



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

Fernanda de Souza e Silva da Costa

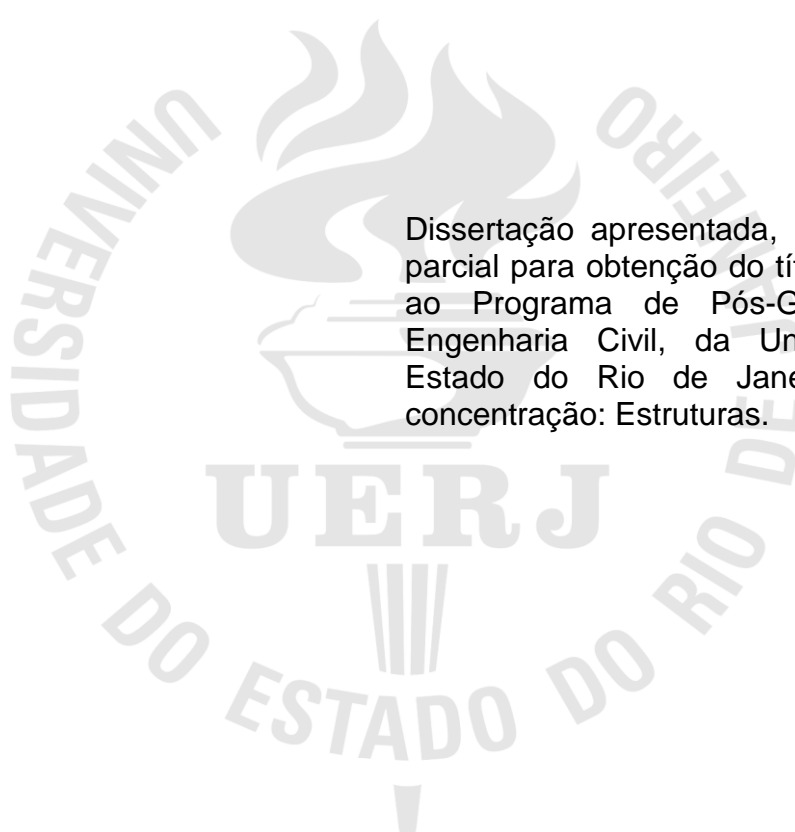
**Estudo numérico dos conectores *T-Perfobond* com mesa não  
soldada em vigas mistas de aço e concreto**

Rio de Janeiro

2023

Fernanda de Souza e Silva da Costa

**Estudo numérico dos conectores *T-Perfobond* com mesa não soldada em vigas mistas de aço e concreto**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. André Tenchini da Silva  
Profa. Dra. Monique Cordeiro Rodrigues

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C837 Costa, Fernanda de Souza e Silva da.  
Estudo numérico dos conectores T-Perfobond com mesa não soldada em vigas mistas de aço e concreto / Fernanda de Souza e Silva da Costa. – 2023.  
149 f.

Orientadores: André Tenchini da Silva, Monique Cordeiro Rodrigues.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Construção mista - Teses. 3. Vigas - Teses. 4. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 5. Análise numérica - Teses. I. Silva, André Tenchini da. II. Rodrigues, Monique Cordeiro. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.072.2

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Fernanda de Souza e Silva da Costa

**Estudo numérico dos conectores *T-Perfobond* com mesa não soldada em vigas mistas de aço e concreto**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. André Tenchini da Silva (Orientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Profa. Dra. Monique Cordeiro Rodrigues (Orientadora)

Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Profa. Dra. Fernanda Lins Gonçalves Pereira

Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Profa. Dra. Juliana da Cruz Vianna Pires

Universidade Federal do Espírito Santo – UFES

Rio de Janeiro

2023

## DEDICATÓRIA

À minha mãe, tia, prima e marido, por todo suporte e carinho.

## AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. André Tenchini da Silva, sou imensamente grato pela orientação fundamental no desenvolvimento deste trabalho. Sua dedicação, confiança em minha capacidade e, acima de tudo, o tratamento humano desde as primeiras aulas na graduação, foram de inestimável valor. Obrigado pela paciência ao longo dessa jornada acadêmica.

À Profa. Monique pelos conteúdos ensinados e pelas contribuições na dissertação do mestrado.

Aos demais professores que, de diferentes formas, contribuíram para a realização deste trabalho e para o meu crescimento profissional.

À Keila, pela valiosa ajuda na modelagem numérica.

Minha gratidão especial para minha mãe, Beth, minha tia, Rosangela, e minha prima Marcela, pelo apoio inestimável e contínuo incentivo ao desenvolvimento da minha carreira profissional. Sou imensamente grata por tê-las ao meu lado.

Ao meu marido, André Machado, pelo incentivo ao longo desta jornada acadêmica, pelo otimismo nos momentos mais desafiadores e pela paciência demonstrada em todas as situações.

À UERJ, e em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV), pelo suporte oferecido através de sua infraestrutura, permitindo o uso de suas instalações, programas e laboratórios.

À CAPES pela bolsa concedida, bem como pelo apoio financeiro que viabilizou a produção desta dissertação.

A todos aqueles que, embora não citados nominalmente, contribuíram direta ou indiretamente para a execução deste trabalho.

