of profiled sheeting. **Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs**, 128, p. 244-251, 1998.
- JOHNSON, R. P.; OEHLERS, D. J. Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams. **Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, Part 2**, v. 71, n. 4, p. 989-1021, 1981.
- JOHNSON, R. P.; MAY, I. M. Partial-interaction design of composite beams. **The Structural Engineer**, v. 53, n. 8, p. 305-311, 1975.
- JUNG, D. W. Study of Dynamic Explicit Analysis in Sheet Metal Forming Processes Using Faster Punch Velocity and Mass Scaling Scheme. **Journal of Materials Engineering and Performance**, v. 7, n. August, p. 479–490, 1998.
- KATWAL, U.; TAO, Z.; HASSAN, K. Finite element modelling of steel-concrete composite beams with profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 146, p. 1–15, 2018.
- KIM, S. H.; KIM, K. S.; PARK, S.; AHN, J. H.; LEE, M. K. Y-type perfobond rib shear connectors subjected to fatigue loading on highway bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 122, p. 445–454, 2016.
- KIM, S. H.; PARK, S.; KIM, K. S.; JUNG, C. Y. Generalized formulation for shear resistance on Y-type perfobond rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 128, p. 245–260, 2017.
- KIM, S.; JUNG, C.; AHN, J. Ultimate strength of composite structure with different degrees of shear connection. v. 11, n. 5, p. 375–390, 2011.
- KOTINDA, T. I. (2006). **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente Apoiadas: Ênfase ao estudo da interface laje-viga**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 116p.

- KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. **Computers and Structures**, v. 82, n. 15–16, p. 1201–1215, 2004.
- LACKI, P.; NAWROT, J.; DERLATKA, A.; WINOWIECKA, J. Numerical and experimental tests of steel-concrete composite beam with the connector made of top-hat profile. **Composite Structures**, v. 211, n. November 2018, p. 244–253, 2019.
- LAM, D. Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollowcore slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 9, p. 1160–1174, 2007.
- LAWSON, R. M.; TAUFIQ, H. Partial shear connection in light steel composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 154, p. 55–66, 2019.
- LEE, J. H.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **J. Eng. Mech. (ASCE)**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.
- LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures. **Beton und Stahlbetonbau**, Berlin, n. 12, p. 325-331, 1987.
- LIMA, J. M.; (2018). **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-12A/18, Departamento de Engenharia de Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88p.
- LIMA, J. M.; BEZERRA, L. M.; BONILLA, J.; SILVA, R. S. Y. R. C.; BARBOSA, W. C. S. Behavior and resistance of truss-type shear connector for composite steel-concrete beams. **Steel and Composite Structures**, v. 36, n. 5, p. 569–586, 2020.
- LIU, X.; BRADFORD, M. A.; ATAEI, A. Flexural performance of innovative sustainable composite steel-concrete beams. **Engineering Structures**, v. 130, p. 282–296, 2017.
- LLOYD, R. M.; WRIGHT, H. D. Shear connection between composite slabs and steel beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 15(2), p. 255-285, 1990.
- LOH, H. Y.; UY, B. Ñ.; BRADFORD, M. A. The effects of partial shear connection in the hogging moment regions of composite beams Part II — Analytical study. v. 60, p. 921–962, 2004a.

- LOPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model comparison with simplified models. **2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**, n. November 2015, p. 1–12, 2014.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.
- MALITE, M. (1990). **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em edifícios**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 144p.
- MALITE, M. (1993). **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. Tese de Doutorado de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 253p.
- MIRAMBELL, E.; BONILLA, J.; BEZERRA, L. M.; CLERO, B. Numerical study on the deflections of steel-concrete composite beams with partial interaction. **Steel and Composite Structures**, v. 38, n. 1, p. 67–78, 2021.
- Ministry of Construction of the People's Republic of China (MCPRC). GB 50017-2003. **Code for design of steel structures**. Beijing: China Architecture & Building Press; 2006.
- MIRZA, O.; UY, B. Effects of strain regimes on the behaviour of headed stud shear connectors for composite steel-concrete beams. **Advanced Steel Construction**, v. 65, n. 1, p. 662–674, 2009.
- NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 10–11, p. 1909–1920, 2009.
- NIE, J.; FAN, J.; CAI, C. S. Experimental study of partially shear-connected composite beams with profiled sheeting. **Engineering Structures**. v. 30, p. 1–12, 2008.
- NORMA RAMAL DEL MINISTERIO DE LA CONSTRUCCIÓN DE CUBA. Código de buenas prácticas. NR 080-2004, N. **Cálculo de entrepisos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidos a carga estática**, 2004.
- OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite steel and concrete structural members - **Fundamental Behaviour**. Oxford, UK: Pergamon, 1995.

