

**ESTUDO DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS**

JERFSON MOURA LIMA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO 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 DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO VIA MÉTODOS DOS ELEMENTOS
FINITOS**

JERFSON MOURA LIMA

ORIENTADOR: Luciano Mendes Bezerra (UnB)

COORIENTADOR: Jorge Douglas Bonilla Rocha (UNICA)

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM - 12A/18

BRASÍLIA/DF: JUNHO - 2018

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

**ESTUDO DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO VIA MÉTODOS DOS ELEMENTOS
FINITOS**

JERFSON MOURA LIMA

**DISSERTAÇÃO 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 MESTRE EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

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

Prof. Jorge Douglas Bonilla Rocha, Dr. Ing. (UNICA)
(Co-Orientador)

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

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

BRASÍLIA/DF, JUNHO DE 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

LIMA, JERFSON MOURA

Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via Método dos Elementos Finitos [Distrito Federal] 2018.

xix, 88p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2018).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas mistas

3. Modelagem numérica

I. ENC/FT/UnB

2. Conector treliçado

4. Ensaio *push-out*

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIAS

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 Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Jerfson Moura Lima.

TÍTULO: Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via Método dos Elementos Finitos.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado 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, 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 e fazem para que minha preocupação seja exclusivamente 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 Fernanda, minha nega, pelo companheirismo, palavras de incentivo 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. Aprendi bastante com os senhores. Aos Professores William Taylor Matias Silva e Wallison Carlos de Sousa Barbosa, pelas grandes contribuições que enriqueceram minha pesquisa. E no geral, ao corpo docente do PECC.

Aos meus amigos de PECC, pelos momentos de descontrações e incentivos diários que me fortaleceram e me fizeram superar esses árduos dois anos de mestrado. Em especial aos meus colegas de turma (Augusto – Gustavo, Iarly - Coxinha, Iury, Jonathas – Veia entupida); Colegas da Sala 02 (Nathaly, Wilson – Quem já foi..., Gelson - Gelsão, Agno, Fabiano, Eduardo – Dudu, Prof. João Paulo); Henrique – Que Homem, Pedro – Pedroca, Luciano – Lulu, Diego - Perrito, Maurício – MauMau, Wanderley – Bandinha, Nathaniel, Matheus, Renan - Renê, Jhon, Rodolfo – Palhas, Tiago.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

RESUMO

ESTUDO DA CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR DE CISALHAMENTO TRELIÇADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Autor: Jerfson Moura Lima

Orientador: Luciano Mendes Bezerra

Co-orientador: Jorge Douglas Bonilla Rocha

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, junho de 2018

O funcionamento das estruturas mistas aço-concreto é dependente da transmissão dos esforços entre as partes, sendo o conector de cisalhamento o responsável por essa interação. Recentemente, foi desenvolvido um conector de cisalhamento alternativo, denominado conector treliçado, que alinha eficiente comportamento estrutural, agilidade de execução e baixo custo de produção quando comparado aos conectores convencionais aplicados em estruturas mistas. Contudo, pelo pouco tempo de existência, ainda há uma carência a respeito do entendimento do comportamento mecânico do conector de cisalhamento treliçado. Com isso, este estudo tem como objetivo analisar a influência da variação de parâmetros geométricos e físicos sobre a capacidade resistente do conector treliçado. Para tal, um modelo tridimensional não-linear em elementos finitos capaz de simular ensaios *push-out* com conectores treliçados foi desenvolvido e validado com resultados experimentais. Um intensivo estudo paramétrico foi conduzido para avaliar a resistência do conector treliçado com a variação da altura, ângulo de abertura entre hastes, diâmetro e resistência do concreto. Uma equação para o cálculo da resistência do conector treliçado foi proposta.

Palavras-chave: estruturas mistas, conector treliçado, modelagem numérica, ensaio *push-out*.

ABSTRACT

STUDY OF THE RESISTANT CAPACITY OF THE TRUSS TYPE SHEAR CONNECTOR VIA FINITE ELEMENT METHOD

Author: Jerfson Moura Lima

Supervisor: Luciano Mendes Bezerra

Co-advisor: Jorge Douglas Bonilla Rocha

Post-graduation Program in Structures and Civil Construction

Brasília, June de 2018

The behavior of composite steel-concrete structures is dependent on the transmission of forces between the parts, being the shear connector responsible for this interaction. Recently, an alternative shear connector, called truss type connector, has been developed; it aligns efficient structural behavior, fast construction and implementation, and low cost when compared to conventional connectors applied in composite structures. However, there is still a lack of understanding of the mechanical behavior of the truss type connector, due to its short lifetime. Thus, this study aims to analyze the influence of variation of geometric and physical parameters on the strength capacity of the truss type connector. In order to investigate those parameters, a non-linear finite-element model, able to simulate push-out tests with truss type connectors, was developed and corroborated with experimental results. A thorough parametric study, varying the height, the angle between rods, the diameter, and the concrete strength, was conducted to evaluate the strength of the truss connector. In addition, an equation for the strength calculation of the truss type connector was proposed.

Keywords: composite structures, truss type connector, numerical modeling, push-out test.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 JUSTIFICATIVA	2
1.2 OBJETIVOS	4
1.3 METODOLOGIA	4
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1 BREVE HISTÓRICO	5
2.2 ESTADO DA ARTE.....	6
2.2.1 Stud bolt.....	6
2.2.2 Conectores de cisalhamento alternativos.....	8
2.2.3 Estudos numéricos	10
2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO	13
2.3.1 Capacidade resistente	13
2.3.2 Ductilidade e Rigidez.....	14
2.4 ENSAIO <i>PUSH-OUT</i>	15
2.5 CONECTOR DE CISALHAMENTO TRELIÇADO	18
2.5.1 Comportamento estrutural do conector treliçado	20
2.5.2 Modos de ruptura	21
3. ASPECTOS GERAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA	23
3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	23
3.1.1 Concreto.....	23
3.1.1.1 <i>Concrete Plastic Damage Model</i>	24
3.1.1.2 Parâmetros plásticos	26
3.1.1.3 Comportamento uniaxial do concreto	28
3.1.2 Aço.....	34
3.2 ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA	35

3.2.1	Equilíbrio dinâmico	36
3.2.2	Integração da diferença central.....	38
3.2.3	Limite de estabilidade.....	39
3.2.4	Custo computacional	40
4.	DESENVOLVIMENTO DO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS	41
4.1	MALHA E TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS	43
4.2	INTERAÇÕES DE CONTATO E RESTRIÇÕES	45
4.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO	46
4.4	MÉTODO DE ANÁLISE	48
4.5	MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO	48
4.6	MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO.....	50
5.	VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO	51
6.	COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR TRELIÇADO E <i>STUD BOLT</i>.....	59
7.	ESTUDO PARAMÉTRICO	62
7.1	INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS	63
7.1.1	Altura (h).....	63
7.1.2	Variação do ângulo de abertura entre hastes (α)	67
7.2	INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DO CONECTOR E RESISTÊNCIA DO CONCRETO.....	71
8.	PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA RESISTÊNCIA DO CT.....	75
9.	CONCLUSÕES	80
9.1	PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS.....	81
	REFERÊNCIAS.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Parâmetros plásticos do CDPM.	28
Tabela 5.1- Modelos <i>push-out</i> experimentais ensaiados por Barbosa (2016).	51
Tabela 5.2- Propriedades do concreto dos modelos.	51
Tabela 5.3- Propriedade do aço dos conectores, perfil metálico e reforço da laje.	51
Tabela 5.4- Comparação entre as cargas últimas dos CT obtidos pelos ensaios experimentais e modelo numérico proposto.	54
Tabela 6.1- Relações carga última/seção transversal obtidas por <i>push-out</i> experimentais (BARBOSA, 2016).	59
Tabela 6.2- Cargas última e relações carga última/seção transversal obtidas por <i>push-out</i> experimentais e simulação numérica.	60
Tabela 7.1- Geometria dos conectores com a variação da altura.	63
Tabela 7.2- Capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.	65
Tabela 7.3- Geometria dos conectores com a variação do ângulo de abertura entre hastes.	68
Tabela 7.4- Capacidade resistente dos CT para os diferentes ângulo de abertura entre hastes.	69
Tabela 7.5- Modelos <i>push-out</i> simulados para avaliação do diâmetro do conector e resistência do concreto na capacidade resistente do CT.	72
Tabela 7.6- Propriedades do aço nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.	72
Tabela 7.7- Propriedades do concreto nos modelos da segunda fase do estudo paramétrico.	72
Tabela 7.8- Resultados de capacidade resistente dos CT obtidas pela simulações numéricas.	73
Tabela 8.1- Valores das constantes resultantes da regressão.	75
Tabela 8.2- Dados considerados na análise de regressão.	76
Tabela 8.3- Comparação dos valores calculados com a Equação (8.5) e com os resultados da simulação numérica.	79

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- Conector de cisalhamento treliçado.	3
Figura 2.1- <i>Rock Rapids Bridge</i> (SMITH, 2013).	5
Figura 2.2- Conectores de cisalhamento prescritos na ABNT NBR 8800:2008.	7
Figura 2.3- Conector <i>Perfobond</i>	8
Figura 2.4- Conector <i>Crestbond</i> (VERISSÍMO, 2007).	9
Figura 2.5- Confecção do conector de cisalhamento em forma de 'V' (CAVALCANTE, 2010).	9
Figura 2.6- Conector treliçado (BARBOSA, 2016).	10
Figura 2.7- Classificação dos conectores de cisalhamento (Modificado de Dutra, 2014).	15
Figura 2.8- Modelo para ensaio <i>push-out</i> com conectores <i>stud</i> (EN 1994-1-1:2004).	16
Figura 2.9- Curva carga-deslizamento para três modelos <i>push-out</i> com conector treliçado isósceles de 12,5 mm (BARBOSA, 2016).	17
Figura 2.10- Curva carga-deslizamento representativa (EN 1994-1-1:2004).	17
Figura 2.11- Geometria dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016).	19
Figura 2.12- Posicionamento dos extensômetros e LVDTs no modelo <i>push-out</i> ensaiado por Barbosa (2016).	20
Figura 2.13- Comportamento estrutural dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016).	21
Figura 2.14- Modelos experimentais após ensaios (BARBOSA, 2016).	22
Figura 3.1- Superfície de escoamento no estado plano de tensões (Modificado do Manual do usuário ABAQUS, 2014).	26
Figura 3.2- Ângulo de dilatância (Modificado de Oller, 2014).	27
Figura 3.3- Superfície de escoamento no plano desviador para os valores gerais de K_c (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).	28
Figura 3.4- - Comportamento uniaxial do concreto a compressão (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).	30
Figura 3.5- <i>Softening</i> na tração em relação a abertura de fissura (Modificado de Qureshi, Lam e Ye, 2011).	32
Figura 3.6- Comportamento uniaxial do concreto a tração (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).	33
Figura 3.7- Comportamento uniaxial do aço (Modificado de Nguyen e Kim, 2009).	35

Figura 4.1- Geometria detalhada do modelo experimental para ensaio dos conectores treliçados (mm).....	41
Figura 4.2- Ilustração tridimensional do modelo <i>push-out</i> com conectores treliçados.	42
Figura 4.3- Geometria do modelo numérico <i>push-out</i>	42
Figura 4.4- Malha e tipos de elementos finitos.....	44
Figura 4.5- Refinamento da malha de elementos finitos da laje na região próxima aos conectores.	45
Figura 4.6- Restrição <i>tie</i> na interface conector-concreto.	46
Figura 4.7- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.	46
Figura 4.8- Condições de contorno da simetria.	47
Figura 4.9- Carregamento e condição de contorno referentes ao ensaio <i>push-out</i>	47
Figura 4.10- Comportamento uniaxial do concreto com $f_{cm} = 34MPa$: (a) Curva tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração x deformação de fissuração.	49
Figura 4.11- Evolução das variáveis de dano para um concreto com $f_{cm} = 34MPa$: (a) Curva dano de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração x deformação de fissuração.	49
Figura 5.1- Curvas carga-deslizamento para o modelo I8.	52
Figura 5.2- Curvas carga-deslizamento para o modelo I-10.....	52
Figura 5.3- Curvas carga-deslizamento para o modelo I12,5.	53
Figura 5.4- Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelo modelo numérico proposto e ensaios experimentais de Barbosa (2016).	53
Figura 5.5- Distribuição de tensões (em Pa) e deformada do CT no momento de carga última dos modelos <i>push-out</i> : (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.	55
Figura 5.6- Distribuição de tensões (em Pa) nas lajes no momento de carga última dos modelos <i>push-out</i> : (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.	56
Figura 5.7- Distribuição do dano de compressão nas lajes no momento de carga última dos modelos <i>push-out</i> : (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.	57
Figura 5.8- Cortes sobre o alinhamento dos conectores nos modelos experimentais após ensaio: (a) I8; (b) I10; (c) I12,5 (BARBOSA, 2016).	58
Figura 6.1- Resultados de carga última experimental dos conectores CT-12,5 e S-19,0 e simulação numérica do CT-12,5-MEF.	60

Figura 7.1- Parâmetros geométricos do CT.	62
Figura 7.2- Relação altura do CT <i>versus</i> capacidade resistente.	65
Figura 7.3- Distribuição de tensões de (Pa) e deformada dos conectores no momento de carga última dos modelos (Deslizamento de 13 mm): (a) CT-12,5-H150; (b) CT-12,5-H130, (c) CT-12,5-H110; (d) CT-12,5-H90.....	67
Figura 7.4- Relação ângulo de abertura entre hastes do CT <i>versus</i> capacidade resistente.	69
Figura 7.5- Representação do ângulo de inclinação das hastes do CT (β).....	70
Figura 7.6- Reações da laje de concreto no CT.	71
Figura 7.7- Ilustração dos resultados de capacidade resistente obtidas para os CT analisados.	73
Figura 8.1- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 25MPa$	77
Figura 8.2- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 30MPa$	78
Figura 8.3- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 35MPa$	78

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Domínio de área
A_{CT}	Soma das áreas da seção transversal das duas hastes do CT
A_s	Área da seção transversal
A_{st}	Área da seção transversal do <i>stud bolt</i>
\mathbf{b}_n	Vetor forças de corpo
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_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
f_{b0}	Tensão de início de não linearidade na compressão biaxial
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	Critério de escoamento
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
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
p	Pressão hidrostática
P_{exp}	Carga última pelo <i>push-out</i> experimental
P_{MEF}	Carga última pelo Método dos Elementos Finitos
P_{Rk}	Resistência característica
P_u	Carga última
$Pu_{méd}$	Carga última média
q	Tensão efetiva equivalente de <i>Von Mises</i>
$Q_{Eq.(8.5)}$	Resistência do CT obtida pela Equação (8.5)

Q_{MEF}	Resultados de resistência do CT da simulação numérica
Q_{st}	Resistência do <i>stud bolt</i>
R^2	Coefficiente de determinação
R_c	Reação da laje de concreto
R_{ch}	Reação da laje de concreto na direção das hastes
R_{cp}	Reação da laje de concreto na direção perpendicular a hastes
t	Tempo
t_n	Vetor forças de superfície
T	Período de tempo da análise
u	Vetor de deslocamento
\dot{u}	Vetor de velocidade
\ddot{u}	Vetor de aceleração
V	Domínio de volume
w_c	Abertura de fissura crítica

LETRAS GREGAS

Símbolo	Significado
α	Ângulo de abertura entre hastes do conector treliçado
β	Inclinação das hastes do conector treliçado
γ_V	Fator parcial de segurança
δ_u	Capacidade de deslizamento
δ_{uk}	Capacidade de deslizamento característica
$\delta\epsilon_n$	Vetor associado a deformação virtual
$\delta\mathbf{u}_n$	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
$\dot{\epsilon}$	Taxa do tensor deformação
$\dot{\epsilon}^{el}$	Taxa de deformação elástica
$\dot{\epsilon}^{pl}$	Taxa de deformação plástica
$\dot{\bar{\epsilon}}^{pl}$	Taxa de deformação plástica equivalente ou parâmetro de consistência plástica
ϵ_c	Deformação de compressão
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_u	Deformação última
ε_y	Deformação de escoamento
ε	Excentricidade da superfície de potencial plástico
ξ_{max}	Fração de amortecimento crítico
$\hat{\lambda}$	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
C	Compressão
CDPM	<i>Concrete damaged Plasticity model</i>
CT	Conector treliçado
CV	Coefficiente de variação
EC	Extensômetros
EN	<i>European Standard</i>
INPI	Instituto Nacional da Propriedade Industrial
MC	Meridiano de compressão
MT	Meridiano de tração
MEF	Método dos Elementos Finitos
T	Tração

1. INTRODUÇÃO

Desde a década de 1920, intensos estudos e emprego de sistemas mistos de aço e concreto vêm ocorrendo no campo da engenharia civil, principalmente no setor da construção de pontes e edifícios. A adoção desse sistema oferece eficiência no custo e execução da estrutura (KIM *et al.*, 2016).

Os elementos estruturais mistos consistem na combinação de materiais, de maneira que suas principais características sejam exploradas. As vigas mistas de aço e concreto, por exemplo, são projetadas de modo que o aço seja o principal responsável em suportar os esforços de tração e o concreto aos esforços de compressão. De maneira geral, a viga mista aço-concreto apresenta maior rigidez e menor custo, quando comparada a vigas equivalentes de aço estrutural ou concreto armado, justificando assim sua utilização.

A escolha de sistemas mistos de aço e concreto para uma estrutura possibilita ainda a redução da utilização de fôrmas e escoramentos. Outros pontos a se observar, é a redução de proteções contra incêndio e corrosão do aço, devido ao isolamento térmico e o meio alcalino que o concreto propicia aos perfis metálicos, respectivamente (BARBOSA, 2016).

Para o funcionamento das estruturas mistas é essencial garantir a interação entre seus componentes. No caso de vigas mistas aço-concreto, quando em trabalho, esforços de cisalhamento longitudinais e ainda esforços transversais ao eixo dos elementos ocorrem na interface aço-concreto.

A transmissão dos esforços na interface dos componentes das estruturas 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 dos componentes das estruturas mistas aço-concreto. Quando aplicados em vigas mistas, os conectores de cisalhamento resistem às forças cisalhantes na interface aço-concreto e previnem a separação transversal (*uplift*) entre o perfil metálico e a laje de concreto.

Os conectores de cisalhamento situam-se normalmente soldados no perfil metálico e imersos no concreto. A escolha do tipo e o conhecimento do comportamento mecânico do conector de

cisalhamento são de extrema importância, pois como mencionado, é por meio dele que ocorre a transferência dos esforços na interface aço-concreto (CAVALCANTE, 2010).

1.1 JUSTIFICATIVA

O *stud bolt*, em termos mundial, é o conector de cisalhamento mais utilizado nas estruturas mistas aço-concreto (CÂNDIDO-MARTINS, COSTA-NEVES e VELLASCO, 2010; KIM *et al.*, 2016). No Brasil, além do *stud bolt*, o conector ‘U’ também é comumente aplicado. São os únicos que possuem metodologia de dimensionamento normatizada pela ABNT NBR 8800:2008.

O *stud bolt* oferece alta produtividade de execução, permite a livre disposição das armaduras de flexão da laje e ainda pode ser aplicado em diversos processos construtivos de estruturas mistas aço-concreto (laje maciça, laje com fôrma de aço incorporada, pré-lajes de concreto pré-moldada e outras). Apesar das 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 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). 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 (CHIEN e RITCHIE, 1984).

O conector ‘U’ apresenta 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’ possui produtividade de instalação baixa e seu emprego é apropriado apenas para vigas mistas aço-concreto com laje maciça (VERÍSSIMO, 2007).

Com o intuito de oferecer um conector de cisalhamento fabricado com material de baixo custo, com redução da dependência de equipamentos específicos em sua aplicação e com geometria com potencial de aplicação em diversos processos construtivos de estruturas mistas, Barbosa (2016) desenvolveu o “conector treliçado”. O conector de cisalhamento treliçado (Figura 1.1) é produzido com vergalhões de aço CA-50 dobrados, material relativamente de baixo custo e disponível no mercado da construção civil, e além do mais, não exige equipamentos específicos no processo de solda. Do ponto de vista estrutural, o conector

treliçado possui bom comportamento aos deslizamentos longitudinais e ao *uplift*, como também altos valores de carga resistente quando comparado com o *stud bolt*.

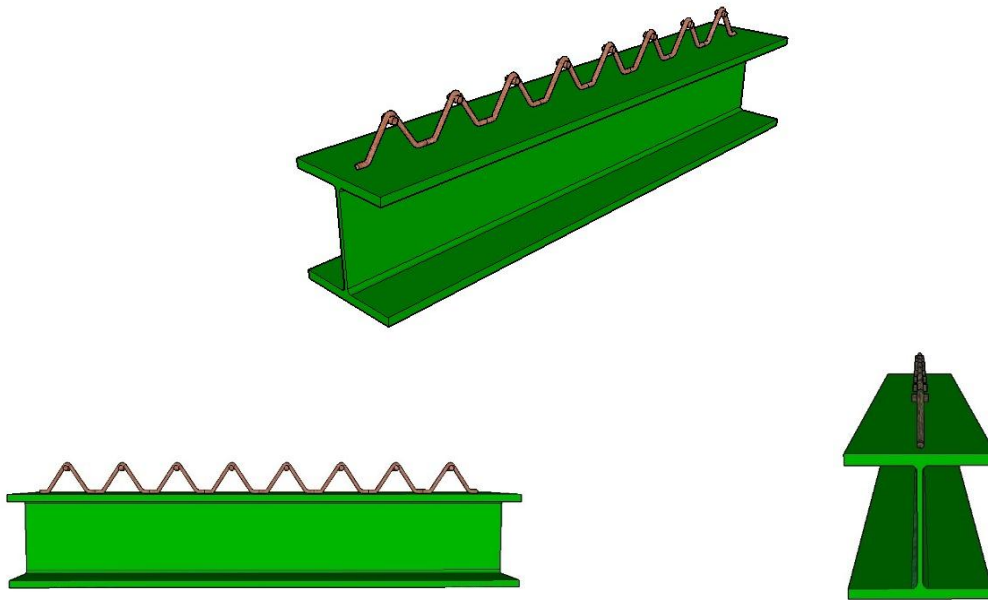


Figura 1.1- Conector de cisalhamento treliçado.

Na idealização do conector treliçado Barbosa (2016) ensaiou experimentalmente modelos *push-out* para investigar o comportamento deste novo tipo de conector. Para o conector treliçado com formato triangular isósceles, que será objeto de estudo neste trabalho, 9 modelos foram ensaiados. A diferenciação entre os modelos deu-se apenas pelo diâmetro da barra que constitui o conector, permanecendo constantes as demais características geométricas do conector treliçado (altura e ângulo de abertura entre hastes) e resistência do concreto das lajes. Neste trabalho buscou-se verificar a influência destes e outros parâmetros na capacidade resistente do conector treliçado, contribuindo assim para o melhor entendimento do comportamento deste conector que se apresenta como uma excelente alternativa aos diversos conectores aplicados na conexão de vigas mistas aço-concreto.

Este estudo foi conduzido a partir de simulações numéricas, utilizando o Métodos dos Elementos Finitos. A modelagem numérica consagrou-se como uma eficiente ferramenta no estudo do comportamento dos conectores de cisalhamento, por não gerar grandes custos e nem demandar muito tempo, como acontece nos ensaios *push-out* experimentais (ELLOBODY e YOUNG, 2006), além de oferecer uma investigação minuciosa e pontual dos

modelos analisados. Apesar da complexa geometria do conector treliçado, este estudo mostrou que é exequível a modelagem de ensaios *push-out* com este tipo de conector.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é analisar a influência da variação de parâmetros geométricos e físicos sobre a capacidade resistente do conector treliçado quando aplicado em vigas mistas aço-concreto com laje maciça.

Como objetivos específicos têm-se:

- Desenvolver e validar um modelo tridimensional não-linear em elementos finitos capaz de simular o ensaio *push-out* com conectores treliçados;
- Realizar um estudo paramétrico para avaliar a capacidade resistente do conector treliçado com a variação de parâmetros geométricos e físicos;
- Propor uma equação para o cálculo da resistência do conector treliçado;
- Fornecer dados numéricos que podem embasar futuros ensaios experimentais.