## RESUMO

COSTA, Fernanda de Souza e Silva da. *Estudo numérico dos conectores T-Perfobond com mesa não soldada em vigas mistas de aço e concreto*. 2023. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

A utilização de estruturas mistas de aço e concreto tem se tornado cada vez mais frequente na construção civil devido à eficiência e economia que oferecem. Essas estruturas permitem uma montagem rápida de seus elementos, aproveitando as propriedades mecânicas de cada material, com o aço atuando em tração e o concreto em compressão. A interação entre esses materiais é fundamental para o bom desempenho do sistema, e para isso, são empregados conectores de cisalhamento. Dentre os conectores estudados, destaca-se o *T-Perfobond*, que oferece excelente capacidade resistente, porém apresenta uma capacidade de deslizamento relativamente baixa. A partir do avanço das pesquisas nessa área, surgiram modelos com variações que incorporam alta capacidade de deslizamento, como o *T-Perfobond* com a mesa não soldada. Deste modo, este trabalho tem por objetivo estudar o comportamento do conector *T-Perfobond* com a mesa não soldada a partir do desenvolvimento de uma análise numérica em ensaios do tipo *push-out*, identificando a influência das seguintes variáveis: resistência do concreto, resistência do aço, espessura da mesa e da alma e da altura do conector. A fim de validar os modelos numéricos propostos, os resultados obtidos em termos de carga *versus* deslizamento e os modos de falha foram comparados com os dados experimentais já existentes. Através da análise paramétrica, concluiu-se que, na maioria dos casos, tanto o aumento da resistência do concreto quanto do aço resultou em um ganho na capacidade de carga, sendo mais significativa a variação do concreto. As exceções estão relacionadas ao modo de falha no aço ou no concreto, onde há um patamar limite relativo a esse ganho. O aumento da altura do conector e da espessura apresentaram um discreto aumento na capacidade de carga devido à robustez elevada do conector. Com relação à ductilidade, foi verificado que o aumento da resistência do concreto proporcionou maior ductilidade, ao passo que o aumento de resistência do aço diminuiu a capacidade de deslizamento devido a maior transferência de esforços para o concreto. Os modos de falha ocorreram na maioria dos casos pelo esmagamento do concreto da região frontal e no entorno do conector, bem como pela plastificação do conector. Em situações em que foram utilizados conectores com espessura ou altura elevadas, houve o aparecimento de fissuras de cisalhamento. Os resultados da análise paramétrica permitiram a comparação com formulações já existentes na literatura, revelando uma divergência em relação à capacidade de carga. Com isso, foi elaborado uma formulação analítica para o dimensionamento da resistência deste tipo de conector, considerando os diferentes modos de falha. Os resultados mostraram uma concordância satisfatória com os valores obtidos na modelagem numérica, estando dentro do intervalo estabelecido pela norma americana em termos de confiabilidade estrutural.

Palavra-chave: Conectores *T-Perfobond*; Mesa não soldada; Análise numérica; Estrutura mista de aço e concreto; Formulação analítica



## ABSTRACT

COSTA, Fernanda de Souza e Silva da. *Numerical Study of T-Perfobond Connectors with Non-Welded Plate in Composite Steel-Concrete Beams*. 2023. 149 f. Msc. Dissertation (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

The use of composite steel-concrete structures has become increasingly common in the construction industry due to the efficiency and cost-effectiveness they offer. These structures allow for rapid assembly of their components, capitalizing on the mechanical properties of each material, with steel acting in tension and concrete in compression. The interaction between these materials is essential for the system's performance, and to achieve this, shear connectors are employed. Among the studied connectors, the *T-Perfobond* stands out, offering excellent resistance but exhibiting relatively low sliding capacity. As research in this area has advanced, it has emerged models with variations that incorporate high sliding capacity, such as the *T-Perfobond* with non-welded flange. The purpose of this work is to investigate the behavior of the *T-Perfobond* connector with the unwelded flange through the development of a numerical analysis using *push-out* tests, identifying the influence of the following variables: concrete strength, flange thickness, web thickness, steel strength, and connector height. In order to validate the proposed numerical models, the results were compared with existing experimental data in terms of load *versus* sliding and failure modes. Through the parametric analysis, it was concluded that, in most of the cases, both the increase in concrete and steel strength resulted in increased connector resistance, with the variation in concrete strength being more significant. Exceptions are related to failure mode in steel or concrete, where there is a threshold level relative to this gain. The increase in connector height and thickness showed a slight improvement in load capacity due to the high robustness of the connector. In terms of ductility, it was observed that increasing concrete strength led to greater ductility, while increasing steel strength reduced sliding capacity due to the increased transfer of forces to the concrete. Failure modes occurred, in most cases, due to concrete crushing in the frontal region and around the connector, as well as yielding of the connector's web. In situations involving connectors with greater thickness or height, shear cracks emerged. The results of the parametric analysis allowed for comparison with formulations already existing in the literature, revealing a significant discrepancy in terms of load-bearing capacity. As a result, an analytical formulation was developed for calculating the load-bearing capacity of this type of connector, taking into account the various failure modes. The results demonstrated a satisfactory agreement with the values obtained from numerical modeling, falling within the range established by the American standard in terms of structural reliability.