OEHLERS; NGUYEN; AHMED; BRADFORD. Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 41, n. 2, p. 235–248, 1997.

OEHLERS, D. J.; COUGHLAN, C. G.; The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 6, p. 273–284, 1986.

OEHLERS, D. J.; JOHNSON, R. P. The strength of stud shear connections in composite beams. **The Structural Engineer**. v. 65, n. 2, p. 44–48, 1987.

OEHLERS, D. J. Splitting induced by shear connectors in composite beams. **J. Struct. Eng. ASCE**, v. 115, n. 2, p. 341–362, 1989.

OLLER, S. (1988). **Un modelo de daño continuo para materiales-friccionales**. Trabajo para grado de Doctor, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals I Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, p.471.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. **AISC Engineering Journal**, v. 1971, n. April, p. 55–64, 1971.

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. Finite elements plasticity: **Theory and Practice**. p. 603, 1980.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUCROSSED D SIGNEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 134–149, 2013.

QI, J.; HU, Y.; WANG, J.; LI, W. Behavior and strength of headed stud shear connectors in ultra-high performance concrete of composite bridges. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 13, n. 5, p. 1138–1149, 2019.

QUEIROZ, F. D.; VELLASCO, P. C. G. S.; NETHERCOT, D. A. Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 63, p. 505–521, 2007.

QURESHI, J.; LAM, D. Behaviour of Headed Shear Stud in Composite Beams with Profiled Metal Decking. **Advances in Structural Engineering**, v. 15, n. 9, p. 1547–1558, 2012.

QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. Effect of shear connector spacing and layout on the shear

connector capacity in composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 4, p. 706–719, 2011.

RAMBO-RODDENBERRY, M. D. (2002). **Behavior and strength of welded stud shear connectors**. Ph.D. Dissertation, University of Blacksburg, Virginia, EUA. p. 267, 2002.

RANZI, G.; BRADFORD, M. A.; ANSOURIAN, P.; FILONOV, A.; RASMUSSEN, K. J. R.; HOGAN, T. J.; UY, B. Full-scale tests on composite steel – concrete beams with steel trapezoidal decking. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 7, p. 1490–1506, 2009.

ROBINSON, H. Multiple stud shear connector in deep ribbed metal deck. **Can. J. Civ. Eng.**, v. 15, n. 4, p. 553–569, 1971.

ROBINSON, H.; WALLACE, I. W. Composite beams with partial connection. **ASCE Annual and National Environmental Engineering**, 1971.

ROTTER, J. M.; ANSOURIAN, P. Cross-section behaviour and ductility in composite beams, **Proc. Inst. Civ. Eng.**, Lond. 67 (Part 2) (1979) 453-474.

SHAMASS, R.; CASHELL, K. A. Behaviour of Composite Beams Made Using High Strength Steel. **Structures**, v. 12, n. May, p. 88–101, 2017.

SHARIATI, M.; RAMLI SULONG, N. H.; SHARIATI, A.; KHANOUKI, M. A. Behavior of V-shaped angle shear connectors: experimental and parametric study. **Materials and Structures**, v. 49, n. 9, p. 3909–3926, 2016.

SHEEHAN, T.; DAI, X.; LAM, D. Flexural behaviour of asymmetric composite beam with low degree of shear connection. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 141, p. 251–261, 2018.

SLUTTER, R. G.; DRISCOLL, G. C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. **J. Struct. Div.**, v. 91(2), p. 71–99, 1965.

SMITH, A. L.; COUCHMAN, G. H. Strength and ductility of headed stud shear connectors in profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 6, p. 748–754, 2010.

STANDARDS AUSTRALIA. AS 2327.1-2003. **Composite Structures Part 1: Simply supported beams**. Sydney, 2003.

SUWAED, A. S. H.; KARAVASILIS, T. L. Removable shear connector for steel-concrete composite bridges. **Steel and Composite Structures**, v. 29, n. 1, p. 107–123, 2018.

TAHMASEBINIA, F.; RANZI, G.; ZONA, A. Probabilistic three-dimensional finite element study on composite beams with steel trapezoidal decking. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 394–411, 2013.

TURMO, J.; LOZANO-GALANT, J. A.; MIRAMBELL, E.; XU, D. Modeling composite beams with partial interaction. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 114, p. 380–393, 2015.