1.3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento e simulação dos modelos numéricos *push-out* foi utilizado o *software* ABAQUS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos. Os modelos numéricos foram calibrados e validados a partir dos ensaios experimentais de Barbosa (2016). A validação foi realizada com a comparação das curvas carga-deslizamento e modos de ruptura obtidos experimentalmente e numericamente.

Após a validação do modelo, o mesmo foi aplicado em um estudo paramétrico para verificar a influência de parâmetros geométricos e físicos na capacidade resistente do conector treliçado. O estudo paramétrico dividiu-se em duas fases. A primeira consistiu no estudo da altura e ângulo de abertura entre as hastes do conector treliçado. Na segunda fase foi verificada a influência do diâmetro do conector e resistência do concreto constituinte da laje.

Os resultados da segunda fase do estudo paramétrico foram aplicados em uma análise de regressão para elaboração da proposta de equação para cálculo da resistência do conector treliçado.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 BREVE HISTÓRICO

Os estudos iniciais sobre sistemas de estruturas mistas de aço e concreto ocorreram na Inglaterra, antes do início da Primeira Guerra Mundial. Esses estudos consistiram em ensaios de sistemas compostos para pisos, realizados pela empresa *Redpath Brow and Company* (MALITE, 1990, p. 01).

Apesar dos estudos científicos desse sistema estrutural só ter início em torno de 1915, Griffis (1994) aponta que a execução das primeiras estruturas mistas ocorreu em 1894, quando foi construída a *Rock Rapids Bridge* em Iowa e o edifício *Methodist Building* em Pittsburgh, nos Estados Unidos. Em ambas as estruturas, foram utilizadas vigas metálicas de seção I, revestidas com concreto. Na Figura 2.1 pode-se observar a *Rock Rapids Bridge*.



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

Segundo Veríssimo (2007) se tratando de Brasil, nos anos 50 e 60 a utilização de estruturas mistas restringiu-se à poucos edifícios e à pequenas pontes. No entanto, com a percepção das vantagens construtivas e desenvolvimento de pesquisas que validaram seu uso, nas últimas décadas a demanda por sistemas mistos teve um aumento considerável.

As primeiras vigas mistas 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 (VIEST, 1960). A interação por forças de aderências 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 utilizado conexão mecânica para garantir a interação entre os dois materiais.

Segundo Kotinda (2006) a partir dos anos 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.

Para o bom funcionamento da estrutura mista, a interação entre o aço e concreto deve ser garantida. A capacidade resistente do sistema é melhorada em 50% quando se utiliza conectores ligando o perfil metálico à laje de concreto (ALI SHARIATI *et al.*, 2012). Tendo isso em vista, as pesquisas da área de estruturas mistas expandiram-se para suas conexões, mais especificamente para os conectores de cisalhamento.

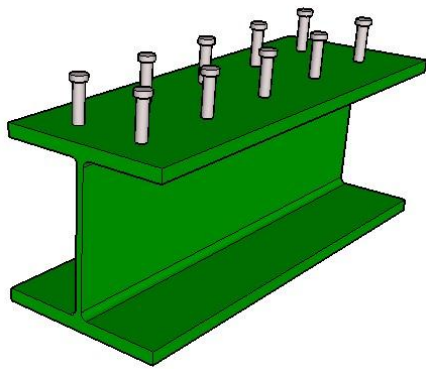
Os estudos com respeito aos conectores de cisalhamento tiveram início em 1933 na Suíça, com a parceria entre a *Swiss Federal Institute for Testing Materials* e o projeto chamado Sistema Alpha. Voellmy e Brunner (1933) analisaram um conector formado por meio de barras circulares com formato helicoidal. 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 à expressões para o cálculo da resistência dos conectores espiral (VIEST, 1960).

2.2 ESTADO DA ARTE

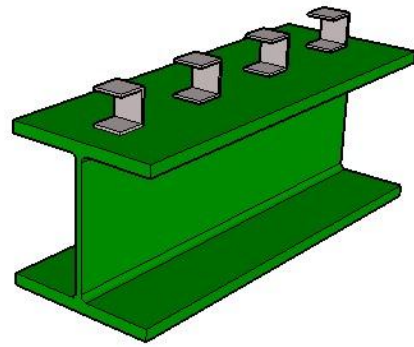
2.2.1 Stud bolt

O *stud bolt* (Figura 2.2 - a) foi desenvolvido na década de 40 pela *Nelson Stud Welding*, sendo o conector de cisalhamento mais utilizado nas estruturas mistas de aço e concreto (CÂNDIDO-MARTINS, COSTA-NEVES e VELLASCO, 2010; KIM *et al.*, 2016, 2017; NGUYEN e KIM, 2009). O procedimento de cálculo para o dimensionamento dos *studs* é prescrito na EN 1994-1-1:2004, AASHTO LRFD:2004 e ABNT NBR 8800:2008. Além dos *studs*, a norma brasileira prescreve também o dimensionamento do conector ‘U’.

Mesmo com prescrição em normas, considerável tempo de existência, e utilização em ampla escala em estruturas mista de aço-concreto, até os dias atuais vários estudos são desenvolvidos objetivando a análise do comportamento dos conectores do tipo parafuso com cabeça (*stud bolt*).



(a) *Stud bolt*



(b) Conector 'U'

Figura 2.2- Conectores de cisalhamento prescritos na ABNT NBR 8800:2008.

Lam (2007) avaliou a capacidade resistente de conectores de cisalhamento *stud* 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* em lajes com forma de aço incorporada, tendo como objetivo investigar o efeito de variáveis como: posição da armadura da laje, espaçamento transversal dos conectores, número de conectores por nervura e espessura da laje; na capacidade resistente da conexão.

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* único 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* 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 consequente penetração do conector no perfil de aço, longitudinalmente ao carregamento.

2.2.2 Conectores de cisalhamento alternativos

Com a difusão das estruturas mistas de aço e concreto na construção civil, conectores de cisalhamento alternativos foram desenvolvidos com o intuito de atender necessidades estruturais especiais, e garantir uma boa relação custo-benefício em sua utilização.

O *stud*, por exemplo, é um conector flexível que se deforma para cargas de serviço, apresentando baixo desempenho à fadiga (VERÍSSIMO *et al.*, 2006). Devido essa deficiência do *stud*, Leonhardt *et al.* (1987) criou um novo conector denominado *Perfobond* (Figura 2.3), 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 barra de aço plana com furos circulares, soldada ao perfil metálico. (VERÍSSIMO, 2007).

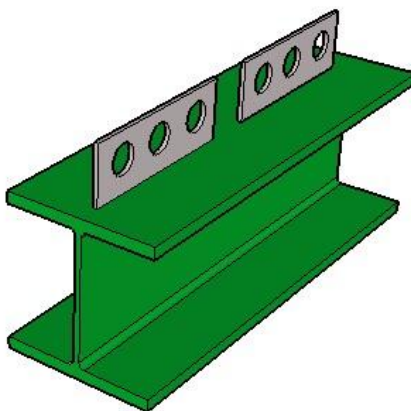
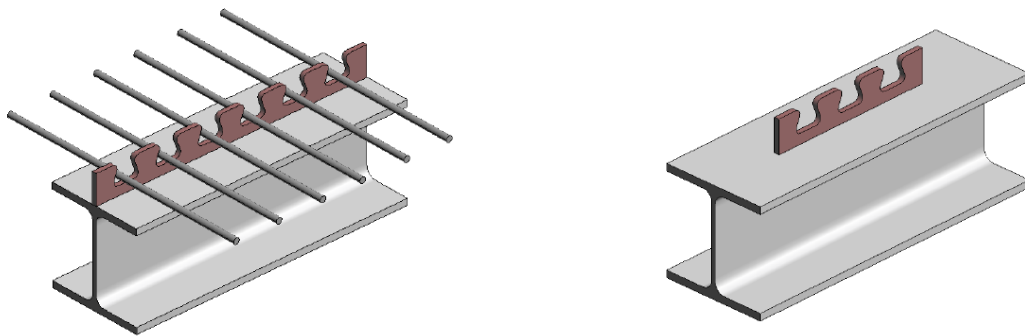


Figura 2.3- Conector *Perfobond*.

No Brasil, Malite (1993) foi o primeiro 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 2.4). O conector de cisalhamento idealizado pelo o autor é semelhante ao *Perfobond*, com a diferença de possuir furos abertos, facilitando assim a disposição da armadura 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 estado de serviço, dúctil em estado limite último, e flexibilidade superior à do *Perfobond*.



(a) Contínuo, com disposição da armadura da laje

(b) Descontínuo

Figura 2.4- Conector *Crestbond* (VERISSÍMO, 2007).

Cavalcante (2010) propôs um conector de cisalhamento em forma de ‘V’ (Figura 2.5), feito com cantoneira metálica. A ideia era desenvolver um conector de fácil confecção e que constituísse uma alternativa ao uso dos conectores *stud* 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*, menor concentração de tensões na laje, e ductilidade semelhante ao conector *stud*.

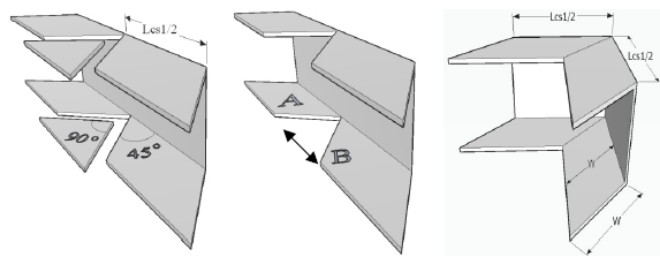


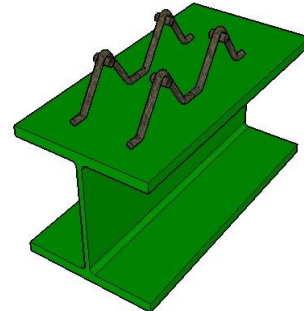
Figura 2.5- Confeção do conector de cisalhamento em forma de ‘V’ (CAVALCANTE, 2010).

Barbosa (2016) desenvolveu o conector “treliçado” (Figura 2.6), com o intuito de oferecer uma alternativa viável ao uso dos conectores *stud* e ‘U’. O conector de cisalhamento treliçado é produzido com vergalhões de aço CA-50 dobrados, sendo de fácil execução. Segundo o autor, buscou-se para o conector treliçado uma geometria que propiciasse baixo custo de produção, facilidade de execução, maiores valores de carga resistente, eficiência quanto à resistência aos deslizamentos relativos entre o perfil de aço e a laje de concreto (deslizamento longitudinal) e *uplift*. No procedimento experimental, 24 modelos do tipo *push-out* foram ensaiados, com o intuito de avaliar o comportamento mecânico dos conectores. Os resultados

proporcionaram uma visão global do funcionamento dos conectores treliçados, evidenciando vantagens em relação ao uso dos conectores *stud* e 'U'.



(a) Conector treliçado



(b) Conector treliçado sobre perfil de aço

Figura 2.6- Conector treliçado (BARBOSA, 2016).

Segundo Barbosa (2016) os conectores treliçados apresentam as seguintes vantagens quando comparados com os conectores *stud* e 'U':

- Altos valores de carga resistente;
- Bom comportamento quanto aos deslizamentos longitudinais, e ao *uplift*;
- O material que o constitui (Aço CA-50) é facilmente encontrado no mercado da construção civil;
- Podem ser fornecidos dobrados de fábrica em vergalhões contínuos (Figura 1.1);
- Processo de fabricação e instalação simples, podendo ser executado por qualquer profissional armador, com mínimo de experiência, junto a um profissional responsável pela solda;
- A solda pode ser executada com eletrodos e máquinas comuns;
- Geometria adequada para sistemas com pré-lajes de concreto pré-moldado e lajes com fôrma de aço incorporada.

Os conectores de cisalhamento em 'V' e treliçado foram desenvolvidos pelo 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: Barbosa (2016), Cavalcante (2010) e Chater (2015).

2.2.3 Estudos numéricos

A modelagem numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos tornou-se uma eficiente ferramenta no estudo do comportamento dos conectores de cisalhamento. Os modelos

numéricos possibilitam a continuidade e aprofundamento no estudo dos conectores, complementando os programas experimentais. Em algumas situações, a análise numérica é o único meio de estudo de um determinado fenômeno não identificado nos ensaios experimentais.

Quando é analisado o comportamento dos conectores de cisalhamento através do ensaio experimental *push-out*, a análise tem um aspecto global, onde apenas informações gerais são capturadas. Na modelagem numérica, dados específicos e pontuais podem ser obtidos em qualquer região do modelo, pode-se citar: detecção do início da plastificação do conector e armadura da laje; fissuração e esmagamento do concreto; campos de deslocamento, deformação e tensão; dentre outros.

Contudo, comparando as duas ferramentas de estudo do comportamento dos conectores de cisalhamento encontrados na literatura (ensaio experimental e modelagem numérica), tem-se que a modelagem via elementos finitos é considerada uma alternativa eficaz, quando é levado em conta os custos e tempo consumido pelo ensaio *push-out* (ELLOBODY e YOUNG, 2006).

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*. 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*.

Qureshi; Lam e Ye (2011) por meio de um modelo 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 ABAQUS, constitui-se da

representação do modelo *push-out*, tendo o *stud* 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.

Dutra (2014) realizou um estudo, por meio da modelagem numérica não-linear via elementos finitos, para avaliar a resposta do conector de cisalhamento *Crestbond* com a variação de parâmetros, como: posição e diâmetro das barras de flexão da laje, diâmetro de abertura do conector, resistência do concreto, dentre outros. Para a modelagem não-linear utilizou-se o *software* ABAQUS. O estudo paramétrico consistiu na realização de 88 simulações numéricas do ensaio *push-out*. Com os resultados, verificou-se a influência dos parâmetros estudados na capacidade resistente e ductilidade dos conectores *Crestbond*.

Bonilla *et al.* (2015) realizaram um estudo do comportamento do conector *stud* em vigas mistas com 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 sobre-estimam a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento *stud* em muitos casos.

Han *et al.* (2017) simularam e avaliaram a conexão de vigas mistas constituídas por perfil de aço e laje de concreto com borracha incorporada, com o desenvolvimento de um modelo não-linear no *software* ABAQUS. Com o modelo numérico, os pesquisadores verificaram ainda, o efeito do defeito da solda do conector *stud*, sobre a conexão.

Souza, Kataoka e Debs (2017) conduziram uma simulação numérica para analisar a ação composta de conectores *stud* e laje alveolar de concreto pré-moldado. O modelo em elementos finitos foi satisfatoriamente validado com resultados experimentais, e em seguida, utilizado em um estudo paramétrico. Neste estudo, foi examinado o comportamento da conexão com a variação da resistência do concreto e tensão de escoamento do *stud*.

Bezerra *et al.* (2018) potencializou 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).

2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Na interface aço-concreto das estruturas mistas existem forças de aderência e de atrito, que mesmo em pequena parcela, absorvem esforços na interface quando a estrutura passa a ser solicitada. Contudo, devido à dificuldade de quantificação dessas forças, o EN 1994-1-1:2004 e a ABNT NBR 8800:2008 não levam em consideração esse efeito no cálculo da capacidade resistente de estruturas mistas. Com isso, essas normativas prescrevem que é de caráter obrigatório o uso de conectores de cisalhamento para garantir a transmissão das forças longitudinais que incidem na interface aço-concreto.

Segundo Qureshi; Lam e Ye (2011), a eficiência das vigas mistas consiste na garantia da transferência dos esforços entre o perfil de aço e a laje de concreto.

No campo das estruturas mistas, os conectores de cisalhamento podem ser definidos como dispositivos mecânicos, soldados ou cravados nos perfis de aço, tendo como função suportar os esforços que se desenvolvem na interface aço-concreto (BARBOSA, 2016). Contudo, os conectores são os responsáveis de impedir o deslocamento longitudinal relativo entre a viga de aço e a laje de concreto, bem como o deslocamento transversal que tende a separar os materiais (*uplift*).

Segundo Mirza e Uy (2009) a resistência à flexão de vigas mistas é altamente influenciada pela capacidade resistente e ductilidade dos conectores de cisalhamento.

2.3.1 Capacidade resistente

Como mencionado, os conectores de cisalhamento devem ter resistência suficiente para suportar aos esforços incidentes na interface aço-concreto, impedindo os deslocamentos longitudinais e *uplift*.

Pelo apanhado 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 da laje, entre outros parâmetros.

O comportamento dos conectores de cisalhamento pode ser avaliado pelo ensaio *push-out*, normatizado pela EN 1994-1-1:2004. Este ensaio será mais detalhado em item subsequente. Com a análise dos resultados de três modelos 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 pode ser determinada pela Equação (2.1). Caso a diferença seja superior a 10%, pelos menos mais três ensaios devem ser realizados e avaliados de acordo com o Anexo D da EN 1990:2002.

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.1)$$

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;

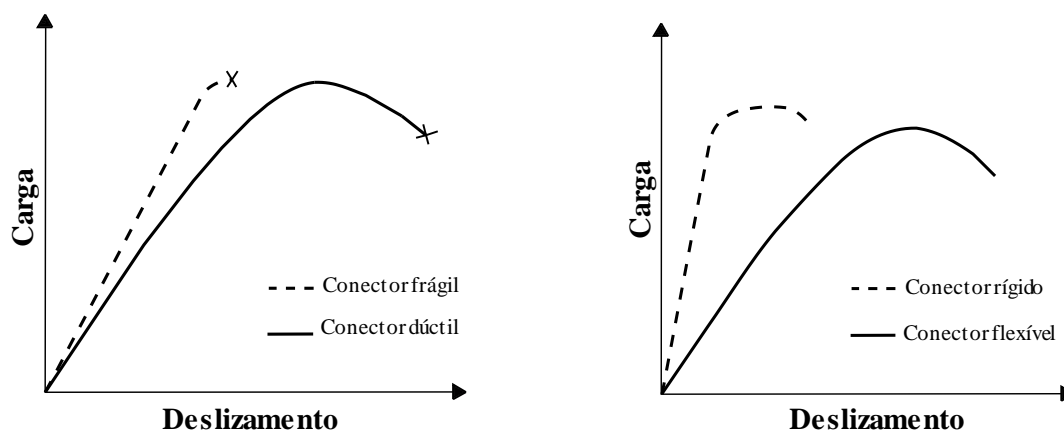
γ_V : fator parcial de segurança (A EN 1994-1-1:2004 recomenda um valor de 1,25).

2.3.2 Ductilidade e Rigidez

Quanto à rigidez os conectores de cisalhamento podem ser classificados em: rígidos ou flexíveis. Os conectores flexíveis deformam-se sobre cargas de serviço, permitindo o deslizamento relativo longitudinal entre o aço e o concreto. Este tipo de conector caracteriza-se por possuir ruptura dúctil, ou seja, sofre grandes deformações antes de romper, em contrapartida, são propensos a sofrer danos por fadiga. Esse fato pode ser exemplificado pelo *stud bolt*, conector flexível, que apresenta baixo desempenho a fadiga.

Os conectores rígidos não sofrem deformação sobre carga de serviço e praticamente não há deslizamento relativo longitudinal 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. Entretanto, não sofre problemas de fadiga. A Figura 2.7 apresenta curvas carga x deslizamento, ilustrando a classificação dos conectores de cisalhamento quanto a sua ductilidade e rigidez.

O conector de cisalhamento que possui deslizamento nulo para cargas de serviço e ductilidade em estado limite último pode ser dito como ideal. Ou seja, é desejado que o conector de cisalhamento apresente características de conector rígido em condições de serviço e características de conector flexível em estado limite último (VERÍSSIMO, 2007).



(a) Quanto ao modo de ruptura

(b) Quanto à rigidez

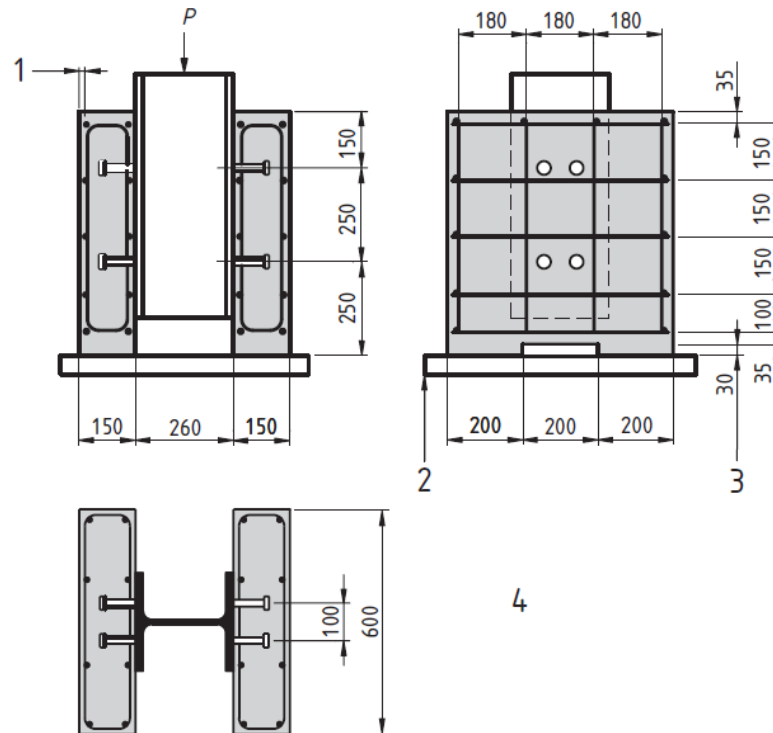
Figura 2.7- Classificação dos conectores de cisalhamento (Modificado de Dutra, 2014).

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

2.4 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 2.8 apresenta um esquema do modelo com a utilização de *stud* (milímetros como unidade de medida).



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

Como apresentado na Figura 2.8, 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 avaliação do comportamento do conector de cisalhamento consiste basicamente na determinação de três características: a capacidade resistente, ductilidade e *uplift*. Os dois primeiros parâmetros são obtidos a partir da curva carga-deslizamento. Na Figura 2.9 observa-se uma curva carga-deslizamento alcançada por meio do ensaio *push-out* realizado em conectores treliçados, executado por Barbosa (2016).

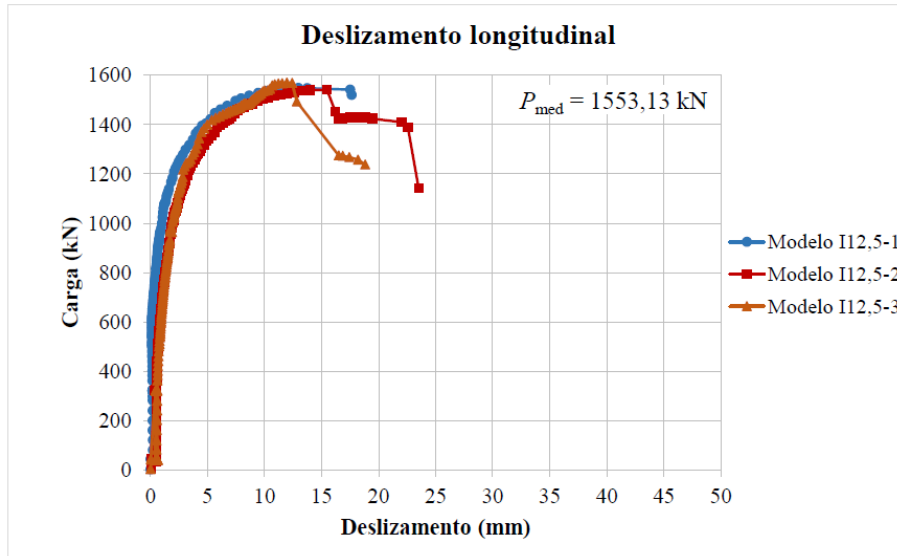


Figura 2.9- Curva carga-deslizamento para três modelos *push-out* com conector treçado isósceles de 12,5 mm (BARBOSA, 2016).

Além do deslizamento longitudinal entre o perfil aço e a laje, deve-se computar também, o deslocamento transversal entre esses membros (*uplift*). O *uplift* necessita condizer com as prescrições da EN 1994-1-1:2004.

Como mencionado no item 2.3.1, a capacidade resistente do conector de cisalhamento é obtida por meio da resistência característica, definida como a menor carga de ruptura dentre os modelos experimentais reduzida em 10%. Na Figura 2.10 observa-se o progresso do carregamento e deslizamento longitudinal durante ensaios experimentais, onde é indicada a resistência característica (P_{Rk}) do modelo.