Keyword: *T-Perfobond* connectors; Unconnected flange; Numerical analysis; Steel-Concrete composite structures; Analytical formulation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de conectores de cisalhamento (COSTA NEVES <i>et al.</i> , 2013)	23
Figura 2 – Exemplos de conectores de cisalhamento (VERÍSSIMO, 2007)	24
Figura 3 – Conectores ensaiados (PESSOA, 2015)	25
Figura 4 – Curva força <i>versus</i> deslizamento para os ensaios de <i>push-out</i> (EUROCODE 4, 2004)	28
Figura 5 – Classificação dos conectores (DAVID, 2007)	29
Figura 6 – Equilíbrio longitudinal de forças na viga mista (adaptado de OEHLERS <i>et al.</i> , 1997)	31
Figura 7 – Variação de deformação na viga para sistemas misto (QUEIROZ e PIMENTA, 2010)	31
Figura 8 – Vigas mistas fletidas (DAVID, 2007)	32
Figura 9 – Ensaio <i>push-out</i> (adaptado de EUROCODE 4, 2004)	35
Figura 10 – Mecanismo de colapso típico nos modelos <i>push-out</i> com <i>Perfobond</i> , quando a ruptura se dá pela laje de concreto (OGUEJIOFOR, 1994 <i>apud</i> VERÍSSIMO, 2007)	36
Figura 11 – Visão geral do modelo numérico desenvolvido no estudo de Tristão (2002)	38
Figura 12 – Modo de ruptura, (DAVID, 2007)	39
Figura 13 – Modo de ruptura do conector (MALEKI e BAGHERI, 2008)	41
Figura 14 – Modo de ruptura do concreto (MALEKI e BAGHERI, 2008)	41
Figura 15 – Dimensões dos conectores tipo <i>Perfobond</i> usados nos ensaios de Vianna (2009)	43
Figura 16 – Modo de ruptura (VIANNA, 2009)	44
Figura 17 – Modo de ruptura do <i>Perfobond</i> com armadura passante (VIANNA, 2009)	44
Figura 18 – Conectores <i>Perfobond</i> com furo circular e alongados (ZHENG <i>et al.</i> , 2016)	45
Figura 19 – Modelo de dupla simetria utilizada por Fortes (2018)	46
Figura 20 – Influência da resistência do concreto nos modelos de Fortes (2018)	47
Figura 21 – Influência da espessura do conector dos modelos de Fortes (2018)	47
Figura 22 – Posição do Conector T- <i>Perfobond</i> (VIANNA, 2009)	48

Figura 23 – Modo de ruptura dos conectores <i>T-Perfobond</i> realizados por Vianna (2009).....	49
Figura 24 – Modo de ruptura no concreto (VIANNA, 2009).....	51
Figura 25 – Modos de ruptura dos ensaios de Pessoa (2015).....	54
Figura 26 – Plastificação da mesa nos conectores (PESSOA, 2015).....	55
Figura 27 – Plastificação da alma dos conectores (PESSOA, 2015).....	55
Figura 28 – Plastificação da alma dos conectores C20/25 (PESSOA, 2015).....	56
Figura 29 – Esmagamento do concreto do conector TP C25/30 (PESSOA, 2015)...	56
Figura 30 – Conector <i>T-Perfobond</i> com variação de ângulo (ASSUNÇÃO, 2018)....	57
Figura 31 – Ruptura da laje de concreto no ensaio do TP45 (ASSUNÇÃO, 2018) ...	58
Figura 32 – Plastificação da mesa do conector TP45 (ASSUNÇÃO, 2018).....	58
Figura 33 – Efeito do <i>uplift</i> para os conectores <i>T-Perfobond</i> modificado (ASSUNÇÃO, 2018).....	59
Figura 34 – Efeito do <i>uplift</i> para os conectores <i>T-Perfobond</i> modificado (ASSUNÇÃO, 2018).....	59
Figura 35 – Configuração do <i>T-Perfobond</i> (adaptado de MA <i>et al.</i> , 2023).....	60
Figura 36 – Comparação da curva carga <i>versus</i> deslizamento do ensaio experimental e numérico (adaptado de MA <i>et al.</i> , 2023).....	61
Figura 37 – Comparação do modo de falha do ensaio experimental e numérico (MA <i>et al.</i> , 2023).....	61
Figura 38 – Esforços atuantes no ensaio <i>push-out</i> , (adaptado de MA <i>et al.</i> , 2023) ..	62
Figura 39 – Configuração dos ensaios realizados por ZHAN <i>et al.</i> (2023).....	63
Figura 40 – Modos de falha no concreto (ZHAN <i>et al.</i> , 2023).....	64
Figura 41 – Plastificação do banzo do conector (PESSOA, 2015).....	70
Figura 42 – Plastificação da alma do conector (PESSOA, 2015).....	71
Figura 43 – Característica geométrica dos conectores em milímetros (PESSOA, 2015).....	73
Figura 44 – Posição dos conectores no perfil metálico em milímetros (PESSOA, 2015).....	73
Figura 45 – Ensaio <i>Push-out</i> do conector <i>T-Perfobond</i> em milímetros (PESSOA, 2015).....	73
Figura 46 – Distinção dos conectores de cada ensaio (PESSOA, 2015).....	74
Figura 47 – Curva carga <i>versus</i> deslizamento do conector TP (PESSOA, 2015).....	75
Figura 48 – Curva carga <i>versus</i> deslizamento do conector TPU (PESSOA, 2015) ..	76