UY, B.; LOH, H. Y.; BRADFORD, M. Copyright ASCE 2006 Composite Construction in Steel and Concrete V Copyright ASCE 2006 **Composite Construction in Steel and Concrete V. Construction**, p. 390–401, 2006.

VALENTE, I. B.; CRUZ, P. J. S. Experimental analysis on steel and lightweight concrete composite beams. v. 10, n. 2, p. 169–185, 2010.

VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S.; FAKURY, R. H. Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures. **Proceedings of the 3rd international conference on bridge maintenance, safety and management**, 2006.

VERÍSSIMO, O. S. (2007). **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. Tese de Doutorado em Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 316p.

VIEST, I. VIEST, I. Review of research on composite steel – concrete beams. **Journal of the Structural Division – ASCE**, Proc., v. 86, ST6, p. 1 – 21. p. 1960, 1960.

VIEST, I. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams. **J. of the American Concrete Institute**, v. 27, p. 875–891, 1956.

VIGNERI, V.; ODENBREIT, C.; BRAUN, M. Numerical evaluation of the plastic hinges developed in headed stud shear connectors in composite beams with profiled steel sheeting. **Structures**, v. 21, n. March, p. 103–110, 2019.

VIGNERI, V.; ODENBREIT, C.; LAM, D. Different load bearing mechanisms in headed stud shear connectors for composite beams with profiled steel sheeting. **Steel Construction**, v. 12, n. 3, p. 184–190, 2019.

WANG, B.; HUANG, Q.; LIU, X.; LI, W. Experimental investigation of steel-concrete composite beams with different degrees of shear connection under monotonic and fatigue loads. **Advances in Structural Engineering**, v. 21, n. 2, p. 227–240, 2018.

WANG, J. T.; CHEN, T.; SLEIGHT, D. W.; TESSLER, A. Simulating Nonlinear Deformations of Solar Sail Membranes Using Explicit Time Integration. **45th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference. Anais**, 2004

WANG, Y. H.; YU, J.; LIU, J.; FRANK CHEN, Y. Experimental and Numerical Analysis of Steel-Block Shear Connectors in Assembled Monolithic Steel-Concrete Composite Beams. **Journal of Bridge Engineering**, v. 24, n. 5, p. 1–12, 2019.

WIJESIRI PATHIRANA, S.; UY, B.; MIRZA, O.; ZHU, X. Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, 2016.

WRIGHT, H. D.; FRANCIS, R. W. Tests on composite beams with low levels of shear connection. **The Structural Engineer**, v. 68, n. 15, p. 293-298, 1990.

XING, Y.; HAN, Q.; XU, J.; GUO, Q.; WANG, Y. Experimental and numerical study on static behavior of elastic concrete-steel composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 123, p. 79–92, 2016.

XU, C.; SU, Q.; SUGIURA, K. Mechanism study on the low cycle fatigue behavior of group studs shear connectors in steel-concrete composite bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 138, p. 196–207, 2017.

XU, X.; LIU, Y.; HE, J. Study on mechanical behavior of rubber-sleeved studs for steel and concrete composite structures. **Construction and Building Materials**, v. 53, p. 533–546, 2014.

XUE, D.; LIU, Y.; YU, Z.; HE, J. Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 74, p. 1–7, 2012.

YAN, J. B.; LI, Z. X.; XIE, J. Numerical and parametric studies on steel-elastic concrete

composite structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 133, p. 84–96, 2017.

YANG, F.; LIU, Y.; JIANG, Z.; XIN, H. Shear performance of a novel demountable steel-concrete bolted connector under static push-out tests. **Engineering Structures**, v. 160, n. December 2017, p. 133–146, 2018.

YU-HANG, W.; JIE, Y.; JIE-PENG, L.; CHEN, Y. F. Experimental study on assembled monolithic steel-concrete composite beam in positive moment. v. 180, November 2018, p. 494–509, 2019.

YUAN, H.; DENG, H.; YANG, Y.; WEIJIAN, Y.; ZHENGGENG, Z. Element-based effective width for deflection calculation of steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 163–172, 2016.

ZHAO, H.; YUAN, Y. Experimental studies on composite beams with high-strength steel and concrete. **Steel and Composite**, v. 10, September, p. 297–307, 2010.

ZONA, A.; RANZI, G. Shear connection slip demand in composite steel – concrete beams with solid slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 102, p. 266–281, 2014.

APÊNDICES

A. ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA

A seguir será apresentado a formulação geral do método dinâmico explícito para a análise estrutural não-linear, em combinação com o Método dos Elementos Finitos.