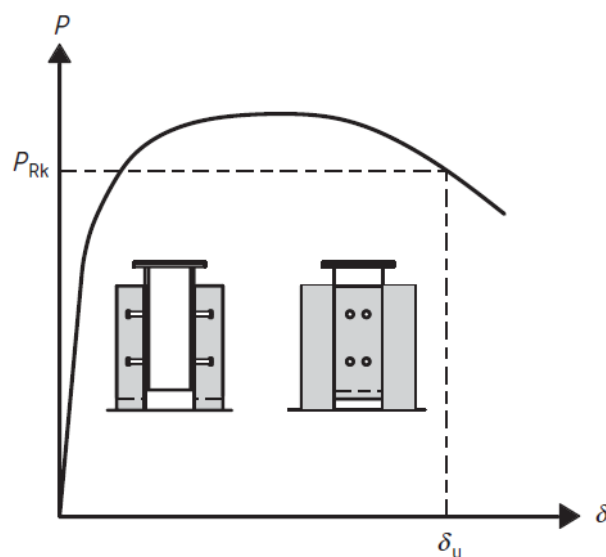


Figura 2.10- Curva carga-deslizamento representativa (EN 1994-1-1:2004).

Ainda na Figura 2.10, observa-se a indicação da capacidade de deslizamento do modelo (δ_u), dado pelo deslizamento longitudinal 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 deslizamento longitudinal, no mesmo carregamento.

2.5 CONECTOR DE CISALHAMENTO TRELIÇADO

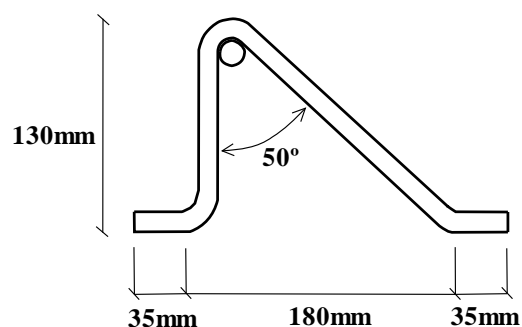
Este conector foi desenvolvido com o intuito de oferecer uma alternativa viável à utilização do *stud bolt*. O mesmo é fabricado com vergalhões de aço CA-50 dobrados, possuindo formato triangular, sendo denominado assim de “conector treliçado”.

Como listado anteriormente, o conector de cisalhamento treliçado apresenta inúmeras vantagens quando comparado ao *stud bolt*, conector mais utilizado na execução de estruturas mistas. Dentre elas estão os altos valores de cargas resistentes, material constituinte de baixo custo, fácil fabricação, não dependência de equipamentos específicos para instalação.

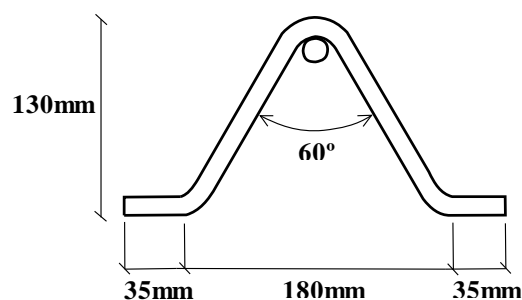
Os conectores treliçados possuem dois formatos padrões: triangular isósceles e triangular reto. Os respectivos modelos são registrados no INPI – Instituto Nacional da Propriedade Industrial com número de registro: BR302016002949-0 e BR1020160090156.

No conector treliçado isósceles a barra dobrada apresenta duas hastes inclinadas, com um ângulo entre hastes de 60°. Já o conector treliçado reto, possui uma haste ortogonal e outra inclinada em relação ao eixo longitudinal do perfil de aço, com ângulo entre hastes de 50°. Em ambas as configurações, existem pernas horizontais que possibilita a fixação por solda do conector no perfil de aço. A Figura 2.11 ilustra as características geométricas dos conectores treliçados.

Como auxílio no combate ao *uplift*, os conectores treliçados possuem uma barra com 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*. A armadura negativa da laje pode fazer o papel deste dispositivo.



(a) Conector treliçado tipo triangular reto



(b) Conector treliçado tipo triangular isósceles

Figura 2.11- Geometria dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016).

Na idealização dos conectores treliçados, Barbosa (2016) realizou 24 ensaios experimentais *push-out*, sendo 3 modelos com conectores *stud bolt* (19,0 mm), tomados como base na análise dos resultados dos modelos com conectores treliçados. Os demais modelos foram compostos com conectores treliçados isósceles e retos, com diâmetro das barras constituintes sendo 8,0 mm, 10,0 mm ou 12,5 mm.

Com respeito a capacidade resistente, o conector de cisalhamento triangular isósceles com 12,5 mm de diâmetro apresentou maior resistência, seguido pelo triangular reto de 12,5 mm de diâmetro e do conector *stud bolt*. Quantitativamente, os valores de resistência foram 104,50 kN, 87,50 kN e 62,45 kN, respectivamente.

De acordo com o critério de classificação da EN 1994-1-1:2004, todos os conectores analisados foram classificados como dúcteis, tendo como benefício, a possibilidade de considerar o comportamento de deformação plástica ideal na ruptura. Se tratando do *uplift*, o conector treliçado triangular isósceles, que proporcionaram maiores cargas resistentes, apresentaram menores valores de afastamento transversal entre a laje e o perfil de aço, dentre as configurações dos conectores treliçados. O triangular isósceles com 12,5 mm de diâmetro

teve um *uplift* de 0,47 mm, bem próximo do conector *stud bolt* que apresentou *uplift* de 0,42 mm.

Nota-se que a utilização de conectores treliçados nas conexões de vigas mistas aço-concreto é uma alternativa viável, tanto do ponto de vista econômico quanto estrutural. De maneira geral, o conector treliçado com formato triangular isósceles elegeu-se como melhor conector dentre as configurações analisadas. Por este motivo, o mesmo foi escolhido para ser estudado neste trabalho. De agora em diante, quando no texto for mencionado “conector treliçado”, estará referindo-se ao conector treliçado isósceles.

2.5.1 Comportamento estrutural do conector treliçado

Com o intuito de estudar o comportamento dos conectores treliçados durante a realização do *push-out*, Barbosa (2016) instalou extensômetros nas hastes dos conectores, e LVDTs para obtenção dos dados de deslizamentos longitudinais (LVDT H) e separação transversal (LVDT V) das lajes em relação ao perfil de aço. Os extensômetros permitiram o monitoramento das deformações específicas nos conectores com a aplicação do carregamento. A Figura 2.12 apresenta o posicionamento dos extensômetros (EC) e LVDTs no modelo.

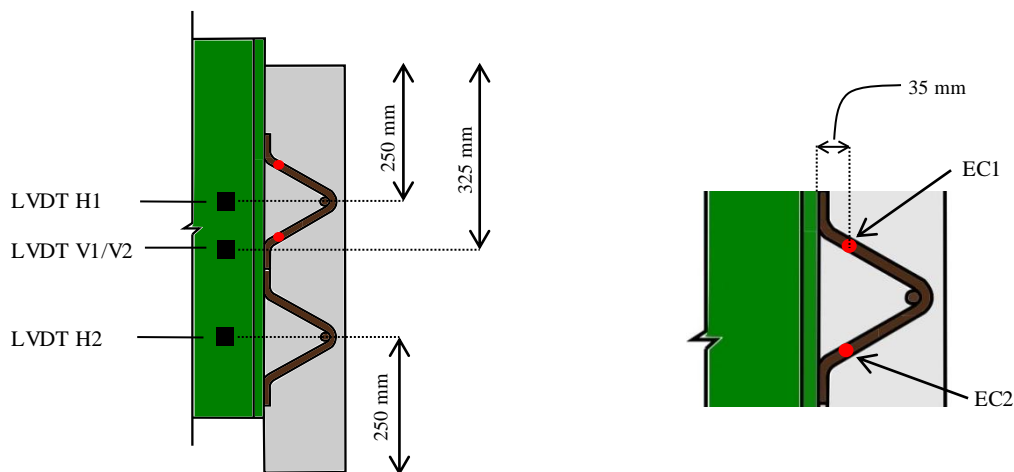
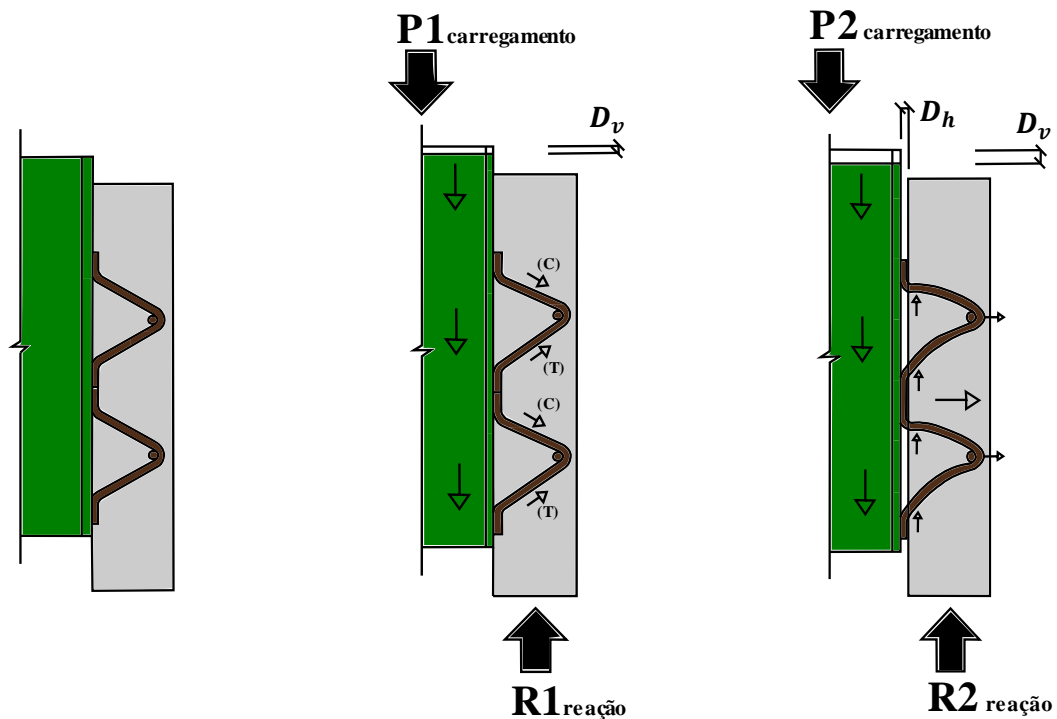


Figura 2.12- Posicionamento dos extensômetros e LVDTs no modelo *push-out* ensaiado por Barbosa (2016)

Com análise das deformações específicas nos conectores, deslizamento longitudinais e separação transversal entre a laje e o perfil de aço, o autor 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 deslizamento longitudinal é predominante; a 2ª fase constitui-se da parte final do ensaio, com predominância de deslizamento longitudinal 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 fases). A Figura 2.13 ilustra o comportamento dos conectores treliçados no decorrer do *push-out*.

Nota-se que os esforços axiais (tração e compressão) são predominantes, assim como idealizou Barbosa (2016) durante a concepção deste conector. Ou seja, o conector treliçado tem comportamento estrutural semelhante a uma treliça, fazendo valer assim a sua nomenclatura.



D_v : Deslizamento longitudinal

D_h : *Uplift*

(a) Conectores indeformados

(b) 1ª Fase

(c) 2ª Fase

Figura 2.13- Comportamento estrutural dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016)

2.5.2 Modos de ruptura

O modo de ruptura do conector de cisalhamento treliçado caracteriza-se pelo rompimento por tração da haste inferior, nas proximidades da ligação com os perfis metálicos. Após os ensaios, Barbosa (2016) verificou que a ligação (solda) entre os conectores treliçados e o perfil de aço permaneceu intacta, o que não ocorreu nos modelos com *stud bolt*. Este fato é observado na Figura 2.14.

A haste que não sofre ruptura (superior), mantém a união entre as lajes e o perfil de aço dos modelos após o final do ensaio, fato não ocorrido para os modelos com conectores *stud bolt*, onde houve destacamento das lajes. Esta resistência residual pós carga última oferece maior segurança para estruturas mistas com conectores de cisalhamento treliçado, pois não permite a ruptura súbita do elemento estrutural.



(a) Modelo com *stud bolt*



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

Figura 2.14- Modelos experimentais após ensaios (BARBOSA, 2016).

3. ASPECTOS GERAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA

Para obtenção de resultados precisos pela análise de elementos finitos, todos os componentes do ensaio *push-out* devem ser modelados apropriadamente. Como já discutido, neste estudo será usado o *software* de elementos finitos ABAQUS para a simulação do ensaio *push-out* com conectores de cisalhamento treliçados. Na análise de elementos finitos será levado em conta todas as fontes de não-linearidade do modelo (não-linearidade física e contato). A seguir está descrito os modelos constitutivos do aço e concreto, e o método de análise não-linear, que serão aplicados na simulação numérica.

3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1.1 Concreto

O concreto prevalece como um dos materiais mais utilizados na engenharia estrutural (ABU AL-RUB E VOYIADJIS, 2009). A modelagem do comportamento mecânico do concreto é uma tarefa complexa e desafiadora, principalmente quando há o interesse em prever os padrões de falha, tendo em vista que os mecanismos de falha na tração e compressão são distintos. De maneira geral, fissuração e esmagamento, respectivamente.

Existe uma grande quantidade de modelos constitutivos que descrevem o comportamento do concreto quando submetido à carregamentos. Estes modelos fazem a simulação com a consideração de hipóteses simplificadoras. Os modelos baseados na teoria da plasticidade consideram a existência de um critério de escoamento, uma regra de fluxo plástico e uma regra de endurecimento, que definem a evolução da deformação plástica e conseqüentemente, a evolução da superfície de escoamento durante o processo de carregamento. Com isso, um modelo elástico-plástico pode ser dito como ideal quando promove o seguinte comportamento mecânico: inicialmente elástico até alcançar a superfície de descontinuidade inicial (superfície de escoamento), logo após o comportamento passa a ser plástico com endurecimento até atingir a superfície de tensão máxima, passando assim para um comportamento plástico com amolecimento, até alcançar a superfície de tensão última (OLLER, 1988).

A não-linearidade do concreto é advinda do processo de fissuração, que degrada o material durante um carregamento. Com isso, pode-se dizer que a deformação plástica (permanente) no concreto, pelo menos em seus estágios iniciais, é causada pela degradação da rigidez (LUBLINER *et al.*, 1989). Outra característica intrínseca do concreto, é que possui distinta

resistência de tração e compressão, sendo também distintos nesses processos, as deformações últimas limites.

Com o intuito de englobar todas essas particularidades do concreto, um modelo constitutivo denominado *Concrete Plastic Damage Model* (Modelo de Dano-plástico) foi idealizado. Este modelo realiza o acoplamento da teoria da plasticidade com a mecânica do dano, sendo capaz de simular numericamente a degradação da rigidez e falha do concreto (ABU AL-RUB e KIM, 2010).

3.1.1.1 Concrete Plastic Damage Model

Como mencionado, este modelo considera como principais mecanismos de falha do concreto, a fissuração por tração e o esmagamento por compressão. 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).

O modelo de dano-plástico para o concreto foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e melhorado por Lee e Fenves (1998), que propõem 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 respectivamente, 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. A Figura 3.1 apresenta o critério de escoamento descrito no estado plano de tensões.

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 respectivamente, que estão representadas nas Figuras 3.4 e 3.6. f_{ck} , G_{ch} , G_f e l_{eq} são definidos no item 3.1.1.3.

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).

$$G = \sqrt{(\varepsilon f_{i0} \tan \varphi)^2 + q^2} - p \tan \varphi \quad (3.6)$$

O ε é a excentricidade da superfície de potencial plástico, f_{i0} 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 (K_c , φ , f_{b0}/f_{c0} e ε), tendo em vista que as resistências uniaxiais à tração e compressão para o concreto podem ser obtidas por ensaios experimentais.

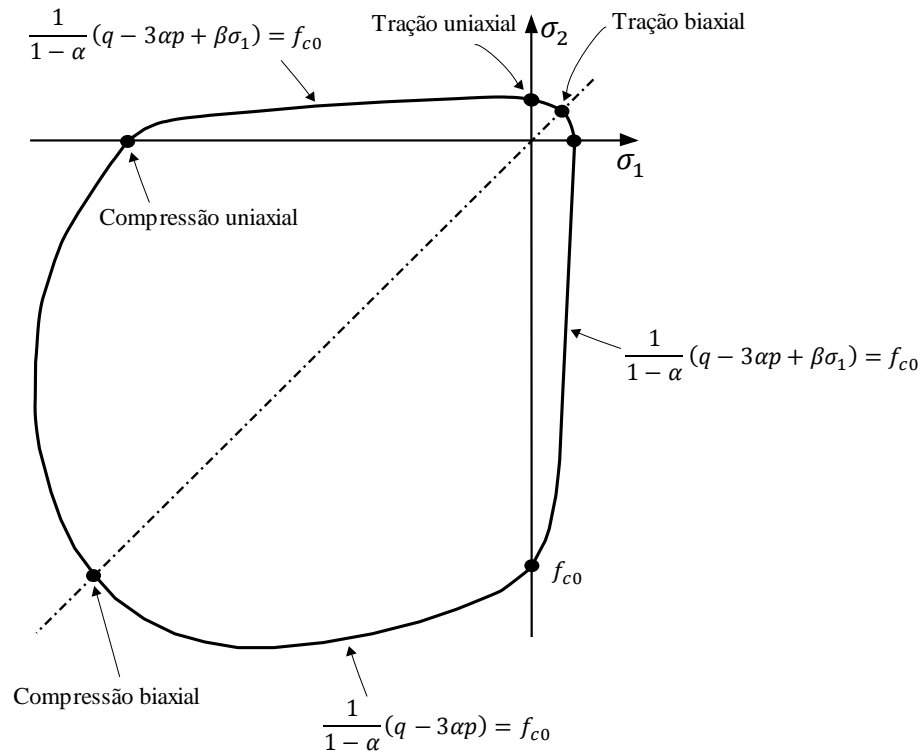
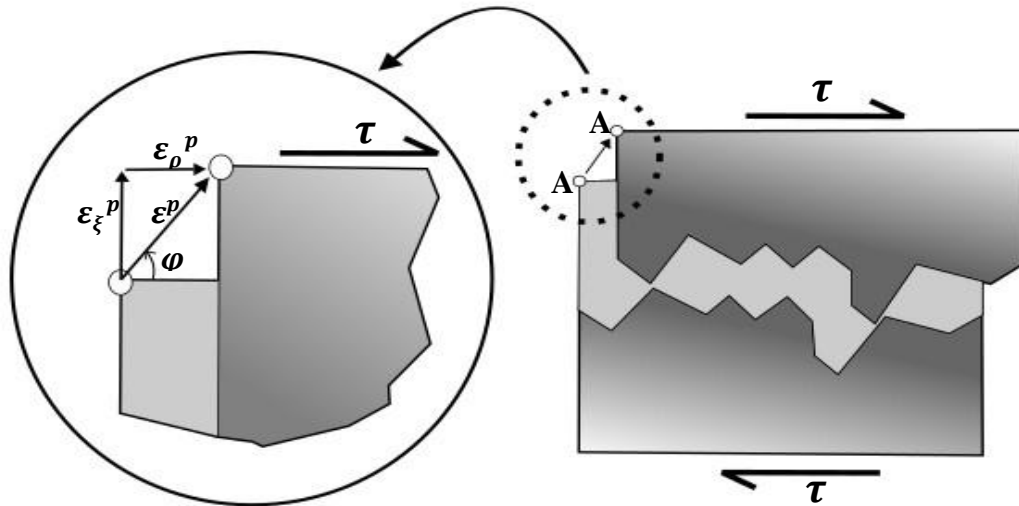


Figura 3.1- Superfície de escoamento no estado plano de tensões (Modificado do Manual do usuário ABAQUS, 2014).

3.1.1.2 Parâmetros plásticos

A dilatância em um material *frictional* (com atrito interno entre partículas), como o concreto, é um fenômeno que provoca a variação do volume inelástico devido ao efeito da distorção plástica (LOPEZ-ALMANSA, ALFARAH e OLLER, 2014). A dilatância pode ser atribuída também ao crescimento dos mecanismos de micro fissuração que sofre o concreto durante uma deformação inelástica. Esse fenômeno pode ser quantificado a partir do ângulo de dilatância (φ), que representa a relação entre o incremento de volume plástico e a distorção plástica (OLLER, 1988) (Figura 3.2).

Concretos com baixos valores de ângulo de dilatância apresentam comportamento frágil, já altos valores proporcionam concretos com alta ductilidade. Segundo Vermeer e Borst (1984) pode ser assumido que $\varphi = 13^{\circ}$. Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Lopez-Almansa, Alfarah e Oller (2014) utilizaram o ângulo de dilatância proposto por Vermeer e Borst (1984) em seus estudos.



ε_{ξ}^p : Parte volumétrica da deformação plástica (dilatância)

ε_{ρ}^p : Parte desviadora da deformação plástica

Figura 3.2- Ângulo de dilatância (Modificado de Oller, 2014).

Como aponta Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), o parâmetro K_c definido como a razão entre a tensão desviadora na tração e compressão uniaxial (tensões sobre o meridiano de tração - MT e meridiano de compressão - MC), pode ser obtido usando a função de superfície de escoamento de Mohr-Coulomb, sendo definido pela Equação (3.7).

$$K_c = \frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (3.7)$$

Na Equação (3.7), ϕ é o ângulo de atrito interno. De acordo com Oller (2014) pode-se assumir que para o concreto $\phi = 32^\circ$. Com isso, o parâmetro $K_c = 0,7$.

A Figura 3.3 mostra a influência do parâmetro K_c sobre a superfície de escoamento no plano desviador de tensões. Observando as interseções das superfícies de escoamento com $K_c < 0,7$ os meridianos de tração e compressão, percebem-se diferentes valores de ruptura para tração e compressão. Evidencia-se assim, a eficácia do Modelo de Dano-plástico na modelagem de materiais com distintas resistências de tração e compressão, caso do concreto.

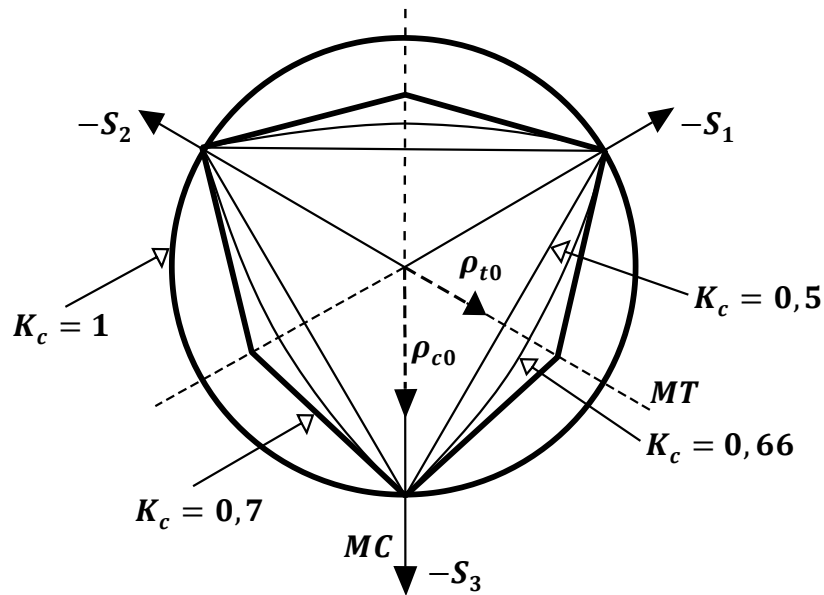


Figura 3.3- Superfície de escoamento no plano desviador para os valores gerais de K_c (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

Em suas pesquisas Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Lopez-Almansa, Alfarah e Oller (2014) assumiram 1,16 para a razão entre a tensão de início de não linearidade na compressão biaxial e axial f_{b0}/f_{c0} , e 0,1 para a excentricidade da superfície de potencial plástico (ϵ).

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

Neste estudo, os parâmetros plásticos utilizados estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Parâmetros plásticos do CDPM.