Figura 49 – Modelo do ensaio <i>push-out</i> com dupla simetria .....	77
Figura 50 – Estudo da influência da malha .....	78
Figura 51 – Discretização do modelo .....	79
Figura 52 – Modelo elastoplástico perfeito para o aço da viga e da armadura .....	80
Figura 53 – Modelo quadrilinear para o aço S275 (adaptado de YUN e GARDNER, 2017) .....	81
Figura 54 – Curva tensão <i>versus</i> deformação para o concreto sob compressão (ABAQUS, 2014) .....	83
Figura 55 – Curva tensão <i>versus</i> deformação para o concreto sob tração (ABAQUS, 2014) .....	84
Figura 56 – Modelo constitutivo à compressão (EUROCODE 2, 2004) .....	85
Figura 57 – Modelo constitutivo à compressão (adaptado de PAVLOVIC, 2013) .....	85
Figura 58 – Modelo constitutivo do concreto à tração (MODEL CODE, 2010) .....	88
Figura 59 – Modelos de dano no concreto (adaptado de GENIKOMSOU E POLAK, 2015) .....	89
Figura 60 – Restrição na base da laje .....	91
Figura 61 – Restrição para dupla simetria .....	92
Figura 62 – Solda dos conectores .....	92
Figura 63 – Aplicação do carregamento .....	93
Figura 64 – Histórico de energias da análise (adaptado de ABAQUS, 2014) .....	95
Figura 65 – Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – TP_2 (37 MPa) .....	96
Figura 66 – Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – TPU_1 (30,6MPa) .....	97
Figura 67 – Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – TPU_2 (37 MPa) .....	97
Figura 68 – Tensão de <i>von Mises</i> do TP_2 (37MPa) .....	98
Figura 69 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 15 mm do TP_2 (37MPa) .....	99
Figura 70 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TP_2 (37 MPa) - vista inferior .....	99
Figura 71 – Dano a tração ao final do ensaio do TP_2 (37 MPa) - vista inferior .....	99
Figura 72 – Deformada do TP_2 (37MPa) ao final do deslocamento de 15mm .....	100
Figura 73 – Tensão de <i>von Mises</i> para carga máxima do TPU_2 (37 MPa) .....	101
Figura 74 – Tensão de <i>von Mises</i> para deslocamento de 15mm do TPU_2 (37 MPa) .....	101

Figura 75 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 20mm do TPU_2 (37MPa).....	101
Figura 76 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TPU_2 (37 MPa), vista inferior .....	102
Figura 77 – Dano a tração ao final do ensaio do TPU_2 (37 MPa), vista.....	102
Figura 78 – Deformada do TPU_2 37MPa ao final do deslocamento de 20mm .....	102
Figura 79 – Tensão de <i>von Mises</i> para carga máxima do TPU_1 (30,6 MPa) .....	103
Figura 80 – Tensão de <i>von Mises</i> para deslocamento de 15 mm do TPU_1 (30,6 MPa).....	103
Figura 81 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 15 mm do TPU_1 (30,6 MPa).....	103
Figura 82 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TPU_1 (30,6 MPa), vista inferior .....	104
Figura 83 – Dano a tração ao final do ensaio do TPU_1 (30,6 MPa), vista inferior. ....	104
Figura 84 – Deformada do TPU_1 (30,6 MPa) ao final do ensaio.....	104
Figura 85 – Configuração do conector TP-2F-120-IN e viga metálica no ensaio <i>push-out</i> de Vianna (2009).....	105
Figura 86 – Configuração detalhada do ensaio <i>push-out</i> de Vianna (2009) .....	105
Figura 87 – Curvas força por conector versus deslizamento – TP-2F-120-IN.....	106
Figura 88 – Curva força <i>versus</i> deslizamento para os modelos com aço .....	110
Figura 89 – Influência do $f_{cm}$ na resistência do conector .....	110
Figura 90 – Modos de falha para carga máxima dos conectores .....	113
Figura 91 – Modos de falha para carga máxima dos conectores.....	114
Figura 92 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores .....	115
Figura 93 – Curva força <i>versus</i> deslizamento para os modelos com aço .....	116
Figura 94 – Influência da altura do conector na resistência .....	116
Figura 95 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores .....	118
Figura 96 – Curva força <i>versus</i> deslizamento para os modelos com diferentes espessuras .....	119
Figura 97 – Influência da espessura do conector (mm) .....	120
Figura 98 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores .....	122
Figura 99 – Modos de falha para carga máxima dos conectores.....	123
Figura 100 – Esmagamento no concreto .....	131
Figura 101 – Plastificação para carga máxima dos conectores do Grupo III.....	131