A1. EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação do movimento de elementos finitos não-linear é obtida pelo princípio do trabalho virtual, constituindo-se da forma fraca para a equação de equilíbrio (Equação (A.1)), levando em conta as forças internas, forças de inércia, forças de amortecimento e condições de contorno (JUNG, 1998; OWEN e HINTON, 1980).

$$\int_V [\delta \epsilon_n]^T \boldsymbol{\sigma}_n dV - \int_V [\delta \mathbf{u}_n]^T [\mathbf{b}_n - \rho_n \ddot{\mathbf{u}}_n - c_n \dot{\mathbf{u}}_n] dV - \int_A [\delta \mathbf{u}_n]^T \mathbf{t}_n dA = 0 \quad (\text{A.1})$$

Na Equação (A.1), o subíndice n indica o passo de tempo; $\delta \mathbf{u}_n$ é o vetor de deslocamento virtual; $\delta \boldsymbol{\epsilon}_n$ é o vetor associado com a deformação virtual; \mathbf{b}_n é o vetor forças de corpo; \mathbf{t}_n é o vetor de forças de superfície; $\boldsymbol{\sigma}_n$ é o vetor de tensões; ρ_n é a densidade de massa; c_n é o parâmetro de amortecimento; os domínios V e A são o volume e a área, respectivamente; e por fim, o ponto sobre o deslocamento representa a diferenciação com respeito ao tempo.

Com a discretização de elementos finitos, a equação do movimento para análise estrutural não-linear para cada grau de liberdade, em um determinado incremento de tempo, pode ser escrita da seguinte forma (WANG *et al.*, 2004):

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_{int} = \mathbf{f}_{ext} \quad (\text{A.2})$$

Onde

$\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ são os vetores de velocidades e acelerações generalizadas, respectivamente. M e C são as matrizes de massa e amortecimento, e \mathbf{f}_{int} e \mathbf{f}_{ext} os vetores de forças internas e externas. O vetor de forças internas é dependente da não-linearidade do material, sendo obtido em cada incremento de tempo com a Equação (A.3).

$$\mathbf{f}_{int} = \int_V \bar{K} \mathbf{u} dV \quad (\text{A.3})$$

Onde \bar{K} é a matriz de rigidez do elemento finito empregado, e u o vetor de deslocamento generalizado.

O método de análise dinâmico explícito implementado no *software* ABAQUS apresenta a seguinte formulação:

$$M\ddot{u} + f_{int} = f_{ext} \quad (\text{A.4})$$

Nota-se que o amortecimento do sistema não é considerado diretamente na equação de equilíbrio dinâmico. Neste modelo, o amortecimento é levado em conta no cálculo do limite de estabilidade (item A3), responsável em manter a estabilização entre as forças internas e externas.

A equação do movimento na análise explícita pode ser resolvida por um método de integração no tempo, conhecido como integração da diferença central. Este esquema será discutido a seguir.

A2. INTEGRAÇÃO DA DIFERENÇA CENTRAL

O processo de análise dinâmica explícita é baseado na regra de integração da diferença central explícita, utilizando a matriz de massa concentrada (diagonal). Nessa regra, a equação de equilíbrio é integrada com incrementos de tempo (Δt), onde é obtida a velocidade no tempo ($t + \Delta t/2$), e conseqüentemente o deslocamento no tempo ($t + \Delta t$) (MANUAL USUÁRIO ABAQUS, 2014).

$$\ddot{u}^i_{(n)} = M^{-1}(f_{ext(n)} - f_{int(n)}) \quad (\text{A.5})$$

$$\dot{u}^i_{(n+1/2)} = \dot{u}^i_{(n-1/2)} + \frac{\Delta t_{(n+1)} + \Delta t_{(n)}}{2} \ddot{u}^i_{(n)} \quad (\text{A.6})$$

$$u^i_{(n+1)} = u^i_{(n)} + \Delta t_{(n+1)} \dot{u}^i_{(n+1/2)} \quad (\text{A.7})$$

Onde i representa o grau de liberdade e o subíndice n refere-se ao número do incremento de tempo.

A chave da eficiência computacional deste método de análise não-linear é a utilização da matriz de massa concentrada para o cálculo da aceleração (\ddot{u}^i) em cada incremento de tempo (MANUAL USUÁRIO ABAQUS, 2014). Como a matriz de massa concentrada é diagonal, a inversão de matriz não é necessária, a aceleração pode ser obtida diretamente por uma equação

linear, $\ddot{u}^i = m^{i-1}(f_{ext}^{(i)} - f_{int}^{(i)})$. A inversão de matriz consome alto custo computacional (JUNG, 1998). Outro fator que também auxilia na eficiência computacional, é a não necessidade da montagem da matriz global, já que a integração é realizada em cada grau de liberdade, sendo utilizada a matriz de rigidez do elemento (local).