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

3.1.1.3 Comportamento uniaxial do concreto

Nesta seção serão apresentadas as leis tensão x deformação uniaxial na compressão e tração que serão empregadas na modelagem do concreto nesse estudo. As Figuras 3.4 e 3.6 mostram as curvas para compressão e tração, respectivamente, onde nota-se a degradação da rigidez em consequência da evolução das variáveis de dano (d_t e d_c).

Na lei de compressão (Figura 3.4), o trecho ascendente é baseado nas recomendações do *fib Model Code 2010* (2012), já no trecho descendente é assumido a função para região de *softening* (pós-pico) desenvolvida por Krätzig e Pölling (2004). Para a relação tensão x deformação na tração (Figura 3.6), 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.

3.1.1.3.1 Compressão

Na Figura 3.4, 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:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (3.8)$$

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \right) E_{ci} \quad (3.9)$$

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (3.10)$$

Sendo f_{ck} (MPa) a resistência a 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).

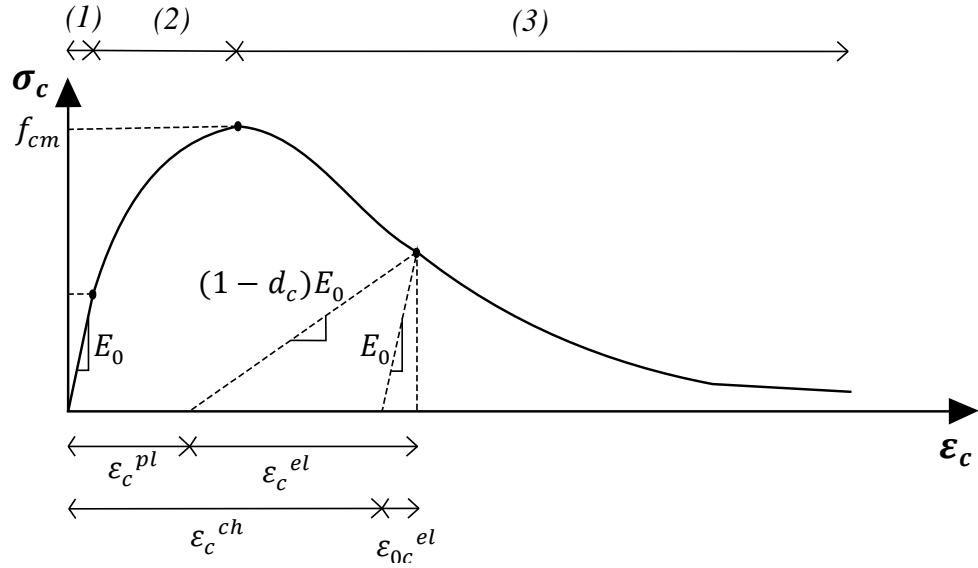


Figura 3.4- - Comportamento uniaxial do concreto a compressão (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

O primeiro trecho da curva tensão x deformação na compressão (Figura 3.4), que estende-se até a tensão $0,4f_{cm}$, é linear, regido pela Equação (3.11). O segundo trecho, de $0,4f_{cm}$ à f_{cm} , é correspondente a Equação (3.12) (*fib Model Code 2010, 2012*).

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (3.11)$$

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

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

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (3.13)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (3.14)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (3.15)$$

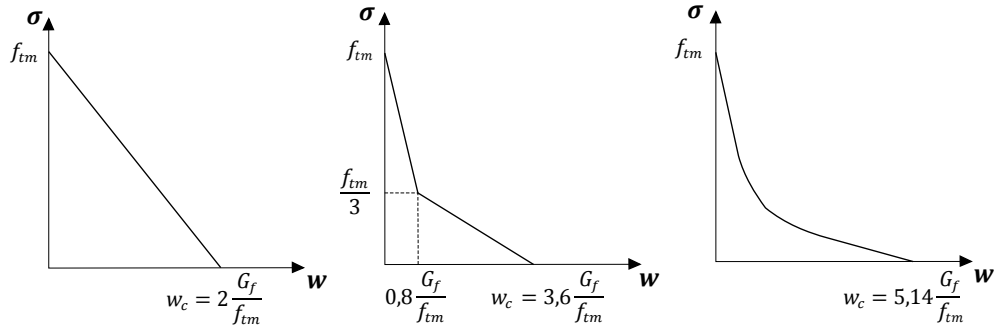
De acordo com Krätzig e Pölling (2004), G_{ch} é a energia de esmagamento do concreto por unidade de área e l_{eq} é o comprimento equivalente do elemento finito utilizado para modelar o concreto. Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) afirmam que l_{eq} é dependente do tamanho da malha, tipo de elemento 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).

3.1.1.3.2 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 a abertura de fissura, ocorre de forma linear (Figura 3.5-a). No segundo, um comportamento pouco mais detalhado é adotado, onde uma função bilinear é assumida para a perda de resistência (Figura 3.5-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 3.5-c).



(a) Função linear (b) Função bilinear (c) Função exponencial

Figura 3.5- *Softening* na tração em relação a abertura de fissura (Modificado de Qureshi, Lam e Ye, 2011).

Na Figura 3.5, 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:

$$f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3} \quad (3.16)$$

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (3.17)$$

Na Equação (3.17), 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 (3.18).

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 G_f \quad (3.18)$$

A Equação (3.19) 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 (3.20).

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (3.19)$$

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (3.20)$$

Como observado, na expressão exponencial proposta por Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986) a perda de resistência a 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 3.6) podem ser obtidas pela Equação (3.21).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (3.21)$$

Onde ε_{tm} é a deformação correspondente a resistência à tração média (f_{tm}). Observa-se na Figura 3.6 que o primeiro trecho (ascendente) apresenta comportamento linear, estendendo-se até o f_{tm} .

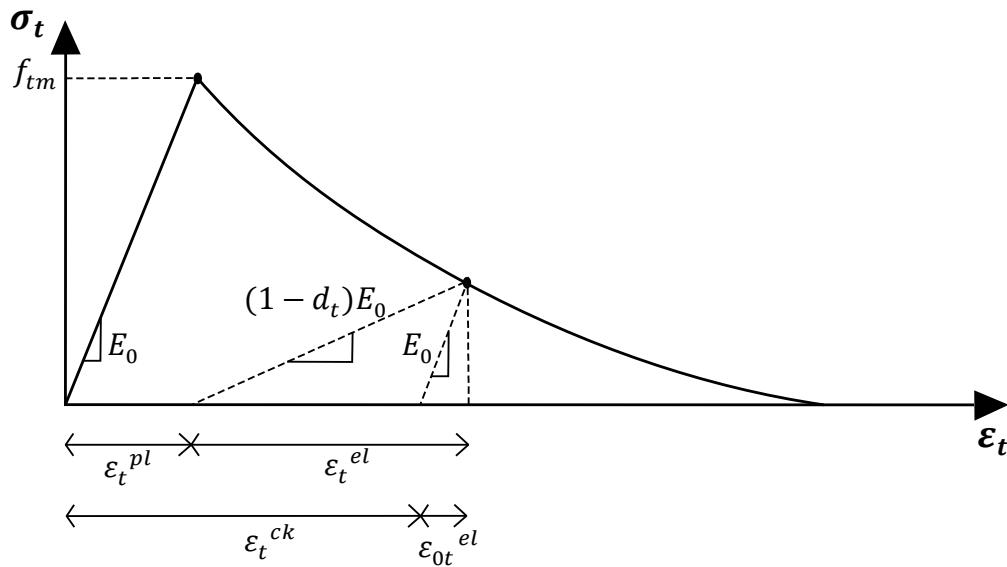


Figura 3.6- Comportamento uniaxial do concreto a tração (Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

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, 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}).

3.1.2 Aço

A modelagem do aço neste trabalho se concretizará com a utilização de um modelo constitutivo elástico-plástico, com escoamento isotrópico. Este modelo está disponível na biblioteca de materiais do ABAQUS, 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 de taxas de deformação elástica ($\dot{\epsilon}^{el}$) e plástica ($\dot{\epsilon}^{pl}$) (Equação (3.22)).

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^{el} + \dot{\epsilon}^{pl} \quad (3.22)$$

Com base na lei de Hook, o comportamento elástico pode ser escrito da seguinte forma:

$$\dot{\sigma} = D_0^{el} : \dot{\epsilon}^e = D_0^{el} : (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{pl}) \quad (3.23)$$

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 (3.24). Nele σ é o tensor tensão, J_2 é o segundo invariante do tensor desviador e σ_y a tensão de escoamento uniaxial. Observa-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 a ruptura, fato este comprovado experimentalmente.

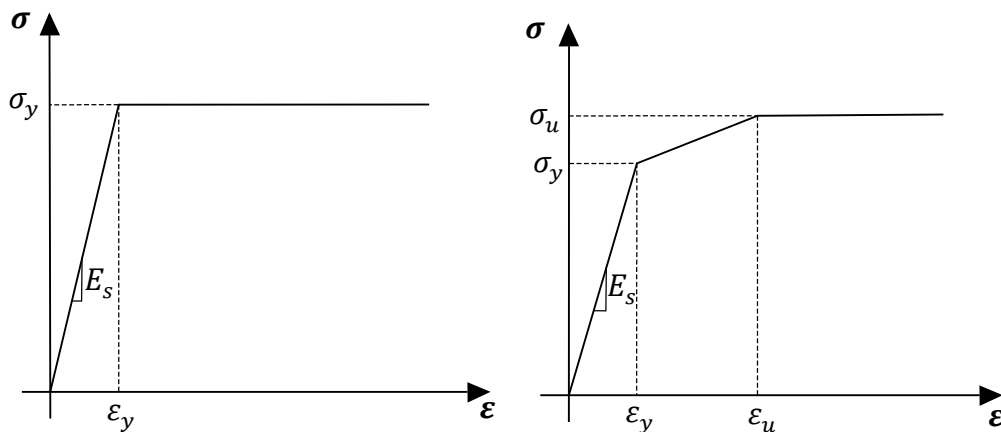
$$F(\sigma, \alpha) = \sqrt{3J_2} - \sigma_y \quad (3.24)$$

A regra de fluxo adotada é associativa, ou seja, a função do potencial plástico coincide com o critério de escoamento e consequentemente a 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:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\tilde{\epsilon}}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (3.25)$$

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

O comportamento uniaxial para o aço, exigido pelo modelo constitutivo, pode ser modelado pela curva tensão x deformação bi-linear (Figura 3.7-a) ou tri-linear (Figura 3.7-b) (NGUYEN e KIM, 2009). Na Figura 3.7, 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.



(a) Bi-linear

(b) Tri-linear

Figura 3.7- Comportamento uniaxial do aço (Modificado de Nguyen e Kim, 2009).

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 um endurecimento e logo após situa-se um escoamento perfeitamente plástico.

3.2 ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA

A análise dinâmica explícita é um método de análise não-linear com controle de tempo. Apesar de ser uma análise dinâmica, este método é capaz de realizar análises quase-estáticas, desde que lenta aplicação de carga seja tomado, para que o baixo efeito da inércia prevaleça (JUNG, 1998; QURESHI, LAM e YE, 2011). É muito eficiente na análise de modelos numéricos complexos que envolvam dano do material, grandes deformações e interações de contato entre os componentes; assim é apropriado para analisar modelos *push-out*.

Ao comparar a análise dinâmica explícita com a implícita, tem-se que a segunda realiza a integração da equação do movimento com operadores implícitos, enquanto a análise explícita

usa a integração da diferença central. Na análise dinâmica implícita, a matriz dos operadores de integração deve ser invertida e um conjunto de equação não-lineares devem ser resolvidas para cada incremento de tempo. Na análise dinâmica explícita, os deslocamentos e velocidades são calculados em termos de parâmetros conhecidos, com isso, não há a necessidade de montagem e inversão das matrizes de massa e rigidez em cada incremento de tempo, constituindo-se assim, uma análise de custo computacional reduzido em comparação com a análise implícita (MANUAL DO USUÁRIO ABAQUS, 2014).

Os métodos de análise estáticos convencionais, de forma geral, também exigem um esforço computacional superior ao exigido pela análise 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 interação de equilíbrio, consumindo assim muito tempo e esforço computacional. Outra desvantagem do método de RIKS em comparação com o dinâmico explícito, é que problemas de convergência podem ser encontrados quando se está analisando modelos que envolvem contatos, dano e falha de material (JUNG, 1998; NGUYEN e KIM, 2009).

Contudo, como discutido, a análise dinâmica explícita pode ser aplicada em análises quase-estáticas que envolvam problemas de contato, dano e falha de material. Este tipo de análise também se mostra eficiente na resolução de modelos numéricos com descontinuidades. Todos esses aspectos evidenciam a apropriação da análise explícita na simulação de ensaios *push-out*. Baseados nisso, diversos pesquisadores utilizaram este método de análise em seus estudos, obtendo assim resultados satisfatórios (ALI SHARIATI, 2012; CHEN *et al.*, 2015; KIM *et al.*, 2017; NGUYEN e KIM, 2009; PAVLOVIĆ *et al.*, 2013; QURESHI E LAM, 2012; QURESHI, LAM E YE, 2011; XU, LIU e HE, 2014).

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.

3.2.1 Equilíbrio dinâmico

A equação do movimento de elementos finitos não-linear é obtida do princípio do trabalho virtual, constituindo-se da forma fraca para a equação de equilíbrio (Equação (3.26)), levando em conta as forças internas, forças de inércia, forças de amortecimento e condições de contorno (JUNG, 1998; OWEN e HINTON, 1980).

$$\int_V [\delta \epsilon_n]^T \sigma_n dV - \int_V [\delta u_n]^T [b_n - \rho_n \ddot{u}_n - c_n \dot{u}_n] dV - \int_A [\delta u_n]^T t_n dA = 0 \quad (3.26)$$

Na Equação (3.26), o subíndice n indica o passo de tempo; δu_n é o vetor de deslocamento virtual; $\delta \epsilon_n$ é o vetor associado com a deformação virtual; b_n é o vetor forças de corpo; t_n é o vetor de forças de superfície; σ_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):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + f_{int} = f_{ext} \quad (3.27)$$

Onde \dot{u} e \ddot{u} são os vetores de velocidades e acelerações generalizadas, respectivamente. M e C são as matrizes de massa e amortecimento, e f_{int} e 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 (3.28).

$$f_{int} = \int_V \bar{K} u dV \quad (3.28)$$

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:

$$M\ddot{u} + f_{int} = f_{ext} \quad (3.29)$$

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 3.2.3), 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.

3.2.2 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).

$$\ddot{u}_{(n)}^i = M^{-1}(f_{ext(n)} - f_{int(n)}) \quad (3.30)$$

$$\dot{u}_{(n+1/2)}^i = \dot{u}_{(n-1/2)}^i + \frac{\Delta t_{(n+1)} + \Delta t_{(n)}}{2} \ddot{u}_{(n)}^i \quad (3.31)$$

$$u_{(n+1)}^i = u_{(n)}^i + \Delta t_{(n+1)} \dot{u}_{(n+1/2)}^i \quad (3.32)$$

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 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).

3.2.3 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):

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max}) \quad (3.33)$$

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 (3.34). Nesta equação l_c é a dimensão característica do elemento e c_d a velocidade de propagação da onda de tensão sobre o modelo.

$$\Delta t \approx \frac{l_c}{c_d} \quad (3.34)$$

Em uma análise dinâmica explícita, o *software* ABAQUS 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 (3.35).

$$c_d = \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \quad (3.35)$$

As constantes de Lamé efetivas podem ser obtidas pelo conjunto de equações a seguir:

$$\Delta p = -\hat{K} \Delta \epsilon_{vol} \quad (3.36)$$

$$\Delta S = 2\hat{\mu} \Delta e \quad (3.37)$$

$$\hat{K} = \frac{-\Delta p}{\Delta \epsilon_{vol}} \quad (3.38)$$

$$\hat{\mu} = \frac{1}{2} \frac{\Delta S : \Delta e}{\Delta e : \Delta e} \quad (3.39)$$

$$\hat{\mu} = \hat{K} - \frac{2}{3} \hat{\mu} \quad (3.40)$$

Onde Δp é o incremento de tensão efetivas 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.

3.2.4 Custo computacional

Como anotado anteriormente, o incremento de tempo na análise dinâmica explícita não pode superar o limite de estabilidade (Equação (3.34)), 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:

$$n_i = \frac{T}{\Delta t} = T \frac{c_d}{l_c} = T \left(\sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \right) \quad (3.41)$$

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).

4. DESENVOLVIMENTO DO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

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. Apenas uma modificação foi realizada em relação ao modelo padrão, onde acrescentou-se 100 mm no comprimento da laje, para melhor acomodação dos conectores treçados, tendo como consequência o acréscimo de mais uma barra transversal no reforço da laje. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam a geometria do modelo experimental. Barbosa (2016) ensaiou conectores treçados com diâmetros (d): 8mm, 10mm e 12,5mm.

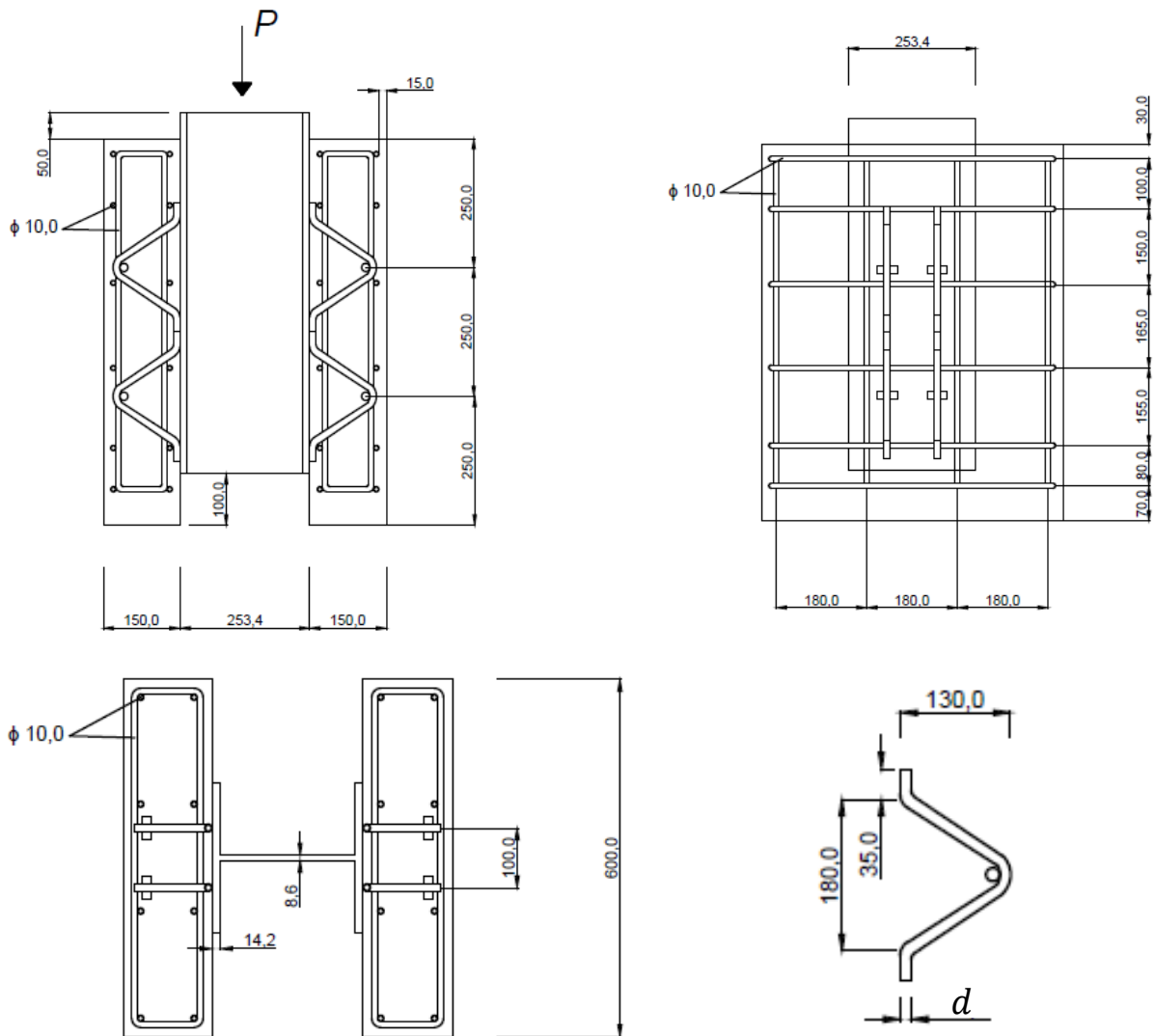


Figura 4.1- Geometria detalhada do modelo experimental para ensaio dos conectores treçados (mm)

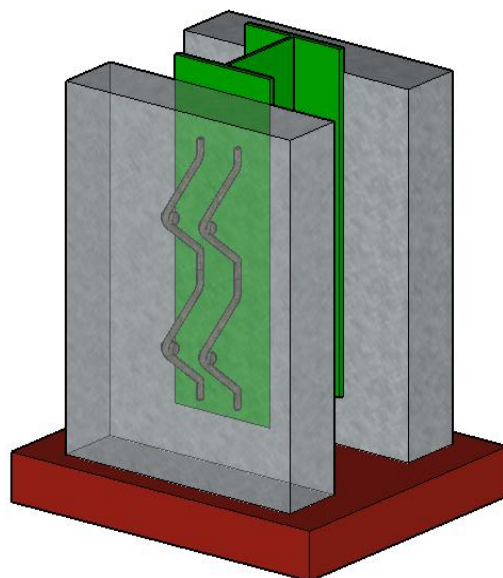
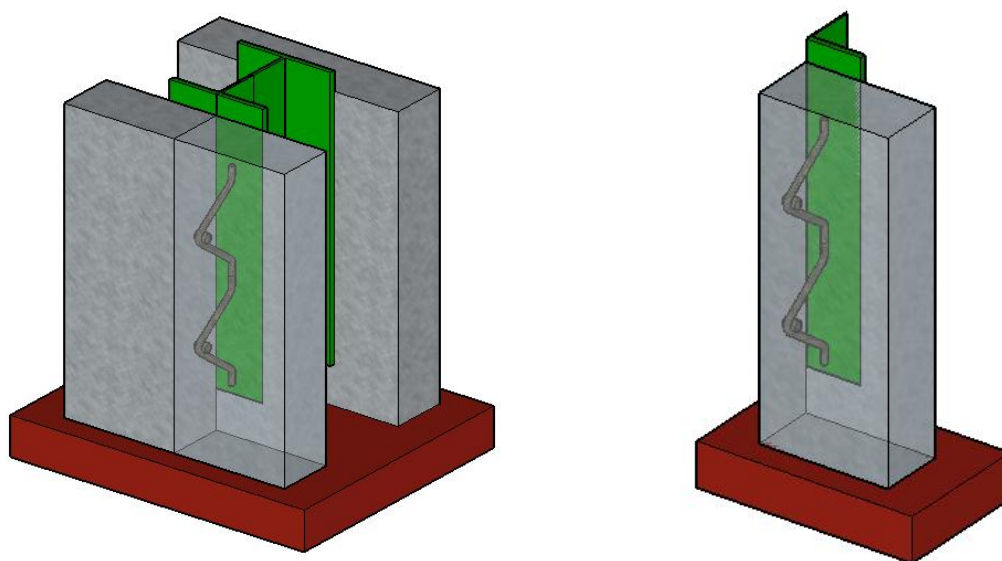


Figura 4.2- Ilustração tridimensional do modelo *push-out* com conectores treliçados.

Para o desenvolvimento do modelo numérico do *push-out* com conectores de cisalhamento treliçado, foi utilizado o *software* ABAQUS. O modelo é composto pelos conectores, laje de concreto, perfil de aço e reforço 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 4.3). Para esta consideração, condições de contorno especiais foram aplicadas.



(a) Modelo completo

(b) Modelo simplificado

Figura 4.3- Geometria do modelo numérico *push-out*.

4.1 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 4.4. 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 4.5), produzia resultados acurados. Este fato é explicado pela alta concentração de tensões nessas regiões. Nesta região o tamanho máximo e mínimo dos elementos da malha foram de 30 e 5 mm, respectivamente. Na região afastada dos conectores, os elementos C3D8R ficaram com tamanho de 30 mm. Um refinamento na malha do perfil de aço também foi realizado, nas regiões de ligação com o conector, como pode ser visto na Figura 4.4. O l_{eq} aplicado para desenvolvimento das curvas tensão x deformação e leis de evolução das variáveis de dano para o concreto próximo aos conectores foi de 5 mm, já para a região com malha estruturada (afastada dos conectores) 30 mm.