Figura 102 – Demonstração da área de cisalhamento.....	132
Figura 103 – Comparação dos resultados da equação do Pessoa (2015) com a formulação proposta.....	137

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados do ensaio <i>push-out</i> de Pessoa (2015).....	75
Tabela 2 – Influência da malha .....	78
Tabela 3 – Malha dos componentes do modelo.....	78
Tabela 4 – Sugestão de valores de excentricidade de acordo com a resistência do concreto (adaptado de PAPANIKOLAOU e KAPPOS, 2007).....	90
Tabela 5 – Resultados dos modelos de Pessoa (2015).....	95
Tabela 6 – Resultados do modelo de Vianna (2009) .....	106
Tabela 7 – Grupo I: Variação de $f_{cm}$ e $f_y$ .....	108
Tabela 8 – Grupo II: Variação da altura do conector.....	108
Tabela 9 – Grupo III: Variação da espessura.....	109
Tabela 10 – Resultados do Grupo I.....	111
Tabela 11 – Resultados do Grupo II.....	117
Tabela 12 – Resultados do Grupo III.....	121
Tabela 13 – Modos de falha dos modelos numéricos .....	124
Tabela 14 – Avaliação da equação proposta por Pessoa (2015).....	127
Tabela 15 – Avaliação da proposta de dimensionamento do conector T- <i>Perfobond</i> com apenas a alma soldada.....	134
Tabela 16 – Parâmetros utilizados para o cálculo do Índice de confiabilidade alvo ( $\beta_0$ ).....	139

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
CDPM	Modelo de dano e plasticidade do concreto
CEB	<i>Comité Européen du Béton</i>
EN	<i>European Standard Norma International</i>
EUROCODE	<i>European Committee for Standardization</i>
FIP	<i>Federation International de la Précontrainte</i>
GB	<i>Chinese Code for Design of Concrete Structures</i>
NBR	Norma Brasileira
MEF	Método dos Elementos Finitos



## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letra maiúscula

$A$	Área do furo do conector
$A_c$	Área da superfície de contato entre o conector e o concreto
$A_v$	Área de cisalhamento do conector
$A_{cc}$	Área de cisalhamento do concreto por conector
$A_s$	Área da armadura passante no furo do conector
$A_{sc}$	Área de concreto no furo do conector
$A_t$	Área da armadura transversal considerada abaixo do conector
$A_{f1}$	Área da superfície frontal do conector
$A_{f2}$	Área da superfície dianteira do conector ampliado em uma inclinação de 1:5
$A_{tr}$	Área total da armadura transversal
$C_1 \varepsilon_u$	Deformação do aço no início da região C1 do modelo quadrilinear do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_0$	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente do concreto
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_i$	Energia interna
$E_{KE}$	Energia cinética
$E_W$	Energia armazenada pela atuação das forças externas aplicadas
$E_{TOT}$	Soma de todas as componentes de energia
$E_{sh}$	Módulo de elasticidade do aço na região de <i>stress hardening</i>
$F_c$	Capacidade resistente da laje de concreto
$F_s$	Capacidade resistente do perfil metálico
$G_{ch}$	Energia de esmagamento do concreto
$G_f$	Energia de fratura do concreto
$K_c$	Relação entre a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão uniaxial
$L_c$	Comprimento de contato entre o concreto e a mesa do perfil
$L_{cs}$	Comprimento do conector

$M_{PL}$	Momento plástico
$P_{sh}$	Capacidade resistente ao cisalhamento dos conectores
$P_{Rd}$	Capacidade resistente ao cisalhamento dos conectores
$P_{Rk}$	Capacidade resistente ao cisalhamento característica dos conectores
$Q_{Rd}$	Capacidade resistente ao cisalhamento do conector tipo U
$Q_f$	Capacidade resistente ao cisalhamento por furo de conectores <i>Perfobonds</i>
$R$	Raio entre a mesa e a alma

### Letra minúscula

$b$	Espessura da laje de concreto
$b$	Metade da largura da mesa desconsiderando a espessura da alma
$b_f$	Largura da mesa do perfil de aço
$d$	Diâmetro do furo do conector <i>Perfobond</i>
$d_c$	Variável do dano do concreto à compressão
$d_s$	Diâmetro da armadura passante
$d_t$	Variável do dano do concreto à tensão
$f_{bc}$	Resistência do concreto no estado biaxial
$f_c$	Resistência do concreto à compressão
$f_c^*$	Resistência uniaxial do concreto à compressão do modelo constitutivo do GB 50010 (2002)
$f_{c0}$	Resistência do concreto no estado uniaxial
$f_{c1\varepsilon_u}$	Tensão do aço no início da região C1 do modelo quadrilinear do aço
$f_{cd}$	Resistência à compressão de projeto do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ck,cil.}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{cu}$	Resistência do concreto obtida em cubo
$f_{cu1}$	Resistência à compressão do concreto referente ao início da extensão sinusoidal do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)
$f_{cuE}$	Resistência à compressão do concreto no final da extensão sinusoidal do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)