A instabilidade do método de integração da diferença central é limitada por uma magnitude máxima de incremento de tempo (Limite de estabilidade). O limite de estabilidade está relacionado com o tempo que uma onda de tensão necessita para percorrer toda dimensão do menor elemento finito do modelo em análise. Com isso, o incremento de tempo em uma análise dinâmica explícita pode ser muito pequeno se no modelo a malha de elementos finitos é super-refinada ou se a velocidade de propagação da onda de tensão do material for muito alta (MANUAL DO USUÁRIO ABAQUS, 2014).

A3. LIMITE DE ESTABILIDADE

Para manter a estabilidade do método de integração da diferença centrada, o incremento de tempo na análise deve satisfazer a seguinte inequação (WANG *et al.*, 2004; MANUAL DO USUÁRIO ABAQUS, 2014):

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \left(\sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max} \right) \quad (A.8)$$

Onde ω_{max} é a maior frequência natural do modelo de elementos finitos, e ξ_{max} é a fração de amortecimento crítico no modo de maior frequência natural.

De acordo com Wang *et al.* (2004) e Manual do usuário ABAQUS (2014), uma estimativa conservadora de obtenção do incremento de tempo estável (limite de estabilidade) é a partir do menor incremento calculado em todos os elementos do modelo com a Equação (A.9). Nesta equação l_c é a dimensão característica do elemento e c_d a velocidade de propagação da onda de tensão sobre o modelo.

$$\Delta t \approx \frac{l_c}{c_d} \quad (A.9)$$

Em uma análise dinâmica explícita, o *software* ABAQUS (2014) calcula a velocidade de propagação de onda de tensão em função das constantes de Lamé efetivas ($\hat{\lambda}$ e $\hat{\mu}$) e da densidade do material (ρ), como pode ser visto na Equação (A.10).

$$c_d = \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \quad (\text{A.10})$$

As constantes de Lamé efetivas podem ser obtidas pelo conjunto de equações a seguir:

$$\Delta p = -\hat{K} \Delta \epsilon_{vol} \quad (\text{A.11})$$

$$\Delta S = 2\hat{\mu} \Delta e \quad (\text{A.12})$$

$$\hat{K} = \frac{-\Delta p}{\Delta \epsilon_{vol}} \quad (\text{A.13})$$

$$\hat{\mu} = \frac{1}{2} \frac{\Delta S : \Delta e}{\Delta e : \Delta e} \quad (\text{A.14})$$

$$\hat{\lambda} = \hat{K} - \frac{2}{3} \hat{\mu} \quad (\text{A.15})$$

Onde Δp é o incremento de tensão efetiva hidrostática; ΔS o incremento de tensões desviadoras, $\Delta \epsilon_{vol}$ o incremento de deformação volumétrica; Δe o incremento de deformação desviadora; e \hat{K} o módulo de massa.

A4. CUSTO COMPUTACIONAL

Como anotado anteriormente, o incremento de tempo na análise dinâmica explícita não pode superar o limite de estabilidade (Equação (A.9)), ou seja, o incremento deve ser inferior ao tempo necessário para propagação de uma onda de tensão sobre qualquer elemento do modelo. A magnitude do incremento de tempo é um fator determinante no tempo de simulação, pois o custo computacional de uma análise é diretamente proporcional ao número de incrementos requeridos (n_i) (MANUAL DO USUÁRIO ABAQUS, 2014), quanto maior o número de incrementos requeridos, maior o custo computacional. O n_i definido por:

$$n_i = \frac{T}{\Delta t} = T \frac{c_d}{l_c} = T \left(\sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \right) \quad (\text{A.16})$$

Segundo o Manual do usuário ABAQUS (2014), o custo computacional de uma análise explícita pode ser reduzido com a diminuição do período de tempo da análise (T), ou com a introdução do fator “*mass scaling*”, no caso de análises quase-estáticas. O *mass scaling* reduz o tempo de propagação da onda de tensão e conseqüentemente o número de incrementos de tempo requeridos.

Mais informações sobre o método de análise não-linear dinâmico explícito, implementado no *software* ABAQUS, podem ser obtidas no Manual do usuário ABAQUS (2014).