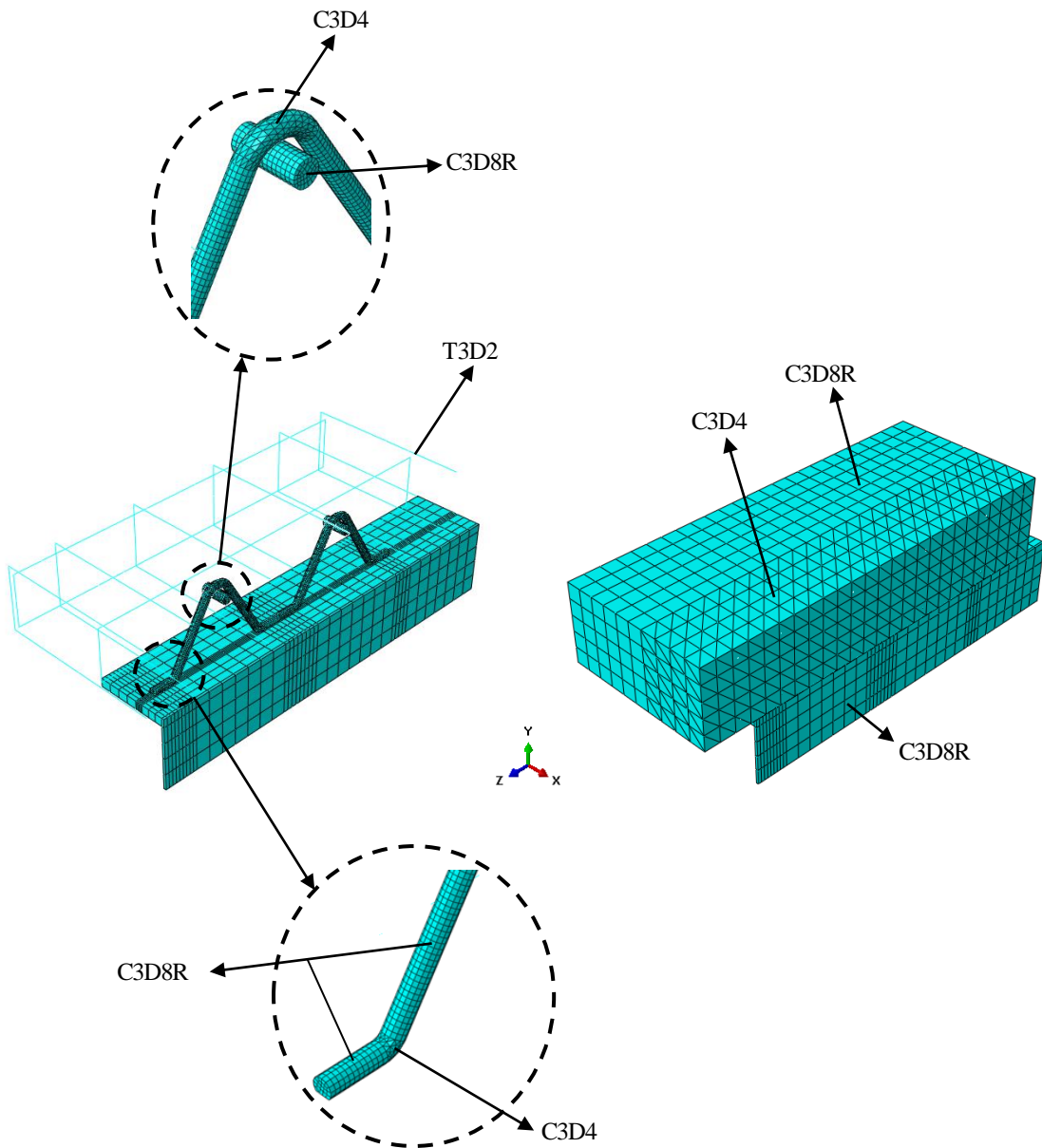


Figura 4.4- Malha e tipos de elementos finitos.

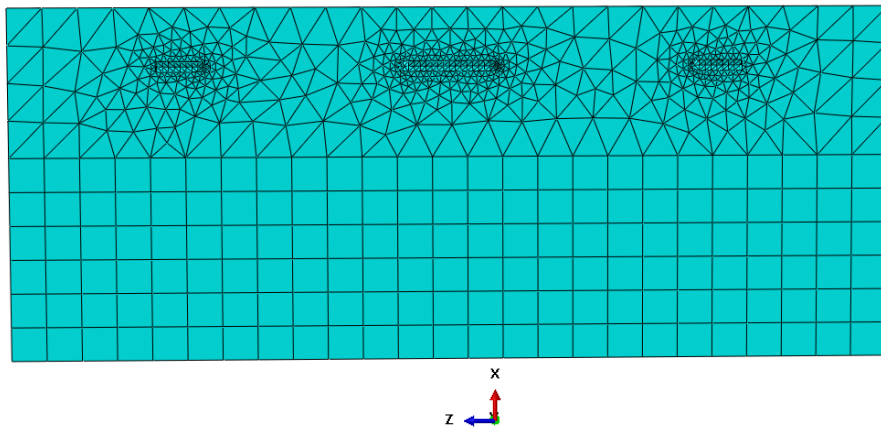


Figura 4.5- Refinamento da malha de elementos finitos da laje na região próxima aos conectores.

4.2 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 4.6). É evidente que na interface conector-concreto deslizamentos ocorrem, o que induz a utilização de interação de contato *surface-to-surface*. No entanto, Bonilla *et al.* (2015) e Nguyen e Kim (2009) em seus estudos com *stud bolt*, afirmam que o uso da ligação rígida (*tie*) nessa situação, constitui uma adequada aproximação e ainda evita problemas de convergência durante a análise. As barras do reforço da laje foram embutidas 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.

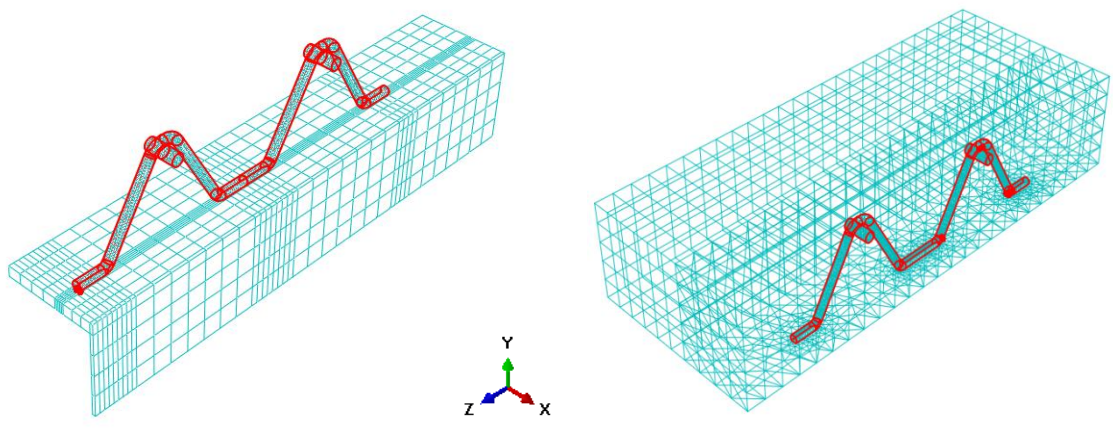


Figura 4.6- Restrição *tie* na interface conector-concreto.

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 4.7). 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 e a propriedade normal *hard* não permite a penetração de uma superfície sobre a outra.

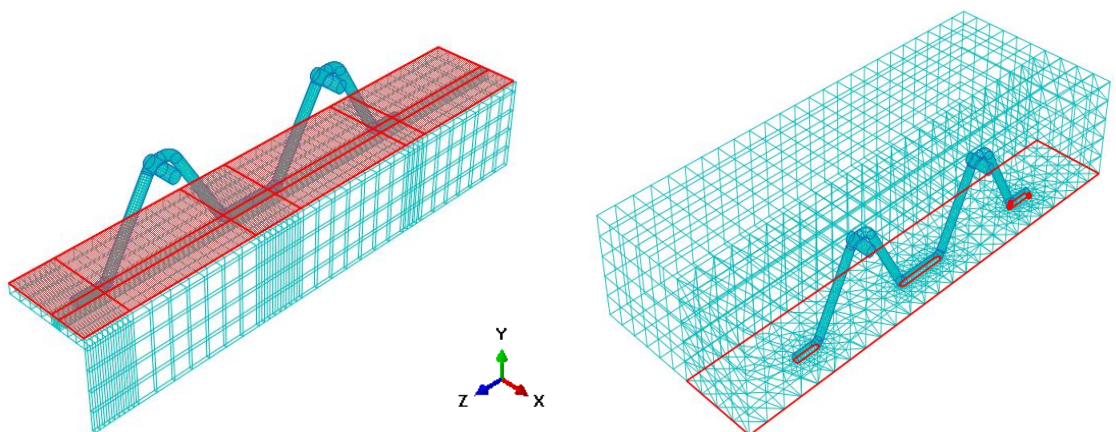


Figura 4.7- Interação de contato entre as superfícies do perfil de aço e laje.

4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

Para prevalecer a simplificação geométrica do modelo, foram aplicadas as condições de contorno da simetria (Figura 4.8). 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.

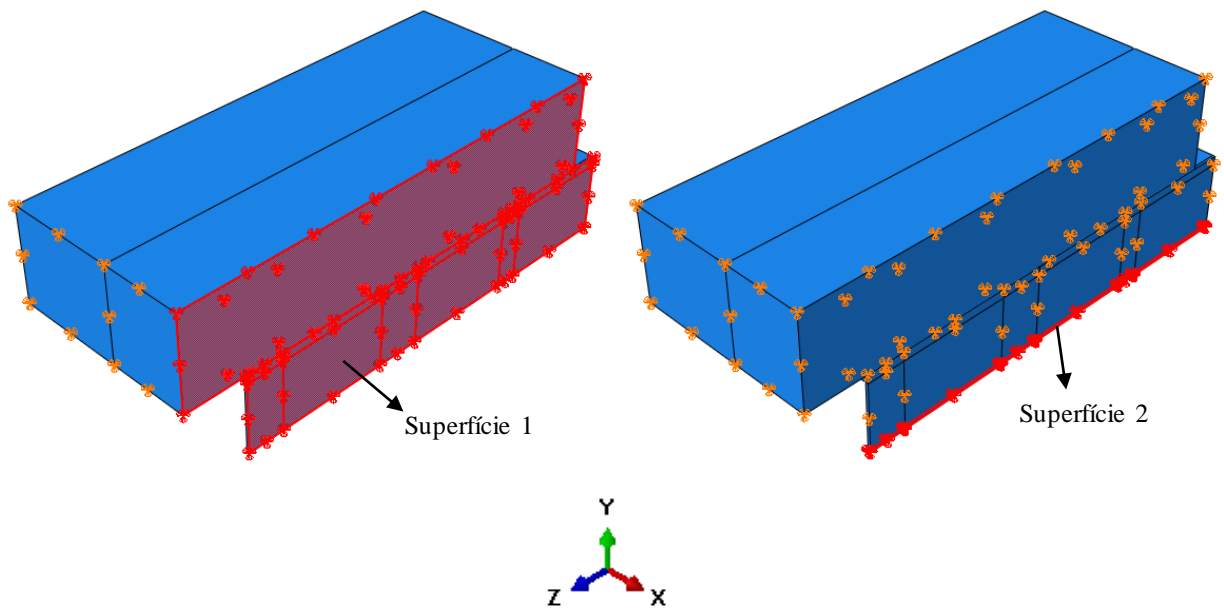


Figura 4.8- Condições de contorno da simetria.

A condição de contorno referente ao ensaio *push-out*, consistiu em restringir os deslocamentos dos nós da Superfície 3 na direção Z (Figura 4.9). Neste modelo numérico, controle de carga foi aplicado. O carregamento foi aplicado distribuído uniformemente na seção transversal do perfil de aço, como visto na Figura 4.9.

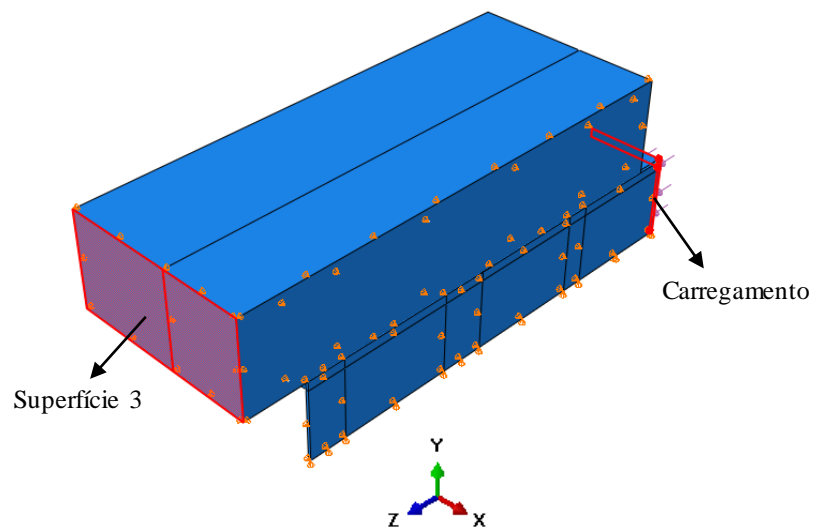


Figura 4.9- Carregamento e condição de contorno referentes ao ensaio *push-out*.

4.4 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. 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; 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.

4.5 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

Na modelagem do concreto foi utilizado o *Concrete Damage Plasticity Model* (CDPM), presente na biblioteca de materiais do ABAQUS. Este modelo constitutivo é adequado para materiais que possui distintas resistência 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; 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).

Assim como apresentado na Tabela 3.1, os valores dos parâmetros plásticos recomendados por Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Lopez-Almansa, Alfarah e Oller (2014) foram aplicados no modelo CDPM. Os parâmetros plásticos e seus respectivos valores foram: 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, $(f_{b0}/f_{c0}) = 1,16$.

O comportamento uniaxial foi tomado de acordo com o item 3.1.1.3.1 para compressão e item 3.1.1.3.2 para tração. A evolução das variáveis de dano de compressão (d_c) e tração (d_t) foi obtida a partir das Equações (3.3) e (3.4), respectivamente. O comportamento uniaxial e a evolução das variáveis de dano também foram aplicados no CDPM para a simulação do concreto no ensaio *push-out*. As Figuras 4.10 e 4.11 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 $f_{cm} = 34MPa$ e com l_{eq} de 5mm e 30mm.

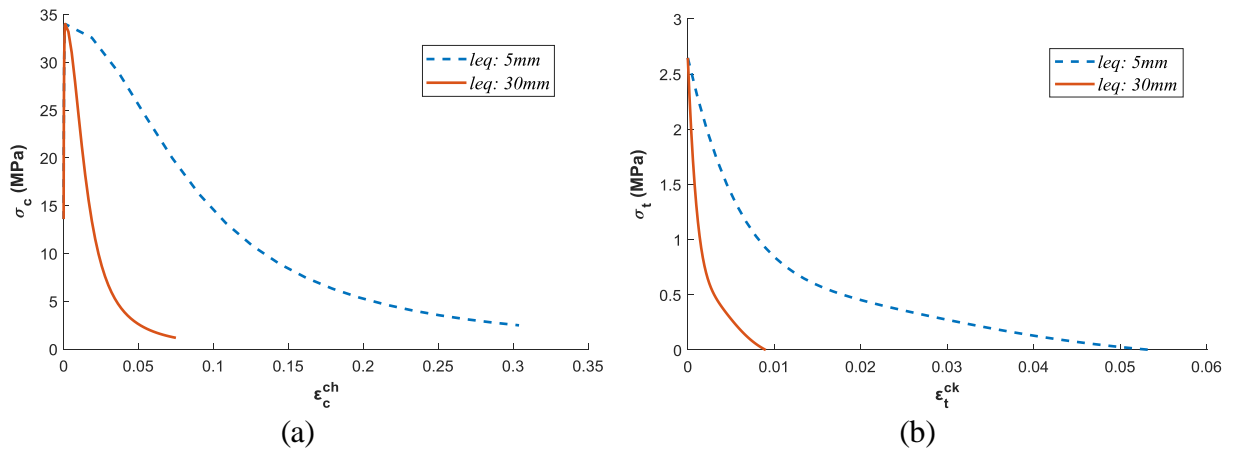


Figura 4.10- Comportamento uniaxial do concreto com $f_{cm} = 34MPa$: (a) Curva tensão de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração x deformação de fissuração.

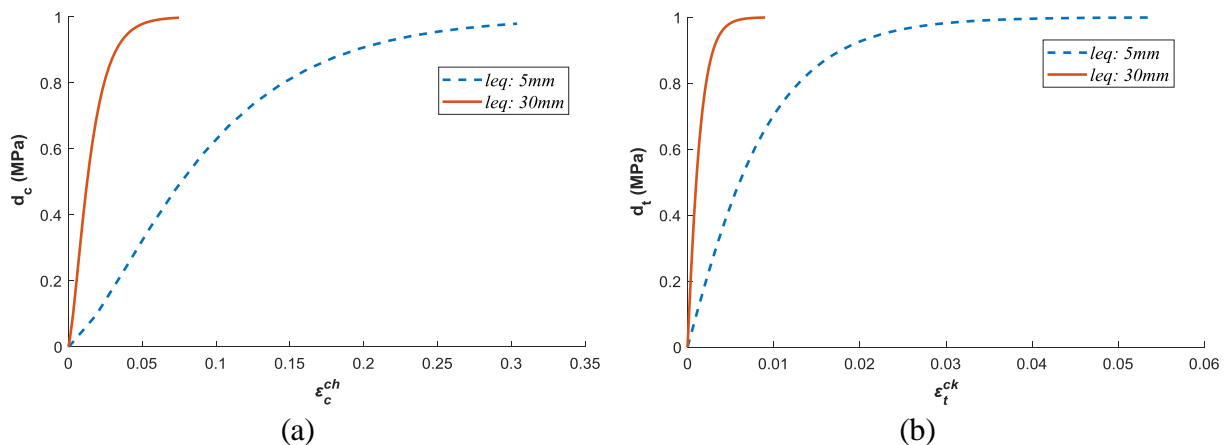


Figura 4.11- Evolução das variáveis de dano para um concreto com $f_{cm} = 34MPa$: (a) Curva dano de compressão x deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração x deformação de fissuração.

4.6 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

Neste estudo, um modelo constitutivo elástico-plástico foi utilizado para simular o conector treliçado, perfil e reforço da laje. Este modelo constitutivo está presente na biblioteca de materiais do ABAQUS com a denominação PLASTIC. O modelo PLASTIC adota o critério de escoamento de *Von Mises*, com regra de fluxo associativa, ideal para a modelagem de materiais dúcteis como o aço. O comportamento uniaxial implementado no modelo, consistiu da relação tensão-deformação bi-linear (Figura 3.7-a) para o perfil de aço e reforço da laje, e devido a maior importância no modelo, a relação tri-linear (Figura 3.7-b) foi utilizada para o conector treliçado.

5. VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

A validação do modelo em elementos finitos desenvolvido foi realizada com os ensaios *push-out* experimentais de Barbosa (2016). A capacidade resistente do conector treliçado (CT), a curva carga-deslizamento e os modos de falha foram verificados. A Tabela 5.1 apresenta a geometria do CT e nomenclatura de cada modelo experimental. As propriedades do concreto e aço são descritas nas Tabelas 5.2 e 5.3, 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 5.1-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 5.2- Propriedades do concreto dos modelos.

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

Tabela 5.3- Propriedade do aço dos conectores, perfil metálico 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_u (%)	0,6	0,6	0,6
Perfil metálico	E_s (GPa)	200	200	200
	σ_y (MPa)	250	250	250
Reforço da laje	E_s (GPa)	561,2	561,2	561,2
	σ_y (MPa)	722,4	722,4	722,4

As curvas carga-deslizamento obtidas pelos ensaios experimentais foram comparadas com as curvas numéricas obtidas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), como visto nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3. Observa-se um bom ajuste entre as curvas experimentais e numéricas, comprovando a eficiência do modelo de elementos finitos proposto neste estudo.

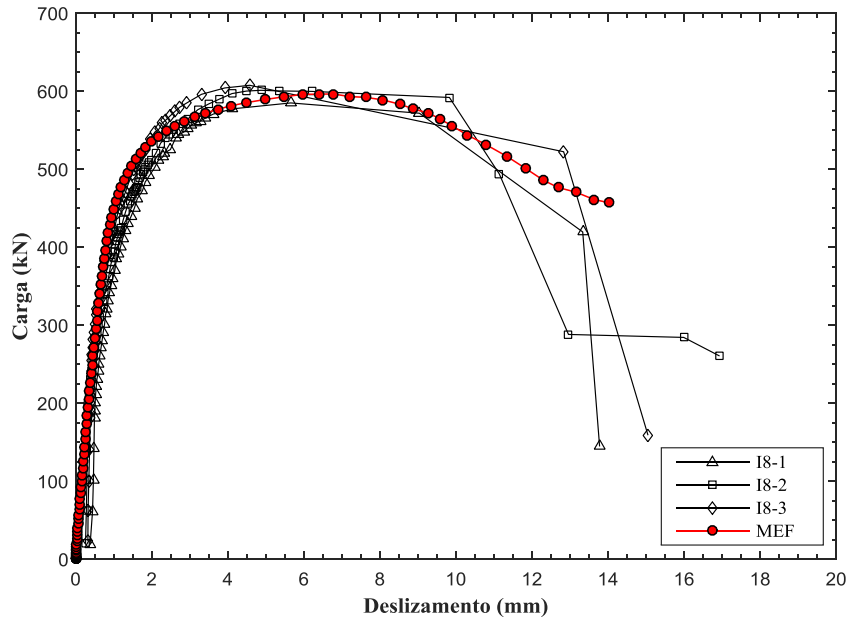


Figura 5.1- Curvas carga-deslizamento para o modelo I8.

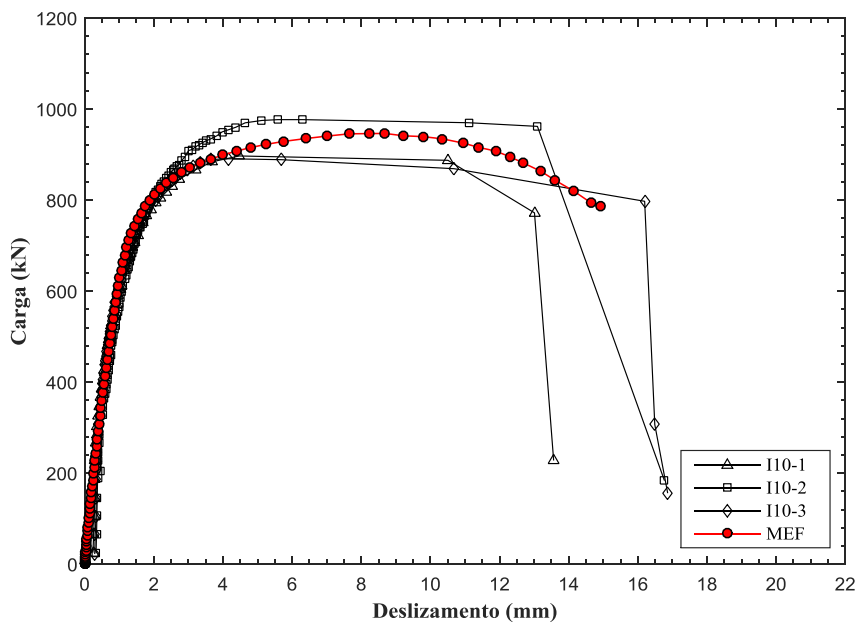


Figura 5.2- Curvas carga-deslizamento para o modelo I-10.