$f_{cuF}$	Resistência à compressão do concreto no final da extensão linear do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)
$f_{ctm}$	Resistência média à tração direta do concreto
$f_{st}$	Resistência do aço da armadura passante
$f_t^*$	Resistência uniaxial do concreto à tração do modelo constitutivo do GB 50010 (2002)
$f_{t0}$	Tensão de tração correspondente ao início da fissuração
$f_{ctm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_u$	Resistência à ruptura especificada para o material do conector
$f_{ut}$	Resistência à ruptura do conector obtida no ensaio experimental
$f_y$	Resistência de escoamento do aço
$k_c$	Razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador
$h$	Altura do conector <i>Perfobond</i>
$h_l$	Altura da laje de concreto
$h_{sc}$	Altura do conector <i>Perfobond</i>
$q_u$	Capacidade resistente do conector
$q_k$	Capacidade resistente característica do conector
$n$	Número de furos do conector <i>Perfobond</i>
$t$	Espessura do conector <i>Perfobond</i>
$t_{fcs}$	Espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma
$t_f$	Espessura da mesa do conector T- <i>Perfobond</i>
$t_{sc}$	Espessura do conector <i>Perfobond</i>
$t_{wcs}$	Espessura da alma do conector
$w$	Abertura de fissura do concreto
$w_1$	Abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0.2 f_{ctm}$ do modelo constitutivo à tração do CEB-FIP ( <i>Model Code</i> , 2010)
$w_c$	Abertura de fissura para tensão residual $\sigma_{ct} = 0$ do modelo constitutivo à tração do CEB-FIP ( <i>Model Code</i> , 2010)

## Letras gregas

$\gamma_{cs}$	Coeficiente de ponderação da resistência do conector
$\delta_u$	Capacidade de deslizamento
$\delta_{uk}$	Capacidade de deslizamento característica
$\varepsilon$	Excentricidade
$\varepsilon_0$	Deformação de compressão do concreto correspondente à resistência máxima
$\varepsilon_c$	Deformação de compressão do concreto
$\varepsilon_c^{ch}$	Deformação de esmagamento do concreto
$\varepsilon_c^{\sim pl}$	Deformação plástica de compressão do concreto
$\varepsilon_{c1}$	Deformação de compressão do concreto relativa à resistência média do modelo proposto pelo Eurocode 2 (2004)
$\varepsilon_{ct}$	Deformação de tração do concreto
$\varepsilon_{cuD}$	Deformação de compressão do concreto no início da extensão sinusoidal do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)
$\varepsilon_{cuE}$	Deformação de compressão do concreto no final da extensão sinusoidal do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)
$\varepsilon_{cuF}$	Deformação de compressão do concreto no final da extensão linear do modelo constitutivo de compressão proposto por Pavlovic (2013)
$\varepsilon_{sh}$	Deformação do aço no início da região de <i>stress hardening</i>
$\varepsilon_t$	Deformação de tração do concreto
$\varepsilon_t^{ck}$	Deformação de fissuração do concreto
$\varepsilon_t^{\sim pl}$	Deformação plástica de tração do concreto
$\varepsilon_y$	Deformação do aço no patamar de escoamento, onde termina o regime linear elástico
$\mu$	Viscosidade
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\bar{\sigma}_c$	Tensão de compressão uniaxial efetiva do concreto
$\sigma_c$	Tensão de compressão uniaxial do concreto
$\sigma_{ct}$	Tensão de tração uniaxial do concreto
$\bar{\sigma}_t$	Tensão de tração uniaxial efetiva do concreto
$\sigma_t$	Tensão de tração uniaxial do concreto

$\tau_b$  Tensão de aderência entre o conector e a laje de concreto  
 $\psi$  Ângulo de dilatação

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>22</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>28</b>
<b>1.1 Classificação dos conectores</b> .....	<b>28</b>
<b>1.2 Grau de conexão e interação</b> .....	<b>30</b>
<b>1.3 Ensaio <i>Push-out</i></b> .....	<b>32</b>
<b>1.4 Estudos relevantes sobre conectores de cisalhamento</b> .....	<b>37</b>
1.4.1 Conectores em perfil U.....	37
1.4.2 Conectores <i>Perfobond</i> .....	41
1.4.3 Conectores <i>T-Perfobond</i> .....	48
<b>1.5 Formulações para o cálculo da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento</b> .....	<b>64</b>
1.5.1 Conectores <i>Perfobond</i> .....	65
1.5.2 Conectores <i>T-Perfobond</i> .....	69
<b>2 MODELAGEM NUMÉRICA DO T-PERFOBOND COM MESA NÃO SOLDADA</b> ..	<b>72</b>
<b>2.1 Ensaio experimental de Pessoa (2015)</b> .....	<b>72</b>
<b>2.2 Modelagem numérica</b> .....	<b>76</b>
2.2.1 Caracterização do modelo.....	76
2.2.2 Propriedades dos materiais.....	79
2.2.2.1 Modelo constitutivo do aço .....	80
2.2.2.2 Modelo constitutivo do concreto .....	82
2.2.3 Condições de contorno, restrições e carregamento .....	91
2.2.4 Análise não linear .....	93
2.2.5 Comparação da modelagem com os conectores de Pessoa (2015) .....	95
2.2.6 Modos de falha dos conectores de Pessoa (2015) .....	98
2.2.7 Calibração da modelagem do conector de Vianna (2009).....	104
<b>3 ANÁLISE PARAMÉTRICA</b> .....	<b>107</b>
<b>3.1 Descrição dos casos investigados</b> .....	<b>107</b>
<b>3.2 Análise dos resultados do Grupo I</b> .....	<b>110</b>
<b>3.3 Análise dos resultados do Grupo II</b> .....	<b>115</b>
<b>3.4 Análise dos resultados do Grupo III</b> .....	<b>119</b>
<b>3.5 Resumo dos resultados da análise numérica</b> .....	<b>124</b>

<b>4 PROPOSTA DO MODELO ANALÍTICO.....</b>	<b>126</b>
<b>4.1 Avaliação da proposta do Pessoa (2015).....</b>	<b>126</b>
<b>4.2 Proposta da formulação analítica.....</b>	<b>128</b>
<b>4.3 Análise de confiabilidade.....</b>	<b>137</b>
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>140</b>
<b>5.1 Introdução.....</b>	<b>140</b>
<b>5.2 Considerações finais.....</b>	<b>141</b>
<b>5.3 Sugestão para trabalhos futuros.....</b>	<b>142</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>144</b>

## INTRODUÇÃO

As vigas mistas consistem em um conjunto de elementos constituídos por perfis metálicos, que podem ser laminados, soldados ou formados a frio, e a laje, geralmente de concreto armado. Esse sistema vem sendo utilizado com maior frequência na engenharia, principalmente em pontes e edifícios, por apresentar maior velocidade na montagem de seus elementos estruturais, além de um melhor aproveitamento das propriedades físicas e mecânicas de cada material, onde o aço trabalha à tração e o concreto, à compressão. Dessa forma, as estruturas mistas possibilitam a redução na utilização de formas e escoramentos, além de proteções contra incêndio e corrosão do aço devido ao isolamento térmico proporcionado pelo concreto (QUEIROZ e PIMENTA, 2010).

Para que as estruturas mistas trabalhem de modo sólido e monolítico, é necessário que as forças longitudinais de cisalhamento sejam resistidas e transferidas na interface aço-concreto. Essa interação pode ser feita por aderência, atrito (formas de aço com cantos reentrantes) ou processos mecânicos (conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos). Não existindo qualquer ligação na interface, os dois elementos se deformam independentemente e cada superfície da interface estará submetida a diferentes deformações, ocasionando um deslizamento relativo entre elas.

Os conectores de cisalhamento são os mais empregados para garantir a interação entre o aço e o concreto, impedindo o deslizamento e separação dos materiais. Estes, podem ser classificados quanto à sua rigidez e ductilidade.

Os conectores rígidos, quando submetidos à solicitação, apresentam pequenas deformações e com isso, os deslocamentos relativos entre o aço e o concreto são ínfimos. Os conectores flexíveis, por sua vez, apresentam uma menor relação força *versus* deslizamento. Esses se deformam sob carga de serviço, permitindo que haja um deslizamento relativo mais significativo entre o aço e o concreto (VERÍSSIMO, 2007).

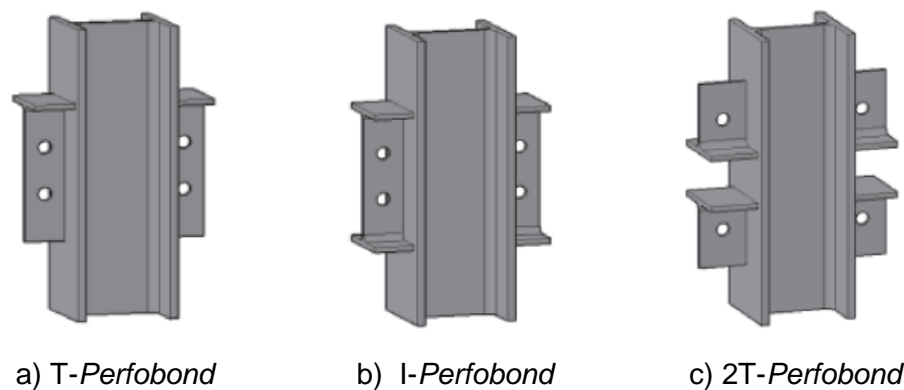
Quanto à ductilidade, o Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) determina que para um conector possa ser classificado como dúctil, sua capacidade de deslizamento mínima deve ser de 6 mm para o conector tipo *stud bolt*. Essa norma permite que o comportamento plástico ideal seja adotado apenas para os conectores dúcteis.