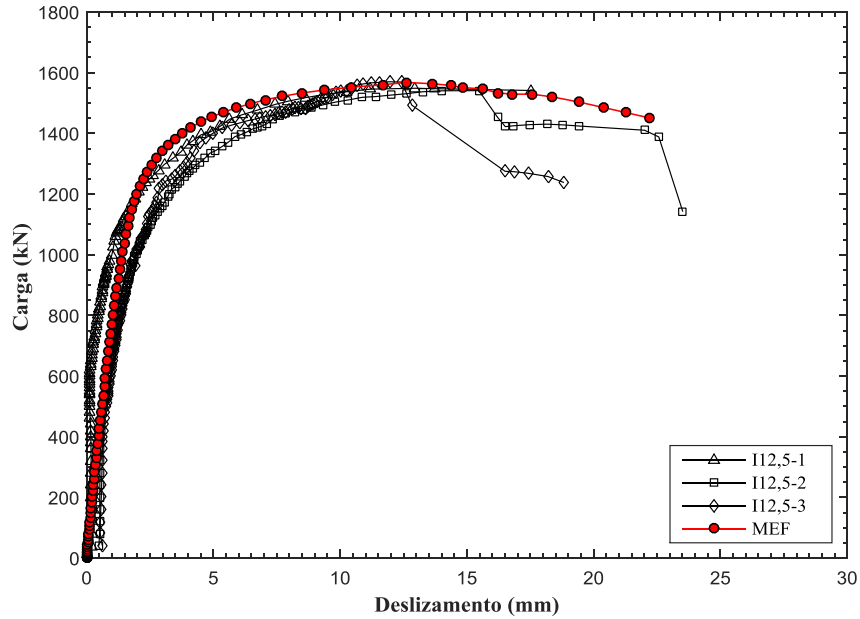


Figura 5.3- Curvas carga-deslizamento para o modelo I12,5.

A Figura 5.4 mostra uma boa concordância entre as cargas últimas dos CT obtidas pelos ensaios experimentais e pelo modelo numérico proposto.

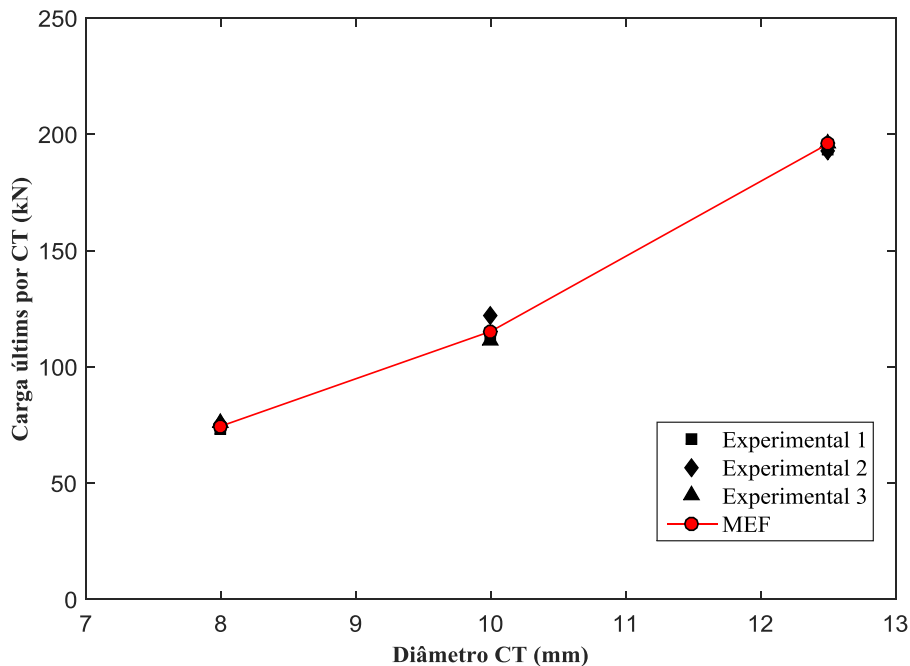


Figura 5.4- Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelo modelo numérico proposto e ensaios experimentais de Barbosa (2016).

A Tabela 5.4 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 5.4- 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

Com observações experimentais, Barbosa (2016) e Bezerra *et al.* (2018) constataram que o modo de ruptura dos modelos *push-out* com conectores treliçados consiste na combinação da ruptura por tração de uma das hastes do CT e o esmagamento do concreto nas regiões próximas a base do conector. Os modos de falha ocorrido nas simulações numéricas também foram comparados com os modelos experimentais.

A Figura 5.5 mostra a distribuição das tensões de *Von Mises* nos conectores no momento da carga última dos modelos. Pela deformada dos conectores, nota-se que o CT trabalha predominantemente sobre esforços axiais. Uma das hastes é submetida à tração (T), enquanto a outra à compressão (C), assim como está indicado na Figura 5.5. Os maiores valores de tensão encontram-se na base dos conectores, valores esses superiores a tensão de escoamento. Observa-se ainda o início da estricção nas hastes sob tração, local da ruptura do CT. As Figuras 5.6 e 5.7 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. Diante do exposto, confirma-se a equivalência entre os modos de ruptura visualizados nos resultados das simulações numéricas e a constatação de Barbosa (2016) e Bezerra *et al.* (2018).

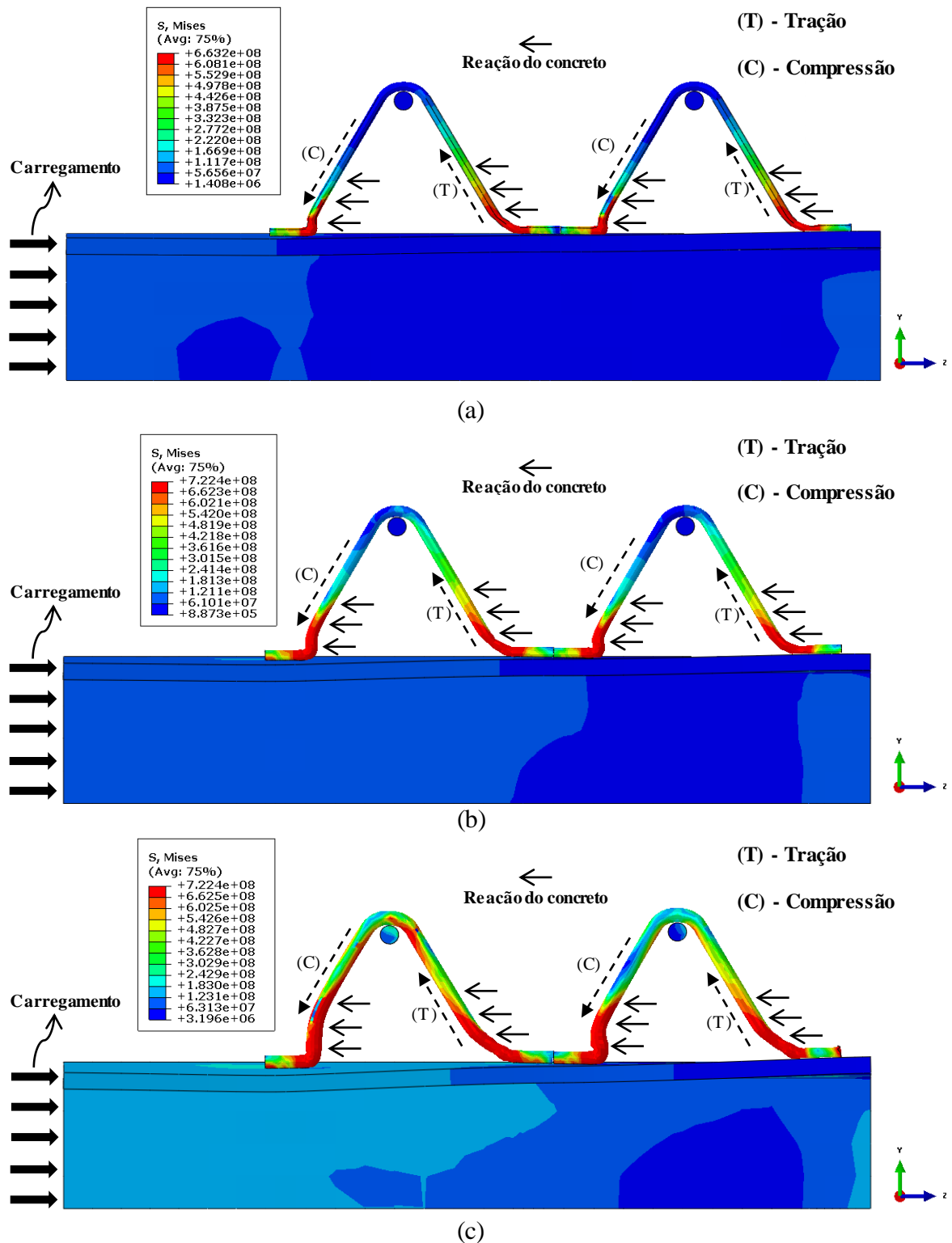


Figura 5.5- Distribuição de tensões (em Pa) e deformada do CT no momento de carga última dos modelos *push-out*: (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.

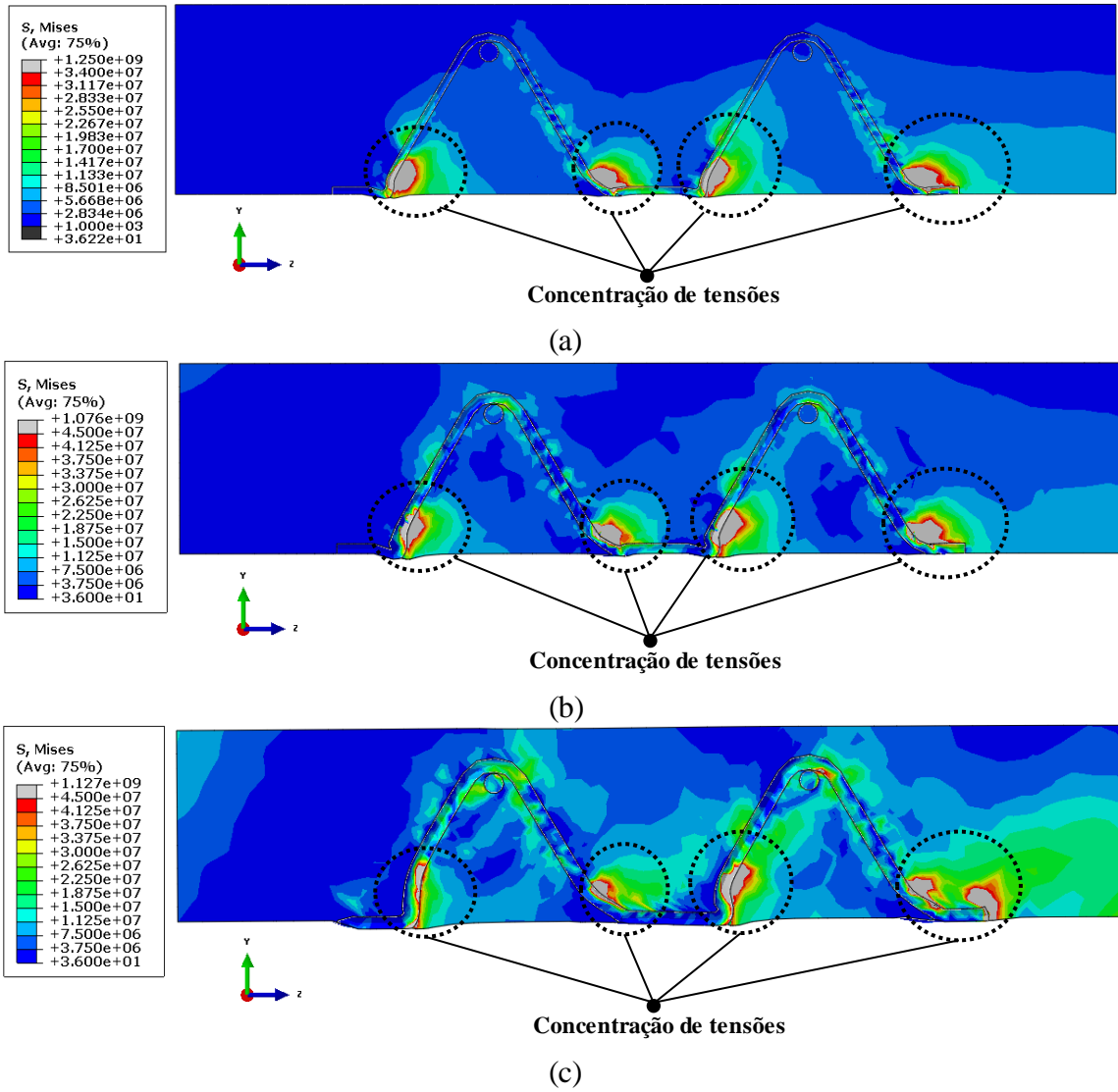


Figura 5.6- Distribuição de tensões (em Pa) nas lajes no momento de carga última dos modelos *push-out*: (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.

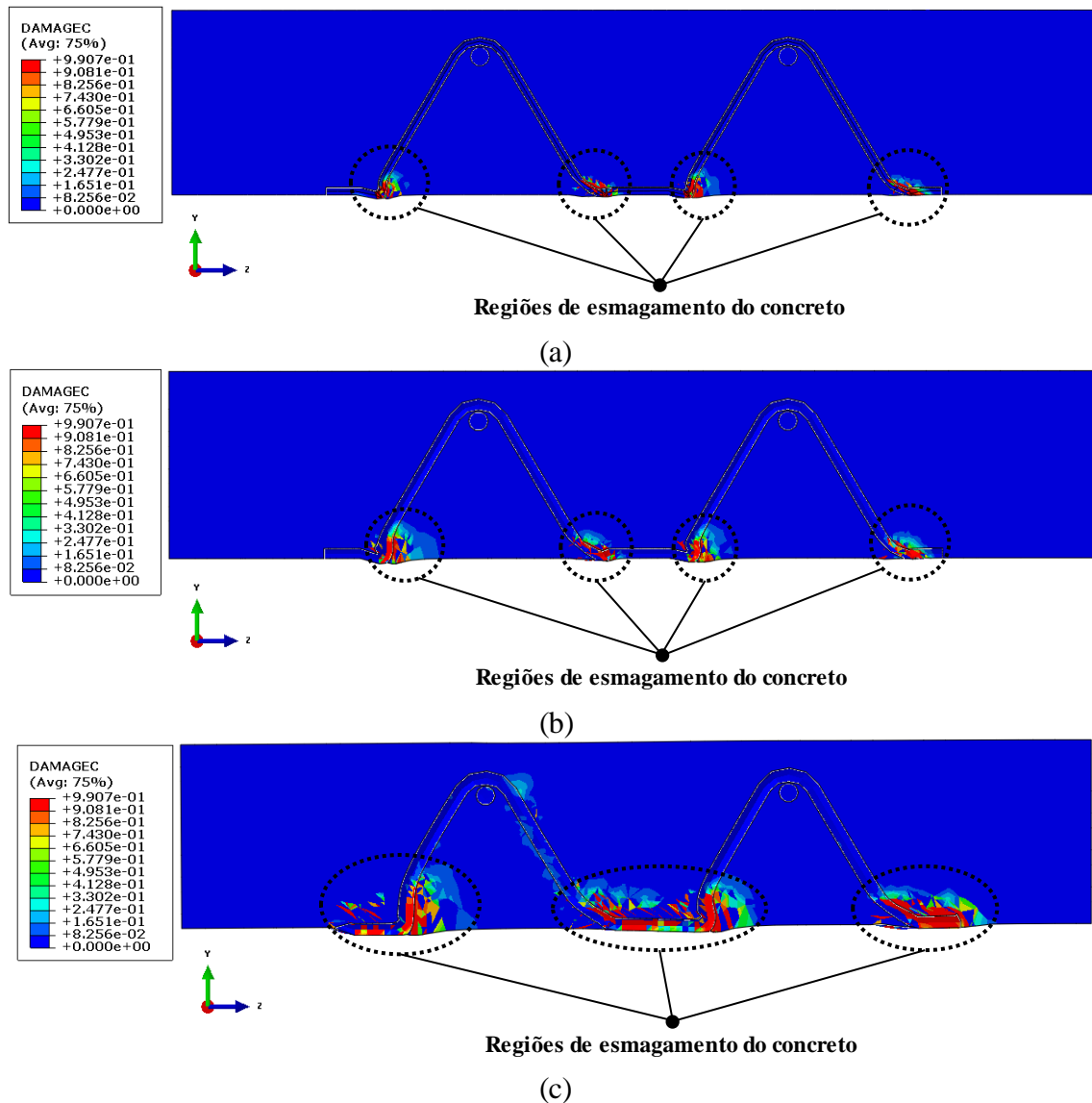
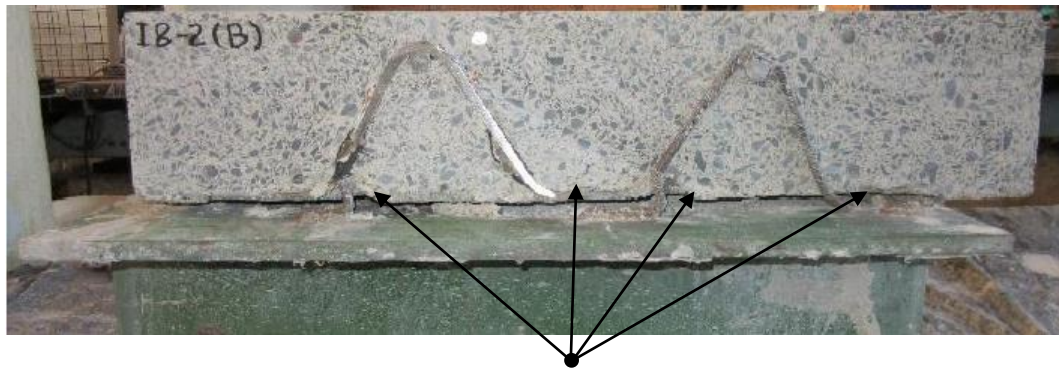


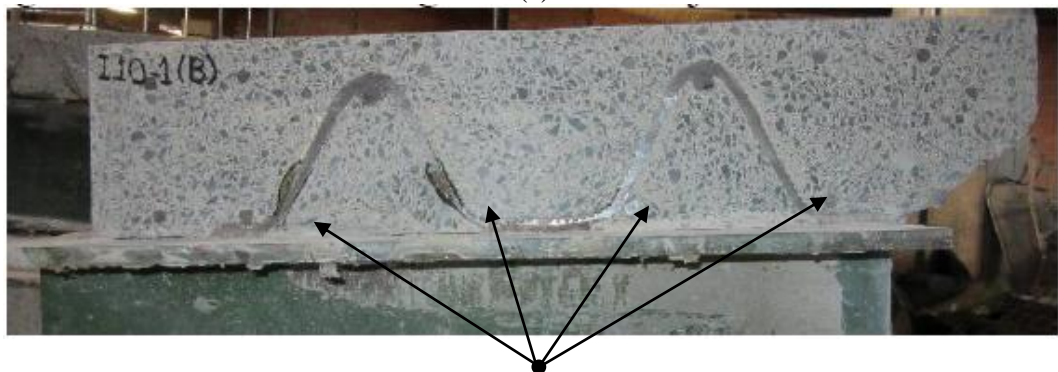
Figura 5.7- Distribuição do dano de compressão nas lajes no momento de carga última dos modelos *push-out*: (a) I8; (b) I10; (c) I12,5.

Comparando as Figuras 5.5, 5.6 e 5.7 com a Figura 5.8 evidencia-se a conformidade entre os modos de ruptura nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas com o modelo proposto. A Figura 5.8 consta de cortes sobre o alinhamento dos conectores nos modelos *push-out* após ensaio. Observa-se uma semelhança na deformada dos conectores e analogia na localização das regiões de esmagamento do concreto, para os resultados numéricos e experimentais. Estes resultados demonstram a capacidade do modelo em elementos finitos proposto de simular numericamente o comportamento dos conectores de cisalhamento treliçados (CT).



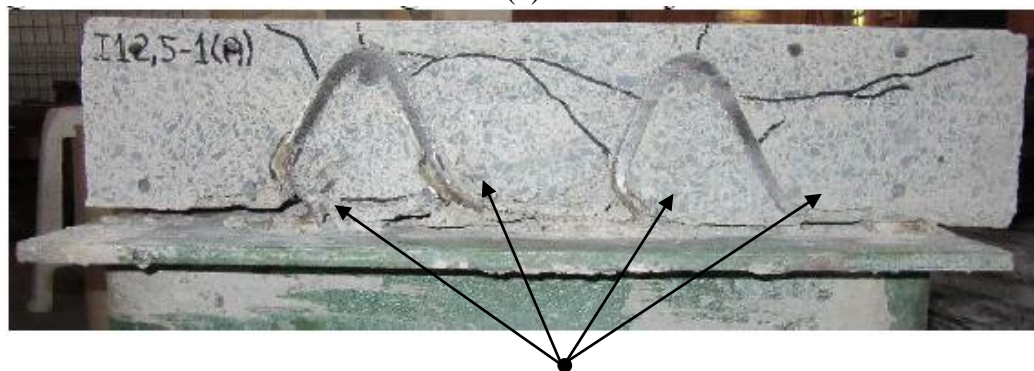
Regiões de esmagamento do concreto

(a)



Regiões de esmagamento do concreto

(b)



Regiões de esmagamento do concreto

(c)

Figura 5.8- Cortes sobre o alinhamento dos conectores nos modelos experimentais após ensaio: (a) I8; (b) I10; (c) I12,5 (BARBOSA, 2016).

6. COMPARAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE RESISTENTE DO CONECTOR TRELIÇADO E *STUD BOLT*

O CT foi desenvolvido com o intuito de oferecer uma alternativa viável à utilização do *stud bolt*, por ser fabricado com material de baixo custo (aço CA-50) e facilmente disponível no mercado da construção civil, além do mais, não exige equipamentos específicos no processo de conexão ao perfil de aço (solda). Tratando-se da capacidade resistente, Barbosa (2016) e Bezerra *et al.* (2018) a partir de ensaios *push-out* experimentais constataram que o conector treliçado possui relação carga última/seção transversal superior ao *stud bolt*, como observado na Tabela 6.1. Os conectores *stud bolt* (S-19,0) ensaiados possuíam diâmetro de 19 mm e altura de 130 mm, fabricados com aço ASTM A108 com tensão de escoamento 345 MPa e tensão última 415 MPa. As propriedades do concreto foram as mesmas para os ensaios de ambos conectores.

Tabela 6.1- Relações carga última/seção transversal obtidas por *push-out* experimentais (BARBOSA, 2016).

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

P_u - Carga última

$P_{u_{méd}}$ - Carga última média

A_s - Área da seção transversal

* Soma das áreas das duas hastes

Analisando especificamente o CT-12,5, que entre os conectores treliçados é o que possui seção transversal mais próxima do S-19,0, verifica-se que apesar de possuir seção transversal 13,43% menor, o mesmo apresentou carga última 55,77% superior ao *stud bolt*. No entanto, observa-se que os materiais que constituem os *stud bolt* e os conectores treliçados ensaiados possuem propriedades distintas, sendo possível fonte da superioridade da capacidade resistente dos conectores treliçados. A caracterização do aço constituinte do CT-12,5 indicou

uma tensão de escoamento de 595,3 MPa e tensão última 716,6 MPa, valores esses superiores às tensões de escoamento e ruptura do aço constituinte dos *stud bolt*, respectivamente.

Com o modelo de elementos finitos proposto validado foi realizado uma simulação numérica do ensaio *push-out* com conectores treçados CT-12,5 possuindo as mesmas propriedades do aço do *stud bolt* ($f_y = 345$ MPa e $f_u = 415$ MPa), possibilitando uma comparação fiel entre as capacidades resistentes dos conectores. As propriedades do concreto utilizadas estão exibidas na Tabela 5.2. O resultado da simulação numérica pelo MEF, juntamente com os resultados experimentais dos conectores CT-12,5 e *stud bolt* podem ser visualizados na Figura 6.1 e Tabela 6.2.

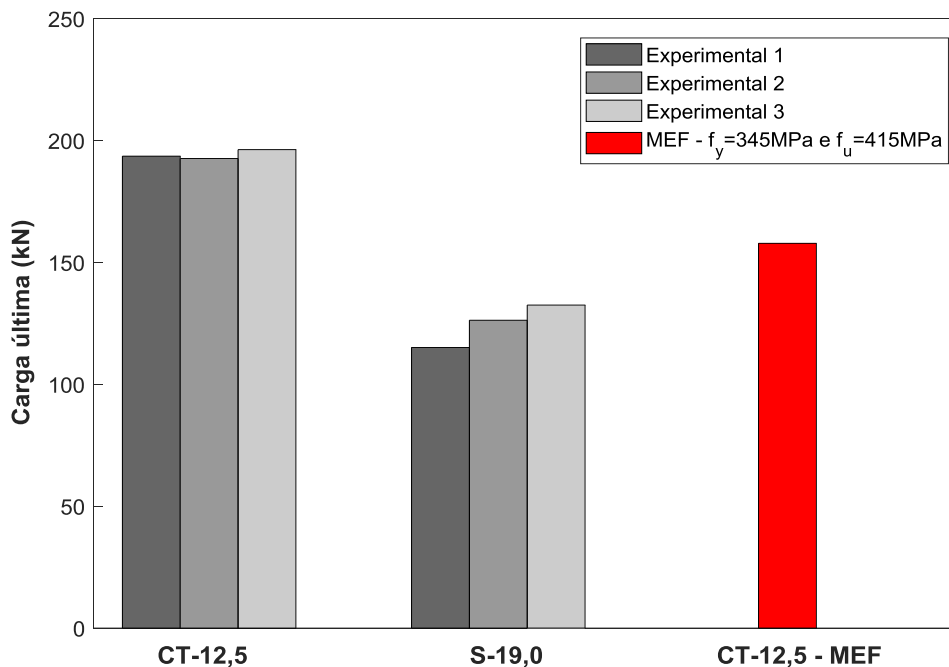


Figura 6.1- Resultados de carga última experimental dos conectores CT-12,5 e S-19,0 e simulação numérica do CT-12,5-MEF.

Tabela 6.2- Cargas última e relações carga última/seção transversal obtidas por *push-out* experimentais e simulação numérica.

Conector	$P_{últ}$ (kN)	A_s (cm ²)	$P_{últ}/A_s$ (kN/cm ²)
CT-12,5	194,14*	2,45	79,24
S-19,0	124,63*	2,84	43,88
CT-12,5-MEF	157,83	2,45	64,42

* Carga última experimental média

O resultado da simulação numérica mostrou que o CT fabricado com aço de tensões de escoamento e última iguais ao do *stud bolt* apresenta carga última e relação carga

última/seção transversal superior ao *stud bolt*, cerca de 27% e 47%, respectivamente. Isto indica que o principal responsável pelos altos valores de capacidade resistente do CT é sua configuração geométrica, onde esforços axiais são predominantes e não apenas as propriedades do aço que o constituem.

Esta análise foi realizada com o objetivo de evidenciar a eficiência dos CT em relação ao *stud bolt*, a partir de uma comparação autêntica onde as propriedades mecânicas dos conectores fossem idênticas. Contudo, na prática o aço de confecção do CT (CA-50) é disponível no mercado com tensão de escoamento de no mínimo de 500 MPa, proporcionando aos conectores de cisalhamento treliçados elevados valores de capacidade resistente quando comparados aos *stud bolts*.

7. ESTUDO PARAMÉTRICO

A geometria do CT é definida pela altura (h) e ângulo de abertura entre as hastes do conector (α). 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 metálico, que neste trabalho foi considerado um valor fixo de 35 mm. Os parâmetros geométricos descritos podem ser visualizados na Figura 7.1.

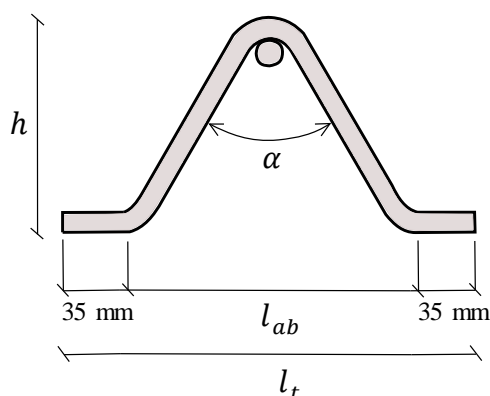


Figura 7.1- Parâmetros geométricos do CT.

No programa experimental de Barbosa (2016) todos os CT ensaiados possuíam $h=130\text{mm}$ e $\alpha=60^\circ$, com laje de concreto com $f_{cm} = 34$ MPa. Contudo, não foi estudada a influência desses parâmetros na capacidade resistente do conector.

A validação do modelo de elementos finitos proposto neste trabalho com os ensaios experimentais mostrou que o mesmo simula com boa precisão a capacidade resistente de CT 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 dos CT com a variação de sua altura (h), ângulo de abertura entre hastes (α), diâmetro e resistência do concreto das lajes.

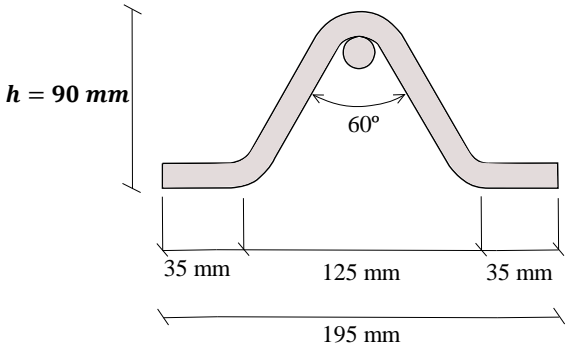
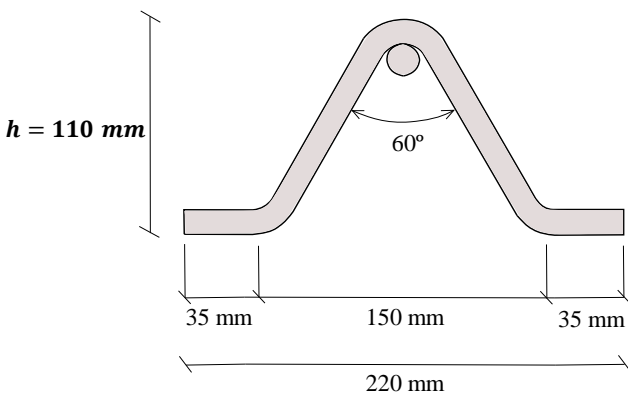
O estudo paramétrico foi dividido em duas fases. A primeira fase teve o objetivo de analisar a influência das características geométricas do conector (h e α). A segunda etapa consistiu na verificação da influência da resistência do concreto da laje (f_{cm}) e área da seção transversal do conector, a 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 4.1.

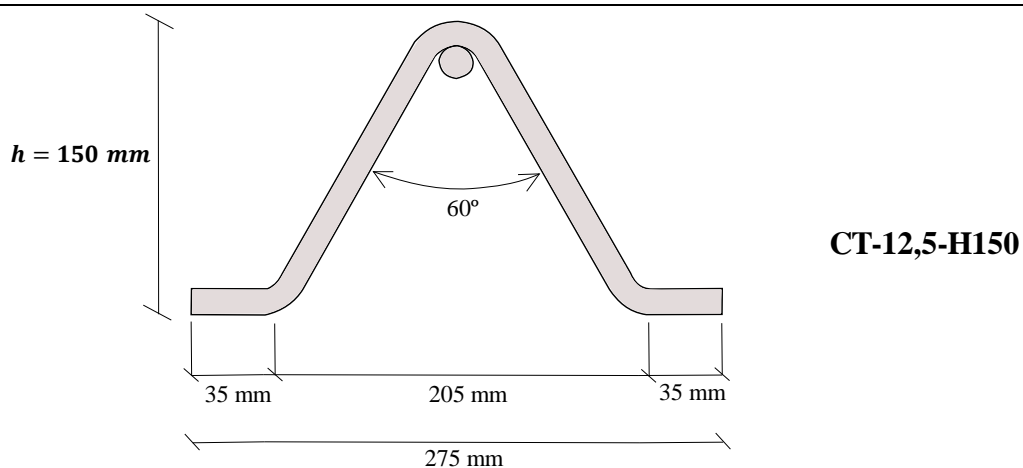
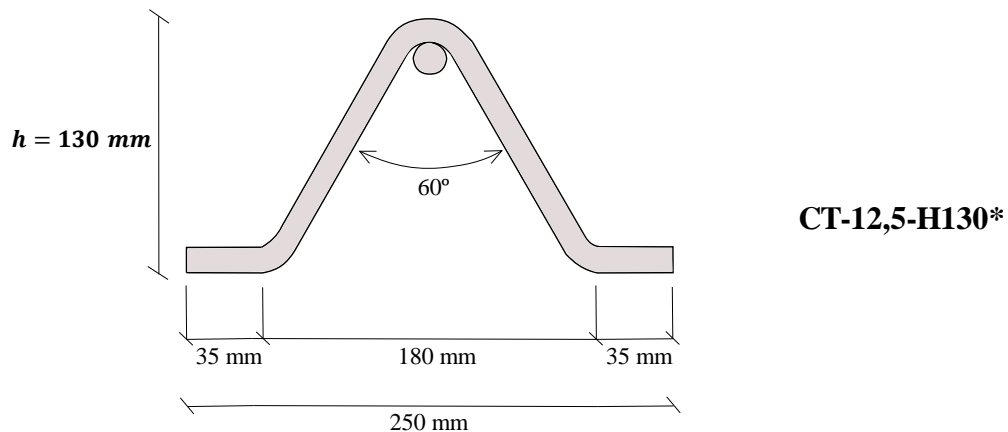
7.1 INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

7.1.1 Altura (h)

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), que possuía altura de 130 mm. 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 7.1 ilustra os CT com diferentes alturas analisados numericamente e suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 7.1- Geometria dos conectores com a variação da altura.

Conector treliçado (CT)	Nomenclatura
	CT-12,5-H90
	CT-12,5-H110



* Geometria do CT ensaiado por Barbosa (2016).

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 5.2 e 5.3. A Figura 7.2 e Tabela 7.2 apresentam os resultados de capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.

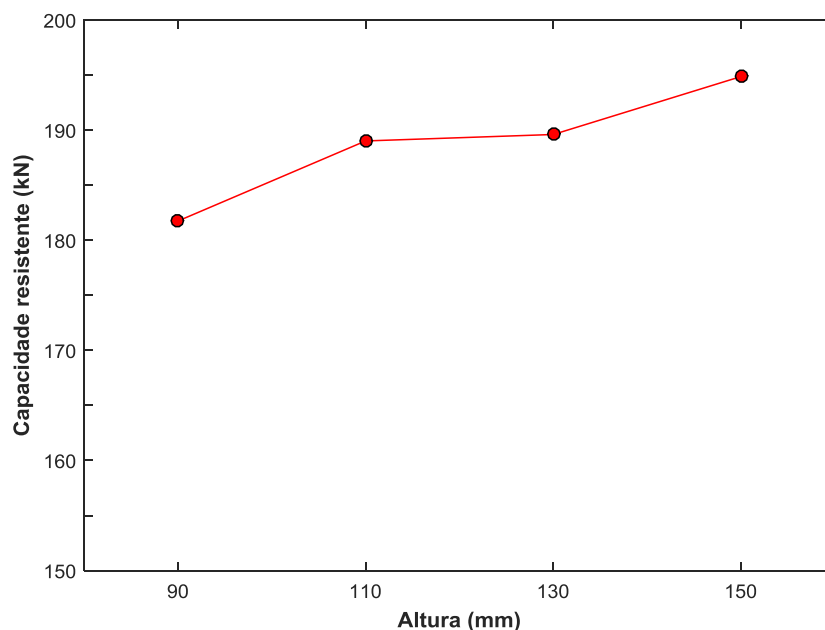


Figura 7.2- Relação altura do CT *versus* capacidade resistente.

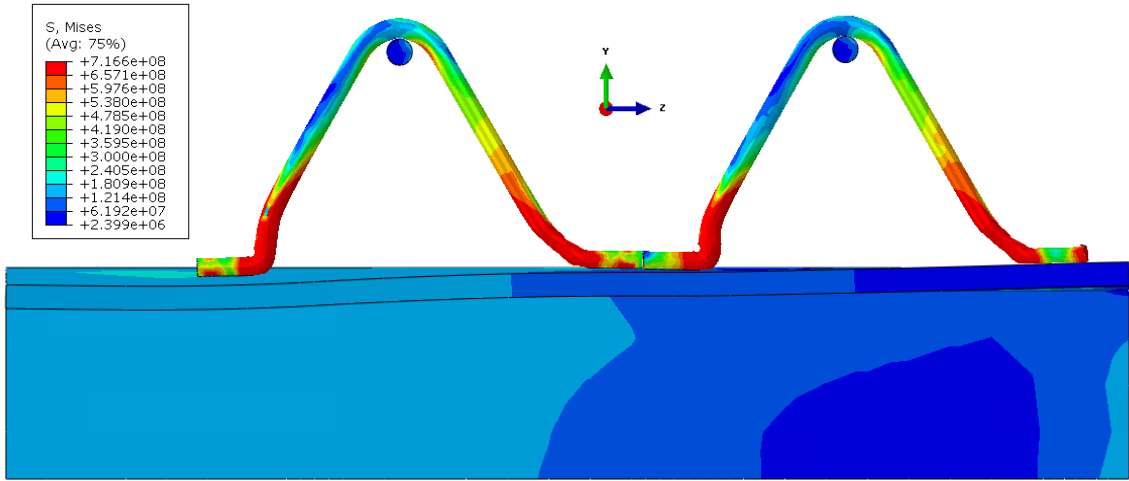
Tabela 7.2- Capacidade resistente dos CT para as diferentes alturas.

Conector	P_{ult} (kN)	$P_{ult_{CT-12,5-H130}}/P_{ult}$
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

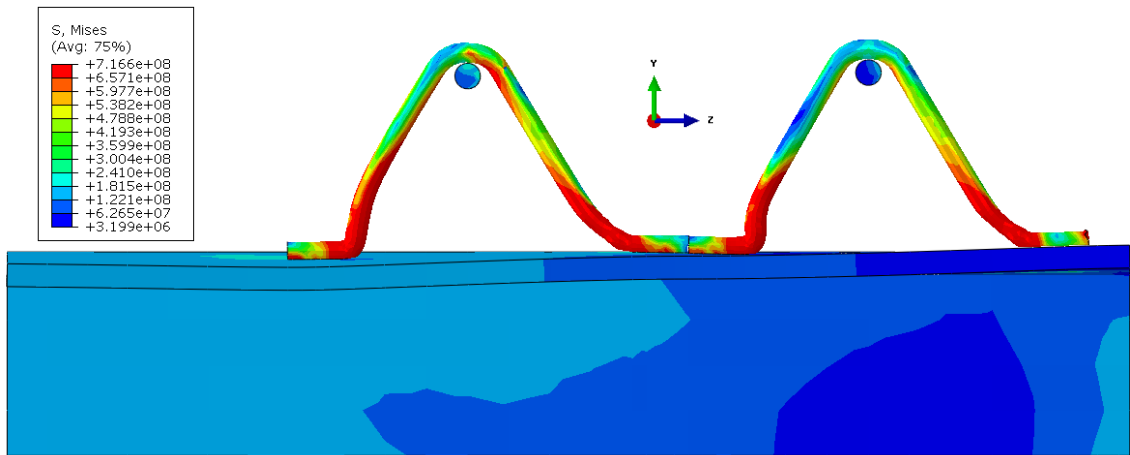
P_{ult} : Capacidade resistente ou carga última

A Figura 7.2 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 7.2 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.

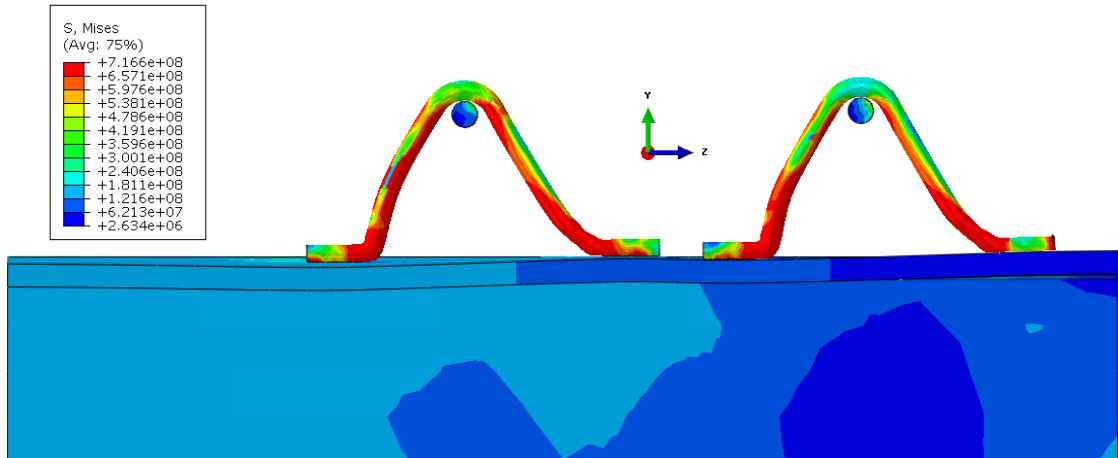
Com a observação da distribuição de tensões, deformada dos conectores e valores de dano na laje no momento de carga última do modelo foi verificado que o modo de ruptura discutido na validação do modelo numérico prevaleceu sobre os modelos simulados para análise da variação da altura. Ou seja, a concentração de tensões e altos valores de dano no concreto ocorrem nas regiões próximas aos conectores, e os maiores valores de tensão e escoamento dos conectores ocorreram em sua base. A Figura 7.3 mostra a distribuição de tensões e deformada dos conectores no instante de carga última dos modelos.



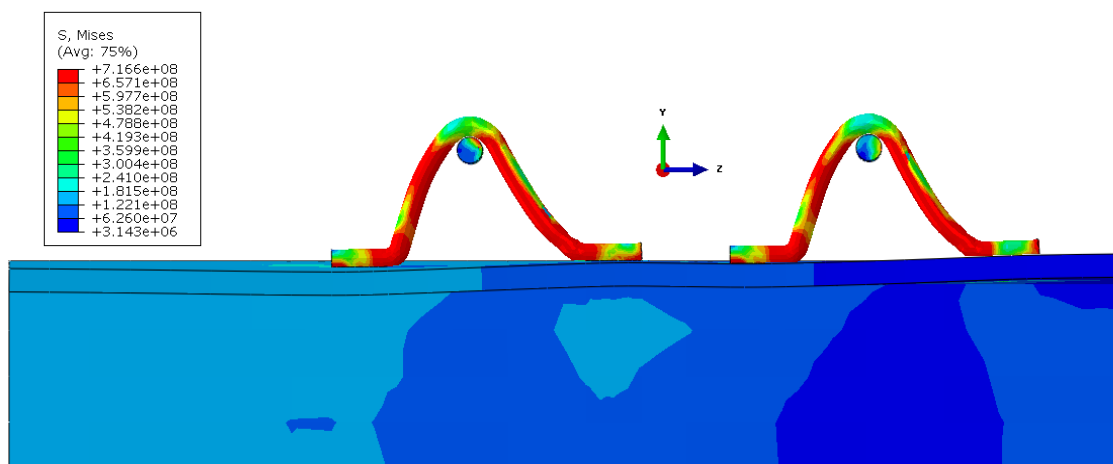
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 7.3- Distribuição de tensões de (Pa) e deformada dos conectores no momento de carga última dos modelos (Deslizamento de 13 mm): (a) CT-12,5-H150; (b) CT-12,5-H130, (c) CT-12,5-H110; (d) CT-12,5-H90.

O escoamento na base das hastes do conector e esmagamento do concreto nas regiões próximo a base do conector indicam que o ponto crítico da conexão dos modelos *push-out* com CT são na base dos conectores. Este fato explica a pequena alteração na capacidade resistente dos CT com a variação de sua altura, já que independente da altura do conector a ruptura ocorrerá em sua base.

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 baixa altura (mínimo 120 mm, para conectores com 90 mm de altura), ou seja, em estruturas de pequeno porte. Com isso, selecionou-se o conector CT-12,5-H90 para continuidade do estudo paramétrico.

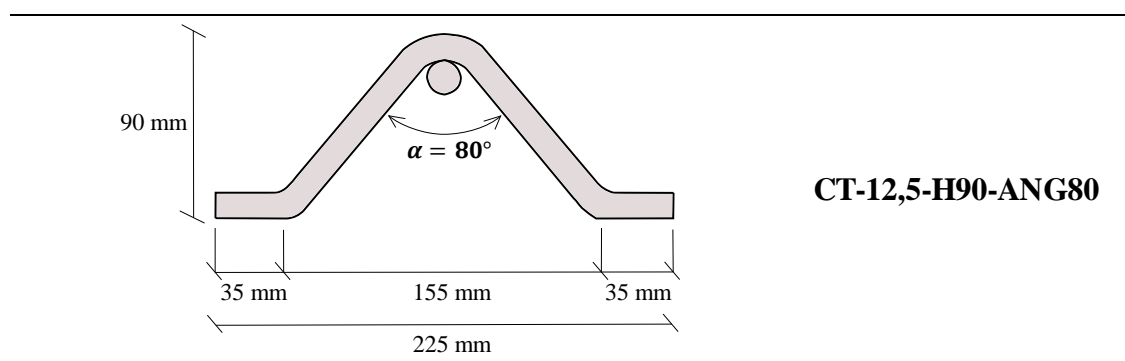
7.1.2 Variação do ângulo de abertura entre hastes (α)

A influência do ângulo de abertura entre hastes foi avaliada a partir da simulação numérica de ensaios *push-out* com o modelo de elementos finitos proposto neste estudo. Verificou-se a capacidade resistente de conectores CT-12,5-H90 com α assumindo os seguintes valores: 40°, 50°, 60°, 70° e 80°. Os CT ensaiados por Barbosa (2016) e o CT-12,5-H90 apresentam $\alpha = 60^\circ$. 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 , o l_t dos conectores foi alterado, no entanto, a altura (h) foi mantida constante. A Tabela 7.3 ilustra os CT com

diferentes ângulos de abertura entre hastes analisados numericamente e suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 7.3- Geometria dos conectores com a variação do ângulo de abertura entre hastes.

Conector treliçado (CT)	Nomenclatura
	CT-12,5-H90-ANG40
	CT-12,5-H90-ANG50
	CT-12,5-H90-ANG60
	CT-12,5-H90-ANG70



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 5.2 e 5.3. A Figura 7.4 e Tabela 7.4 apresentam os resultados de capacidade resistente dos conectores com os diferentes valores de α .

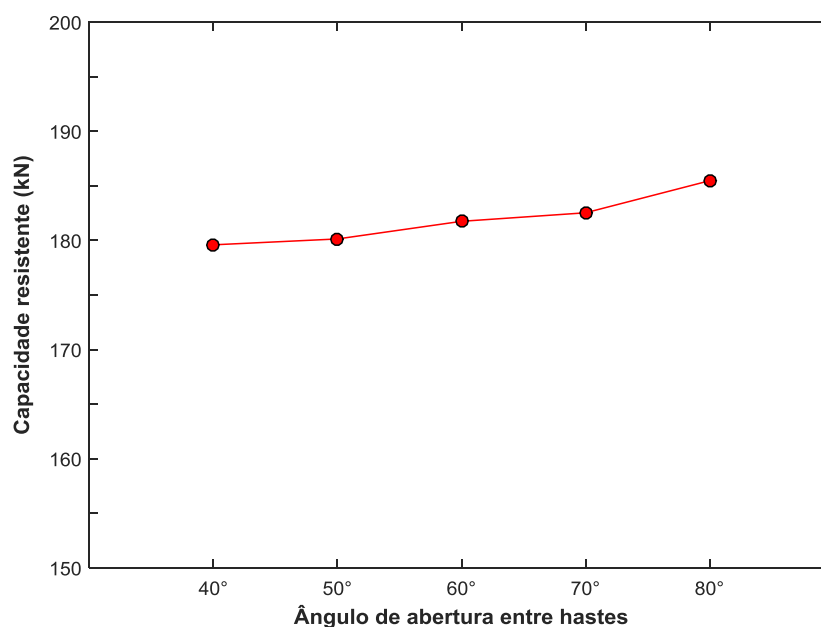


Figura 7.4- Relação ângulo de abertura entre hastes do CT *versus* capacidade resistente.

Tabela 7.4- Capacidade resistente dos CT para os diferentes ângulo de abertura entre hastes.

Conector	$P_{últ}$ (kN)	$P_{últ_{CT-12,5-H90-ANG60}} / P_{últ}$
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

$P_{últ}$: Capacidade resistente ou carga última

A Figura 7.4 ilustra a relação entre α e a capacidade resistente do conector. Nota-se que quanto maior a abertura entre hastes do conector maior a sua capacidade resistente. Na Tabela

7.4 observam-se os valores de carga última dos CT-12,5-H90 para cada ângulo α 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.

O ângulo α estabelece a abertura entre hastes do conector e conseqüentemente a inclinação (β) das hastes em relação a um eixo horizontal imaginário, como visualizado na Figura 7.5.

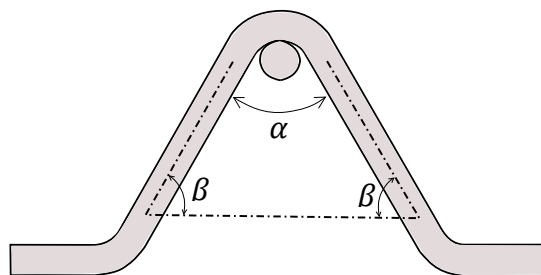


Figura 7.5- Representação do ângulo de inclinação das hastes do CT (β).

Como o conector treçado possui geometria triangular isósceles, o ângulo de inclinação das hastes pode ser obtidas em função do α , conforme Equação (7.1). Nota-se que quanto maior o ângulo α menor será a inclinação das hastes do conector.

$$\beta = 90 - 0,5\alpha \quad (7.1)$$

Durante o ensaio *push-out*, a laje de concreto exerce sobre o conector forças de reações (R_c) que tentem a equilibrar o carregamento P aplicado no perfil de aço. As forças R_c podem ser decompostas em componentes na direção das hastes do conector (R_{ch}) e outras perpendiculares às hastes (R_{cp}). As componentes R_{ch} provocam esforços axiais nas hastes do conector, enquanto a componentes R_{cp} efetuam flexão e esforço cortante. A Figura 7.6 ilustra detalhadamente as componentes das forças de reação da laje de concreto sobre o CT.

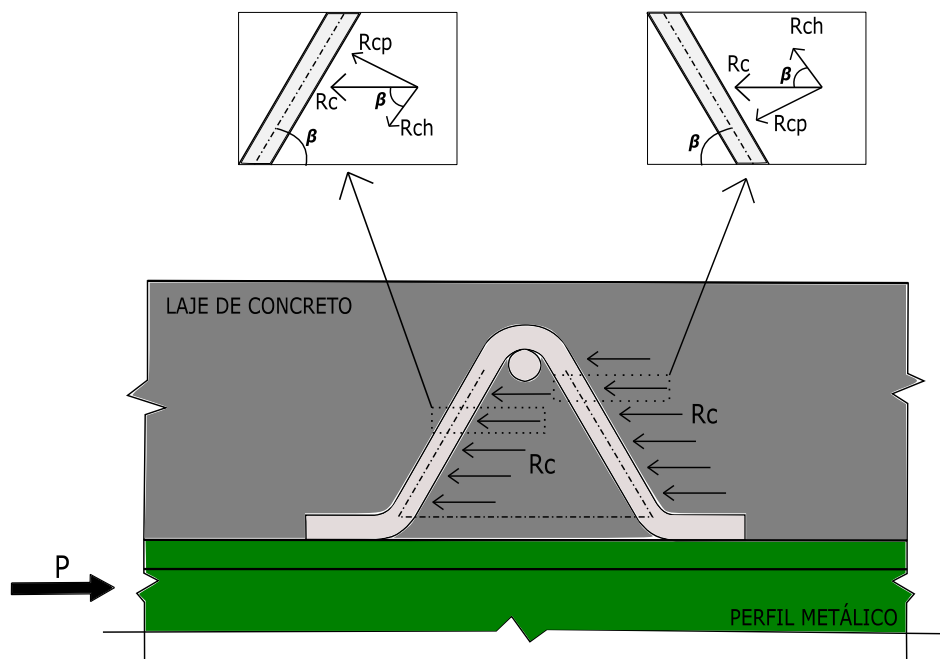


Figura 7.6- Reações da laje de concreto no CT.

A configuração geométrica do CT permite que os esforços axiais sejam preponderantes em relação ao esforço cortante e flexão, diferentemente do *stud bolt* onde a flexão e esforço cortante são dominantes. Esse é o principal motivo da superioridade da capacidade resistente dos CT sobre os *stud bolts*. Baixos valores de β provocam maiores R_{ch} , concedendo assim condições em que a principal característica do CT é aproveitada.

Diante do exposto, pode-se inferir que quanto maior o ângulo de abertura entre hastes dos conectores treliçados, maior será a componente da reação da laje de concreto na direção da haste do conector, justificando assim os resultados obtidos nesta análise.

7.2 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 7.5. Os modelos eram constituídos por CT com diâmetro de 8,0, 10,0 e 12,5 mm e concreto com resistência de 25, 30 e 35 MPa.

Tabela 7.5- 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			25
MCT-8,0-RC30	CT-8,0-H90-ANG80	8,0	30
MCT-8,0-RC35			35
MCT-10,0-RC25			25
MCT-10,0-RC30	CT-10,0-H90-ANG80	10,0	30
MCT-10,0-RC35			35
MCT-12,5-RC25			25
MCT-12,5-RC30	CT-12,5-H90-ANG80	12,5	30
MCT-12,5-RC35			35

As propriedades do aço CA-50 que constituem os CT e reforço da laje foram tomadas segundo a ABNT NBR 6118:2014, como visto na Tabela 7.6. A Tabela 7.6 apresenta também as propriedades do aço aplicado no perfil de aço. As propriedades do concreto estão demonstradas na Tabela 7.7. O E_0 e f_{tm} foram obtidas pelas Equações (3.9) e (3.16), respectivamente.

Tabela 7.6- 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 7.7- 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 7.8. A Figura 7.7 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 7.8- Resultados de capacidade resistente dos CT obtidas pela simulações numéricas.

Conector	Diâmetro (mm)	Resistência do concreto (MPa)	<i>P_{últ}</i> (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_{últ} : Carga última ou capacidade resistente.

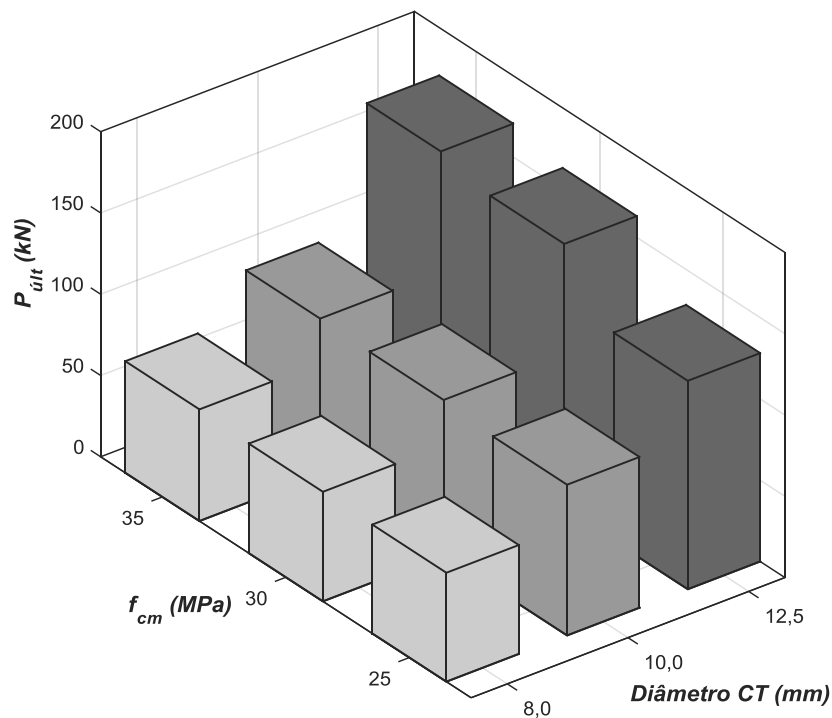


Figura 7.7- Ilustração dos resultados de capacidade resistente obtidas para os CT analisados.

Os resultados expostos na Tabela 7.8 e Figura 7.7 constataam 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 consequentemente tem maior contribuição na resistência da conexão dos modelos com CT de diâmetro igual a 12,5 mm.

8. PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA RESISTÊNCIA DO CT

Em 1971, Ollgaard, Slutter e Fisher (1971) propõem a Equação (8.1) para cálculo da resistência do conector de cisalhamento *stud bolt* quando aplicado à conexão de estruturas mistas aço-concreto com laje maciça. Esta equação foi muito difundida, sendo adotada nas formulações da AASHTO LRFD:2004 e ABNT NBR 8800:2008.

$$Q_{st} = 0,5A_{st}\sqrt{f'_c E_c} \quad (8.1)$$

Onde:

Q_{st} : resistência do *stud bolt*;

A_{st} : área da seção transversal;

f'_c : resistência à compressão do concreto;

E_c : Módulo de elasticidade do concreto.

Para alcance da Equação (8.1), Ollgaard, Slutter e Fisher (1971) realizaram 48 ensaios *push-out* com conectores *stud bolt*. Os modelos ensaiados diferiam pela área da seção transversal do *stud bolt* e propriedades do concreto. Com os valores de carga última por conector, foi efetuada uma análise de regressão múltipla por ajuste dos mínimos quadrados. Um modelo de potência foi adotado (Equação (8.2)), onde f'_c e E_c foram assumidas como variáveis independentes e a relação Q_{st}/A_{st} como variável dependente. De maneira a obter equações lineares para a análise de regressão, o modelo foi linearizado pelo uso da transformação logarítmica.

$$\frac{Q_{st}}{A_{st}} = a \cdot (f'_c)^b \cdot (E_c)^c \quad (8.2)$$

A regressão resultou nos seguintes valores para as constantes adotadas (Tabela 8.1):

Tabela 8.1- Valores das constantes resultantes da regressão.

a	b	c
1,106	0,3	0,44

Com o intuito de tornar a aplicação da equação mais conveniente, os valores dos expoentes b e c foram arredondados para 0,5. Linearizando os dados dessa maneira, a regressão apontou

um coeficiente a também igual a 0,5, resultando assim a Equação (8.1). Para mais detalhes desse procedimento ver Ollgaard, Slutter e Fisher (1971).

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 8.2 apresenta os dados aplicados na regressão, provenientes das simulações numéricas realizadas na segunda fase do estudo paramétrico. Um modelo potencial foi adotado, conforme Equação (8.3). Neste modelo, Q_{CT} é a variável dependente e A_{CT} , f_{cm} e E_0 são as variáveis independentes.

$$Q_{CT} = a \cdot (A_{CT})^b \cdot (f_{cm})^c (E_0)^d \quad (8.3)$$

Onde:

Q_{CT} : resistência do CT;

A_{CT} : soma das áreas da seção transversal das duas hastes do CT;

f_{cm} : resistência à compressão do concreto;

E_0 : Módulo de elasticidade secante do concreto.

Tabela 8.2- 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 (3.9).

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 (8.4)) foi o que apresentou melhor correlação ($R^2 = 0,963$):

$$Q_{CT} = 3,873 \cdot (A_{CT})^{0,978} \cdot (f_{cm})^{0,412} (E_0)^{0,342} \quad (8.4)$$

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, 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 (8.5)):

$$Q_{CT} = 0,695A_{CT}\sqrt{f_{cm}E_0} \quad (8.5)$$

A Equação (8.5) 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 (8.5)) 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.

As Figuras 8.1, 8.2 e 8.3 relacionam os resultados de resistência do CT provenientes da simulação numérica e da equação proposta, para concretos com f_{cm} de 25, 30 e 35 MPa, respectivamente. Observa-se que a Equação (8.5) apresenta conformidade com os resultados numéricos.

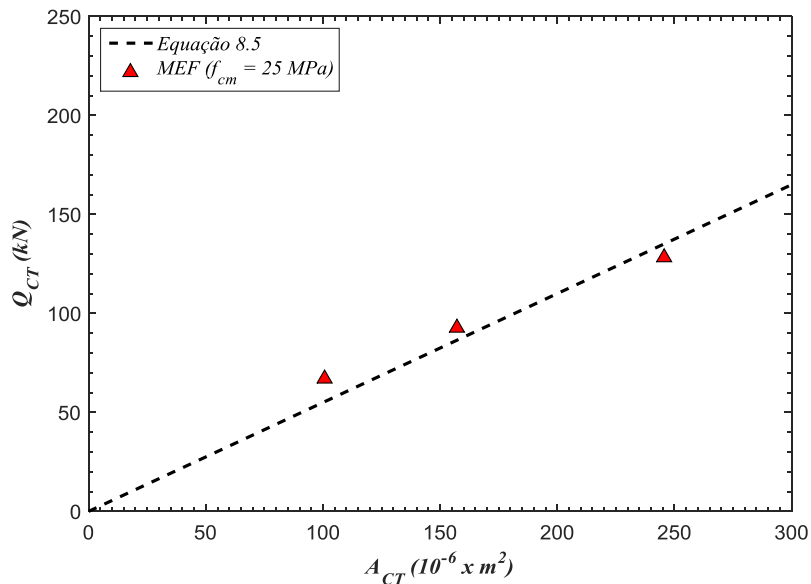


Figura 8.1- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 25MPa$.

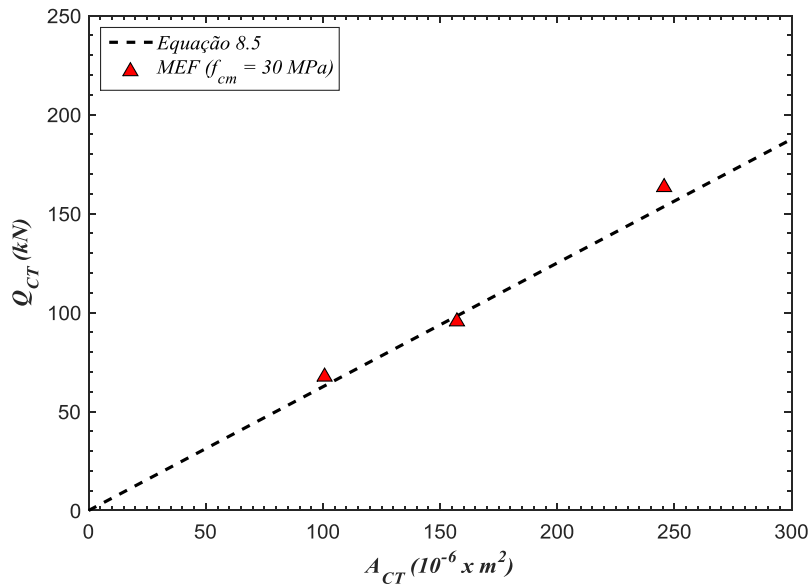


Figura 8.2- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 30MPa$.

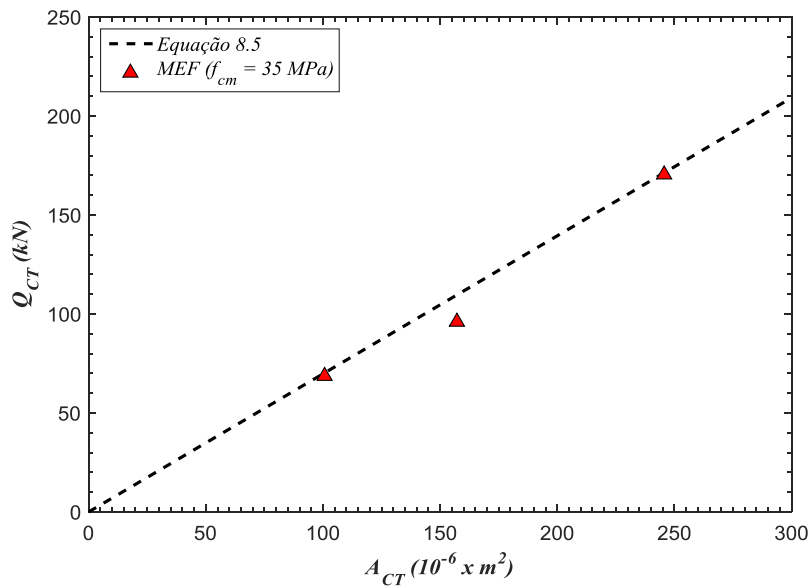


Figura 8.3- Ajuste da regressão para $f_{cm} = 35MPa$.

Na Tabela 8.3 são apresentados os valores de resistência do CT calculados com a Equação (8.5) e resultantes das simulações numéricas. O valor médio de $Q_{MEF}/Q_{Eq.(8.5)}$ foi de 1,022, com coeficiente de variação de 0,093. O erro dos valores de resistência da Equação (8.5) 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).

Tabela 8.3- Comparação dos valores calculados com a Equação (8.5) e com os resultados da simulação numérica.

Conector	f_{cm} (MPa)	Q_{AEF} (kN)	$Q_{Eq.(8.5)}$ (kN)	$\frac{Q_{MEF}}{Q_{Eq.(8.5)}}$	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	

9. CONCLUSÕES

Neste estudo um modelo numérico não-linear tridimensional de elementos finitos foi desenvolvido com o intuito de avaliar a resistência do CT em vigas mistas aço-concreto com laje maciça. O modelo considera a não-linearidade do concreto e aço do CT, perfil de aço e reforço da laje. O CDPM foi capaz de simular o complicado comportamento do concreto no modelo *push-out*. Na análise dos modelos, o método dinâmico explícito foi bastante eficaz, simulando a complexa não-linearidade imposta pelas interações de contato existentes entre os componentes do modelo. Tanto as curvas carga-deslizamento obtidas quanto os modos de rupturas observados numericamente foram condizentes com resultados experimentais.

A primeira fase do estudo paramétrico teve como objetivo analisar a influência da altura e ângulo de abertura entre hastes na capacidade resistência do CT. Com respeito à variação da altura, 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, já que o ponto crítico dos modelos *push-out* com CT situam-se na base do conector e em regiões próximas. O CT-12,5-H130 apresentou capacidade resistente apenas 4,3% superior ao CT-12,5-H90 e 2,7% inferior ao CT-12,5-H150. Como a resistência do CT é pouco influenciada com variação da altura, tem-se que o mesmo apresenta grande potencial para aplicação em vigas mistas com lajes de pequena altura, ou seja, estruturas de 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. Pode-se concluir também que a ação de aumentar o ângulo de abertura entre hastes do CT, induz a ampliação das componentes de reação da laje na direção das hastes do conector, conseqüentemente, reduzindo as componentes perpendiculares. Esta ação leva o CT a trabalhar preponderantemente sobre esforços axiais, o que implica no aumento da sua capacidade resistente.

Contudo, em termos construtivos e de resistência, a primeira fase do estudo paramétrico indicou que o CT com geometria ótima possui altura de 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80°.

Na segunda fase do estudo paramétrico um total de 9 modelos *push-out* foram simulados, diferindo pelo diâmetro do CT e resistência do concreto. Os modelos eram constituídos por CT 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, 67,00 kN. De modo geral, o aumento do diâmetro do conector e resistência do concreto que constitui a laje eleva a resistência da conexão com CT.

Neste trabalho foi proposta uma equação para cálculo da resistência do CT (Equação (8.5)), a partir de uma regressão não-linear do resultados do estudo paramétrico. A equação proposta apresentou boa concordância com os resultados numéricos.

O CT foi desenvolvido com o intuito de oferecer uma alternativa viável à utilização do *stud bolt*, por ser fabricado com material de baixo custo (CA-50) e facilmente encontrado no mercado da construção civil, além do mais, não exige equipamentos específicos no processo de conexão ao perfil de aço (solda). Além das vantagens econômicas e construtivas do CT em relação ao *stud bolt*, o CT apresenta maior relação carga última/seção transversal. Com o modelo numérico não-linear tridimensional de elementos finitos constatou-se que o CT fabricado com aço de mesmas propriedades do *stud bolt*, apresenta relação carga última/seção transversal 47% superior. Esta análise demonstrou que o principal responsável pela superioridade da capacidade resistente do CT em relação ao *stud bolt* é a sua configuração geométrica, e não a diferença entre as propriedades dos materiais constituintes.

Por fim, acredita-se que o modelo numérico desenvolvido e os resultados desta pesquisa contribuíram para o melhor entendimento do comportamento do conector de cisalhamento treliçado, colaborando assim para sua aplicação e difusão nas estruturas mistas aço-concreto.

9.1 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS

Como sequência no estudo, desenvolvimento e aplicação do CT sugerem-se os seguintes pontos:

- Realização de ensaios *push-out* com CT com altura 90 mm e ângulo de abertura entre hastes de 80° para consolidação da equação para cálculo de resistência proposta neste trabalho;
- Desenvolver estudos que avaliem a resistência do CT com a variação simultânea dos parâmetros geométricos e resistência do concreto, fornecendo resultados que propiciam o aperfeiçoamento da Equação (8.5), a partir da inclusão dos parâmetros geométricos do CT;

- Aprimorar o modelo numérico desenvolvido, para que possibilite o estudo da ductilidade do CT. O carregamento deve ser realizado com controle de deslocamento, de modo que a análise seja viável computacionalmente;
- Avaliar o comportamento do CT em vigas mistas aço-concreto submetidas à flexão;
- Realizar estudos para verificar a influência do espaçamento do CT e taxa de armadura na capacidade resistente da conexão de vigas mistas aço-concreto.
- Estudar a aplicação do CT em vigas mistas aço-concreto em outros sistemas construtivos, como: pré-lajes de concreto pré-moldado, lajes com fôrma de aço incorporada, dentre outros.

REFERÊNCIAS

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

ABU AL-RUB, R. K.; KIM, S. M. Computational applications of a coupled plasticity-damage constitutive model for simulating plain concrete fracture. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 77, n. 10, p. 1577–1603, 2010.

ABU AL-RUB, R. K.; VOYIADJIS, G. Z. Gradient-enhanced Coupled Plasticity-anisotropic Damage Model for Concrete Fracture: Computational Aspects and Applications. **International Journal of Damage Mechanics**, v. 18, n. 2, p. 115–154, 2009.

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.

ALI SHARIATI; RAMLI SULONG, N. H.; MELDISUHA; SHARIATI, M. Various types of shear connectors in composite structures: A review. **International Journal of the Physical Sciences**, v. 7, n. 22, p. 2876–2890, 2012.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2004). AASHTO LRFS. **Bridge construction specifications**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). ABNT NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**.

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.

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.

BONILLA, J.; BEZERRA, L. M.; LARRÚA, R.; RECAREY, 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.

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 - 006/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192p.

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

CHIEN, E. Y. L.; RITCHIE, J. K. **Design and construction of composite floor systems**. Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Ontario, 1984.

CORNELLISSSEN, 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.

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.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 7, p. 682–694,

2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2004). 1994-1-1: **Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Parte 1-1: General rules and rules for buildings.**

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

GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High lecture: Composite frame construction. In: **NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE**. Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may. Proceedings. 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.

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.

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.

KOTINDA, T. I. (2006). **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplismente 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 Carlos, 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.

- 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.
- LAM, D.; EL-LOBODY, E. Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 1, p. 96–107, 2005.
- 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. n. 12, 1987.
- 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 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 em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 253p.
- 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.
- NORMA RAMAL DEL MINISTERIO DE LA CONSTRUCCIÓN DE CUBA. Código de buenas prácticas (2004). NR 080-2004. **Cálculo de entrepisos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidas a carga estática**.

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.

OLLER, S. (2014). **Nonlinear Dynamics of Structures**. 1ª Edição. Barcelona, Spain: International Center for Numerical Methods in Engineering, 2014.

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. (1980). **Finite elements plasticity: Theory and Practice**. 1ª Edition. Swansea, U.K.: Pineridge Press Limited, 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.

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.

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.

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.

SOUZA, P. T. D.; KATAOKA, M. N.; DEBS, A. L. H. C. EL. Experimental and numerical analysis of the push-out test on shear studs in hollow core slabs. **Engineering Structures**, v. 147, p. 398–409, 2017.

TITOUM, M.; MAZOZ, A.; BENANANE, A.; OUINAS, D. Experimental study and finite element modelling of push-out tests on a new shear connector of I-shape. **Advanced Steel**

Construction, v. 12, n. 4, p. 487–506, 2016.

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.

VERMEER, P. A.; BORST, R. DE. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. **Heron**, v. 29, n. 3, p. 1–64, 1984.

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

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**

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.