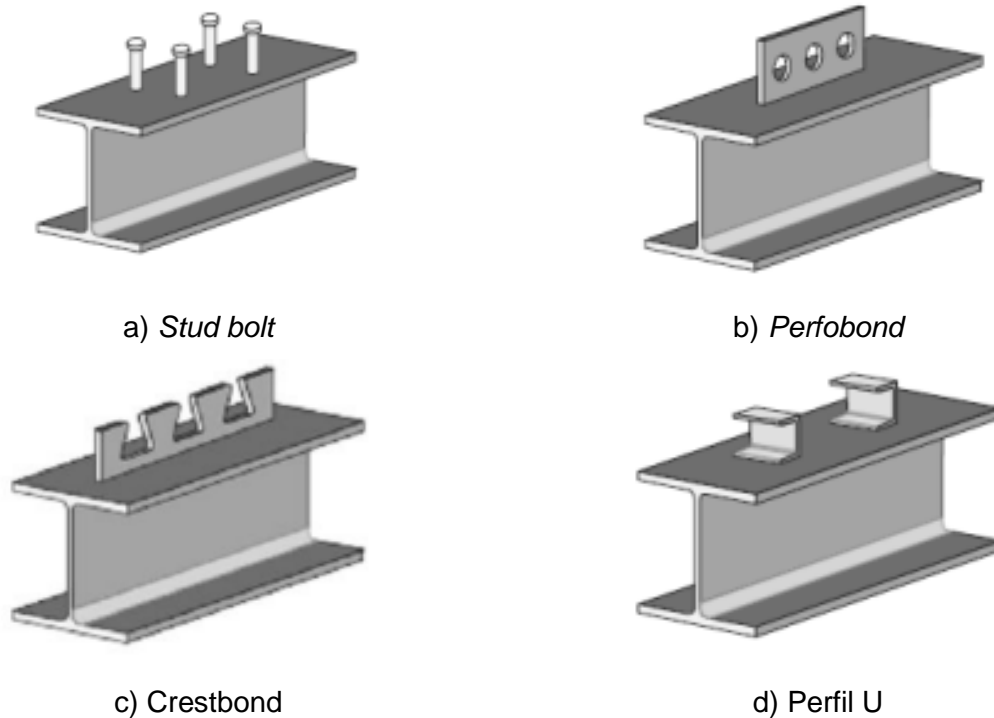
A determinação do comportamento dos conectores caracteriza-se pela relação entre a força de cisalhamento e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos. Essa relação pode ser encontrada por meio de ensaios experimentais tanto em escala real quanto em escala reduzida (*push-out*). Entretanto, devido aos dispendiosos investimentos que envolveria uma pesquisa em escala real, opta-se geralmente por ensaios *push-out* definidos no Eurocode 4, Parte 1.1 (2004). Com isso, é possível determinar a ductilidade e capacidade resistente dos conectores ao cisalhamento, além de identificar os modos de ruptura.

Existem diversos tipos de conectores de cisalhamento utilizados para garantir a transferência de esforços entre seus componentes. O *stud bolt* é o mais utilizado e o único normalizado pelo Eurocode 4, Parte 1.1 (2004). As vantagens desse conector são a fácil execução da solda e a resistência e rigidez ao cisalhamento em qualquer direção normal ao seu eixo (VELLASCO e ANDRADE, 2016). No entanto, por ser um conector flexível, o mesmo se deforma diante das cargas de serviços, possuindo baixa resistência à fadiga. Além disso, necessita de um gerador de grande potência para a realização da solda, o que o torna consideravelmente desvantajoso na montagem da viga mista em canteiros de obra.

Frente a isso, foram realizadas extensas pesquisas a respeito do comportamento estrutural de novos conectores de forma a suprir as limitações quanto aos aspectos econômicos e técnicos. Dentre eles, salientam-se os conectores tipo *Crestbond*, Perfil U laminado e *Perfobond* e suas variações (T, I e 2T-*Perfobond*), conforme ilustrados na Figura 1 e Figura 2.



**Figura 1 – Exemplos de conectores de cisalhamento (COSTA NEVES et al., 2013)**



**Figura 2 – Exemplos de conectores de cisalhamento (VERÍSSIMO, 2007)**

Os conectores *Perfobond* consistem em uma chapa plana de aço com furos circulares e tem se destacado por apresentarem maior rigidez e resistência à fadiga, comparado ao conector tipo pino. Diante dessas vantagens, esses conectores têm sido muito explorados, sendo analisados os impactos de suas variações geométricas.

Vianna (2009) iniciou um estudo do comportamento dos conectores *T-Perfobond*. Estes, além de serem produzidos a partir de um perfil laminado de seções I ou H, podem ser facilmente soldados, garantindo uma economia significativa de mão de obra e material.

O conector *T-Perfobond* deriva do conector *Perfobond* acrescentando a componente da mesa ao conector, sendo a mesa e a alma soldadas ao perfil metálico, Figura 3(a). A partir desses estudos, Vianna (2009) concluiu que esse tipo de conector apresenta maior resistência quando comparado com o *Perfobond*, para geometrias de chapas semelhantes na direção longitudinal, no entanto, apresenta menor capacidade de deformação, não satisfazendo o critério de ductilidade do Eurocode 4, Parte 1.1 (2004).

Por esse motivo, Pessoa (2015) desenvolveu um estudo sobre o conector *T-PerfobondUnconnected*, que apresentasse as mesmas características em termos de capacidade de carga que o conector *T-Perfobond*, melhorando a sua capacidade de

deslizamento para ser classificado como um conector dúctil. Esse modelo alternativo consiste em um conector *T-Perfobond* com as mesas não soldadas no perfil metálico, conforme Figura 3(b).

a) *T-Perfobond*b) *T-PerfobondUnconnected***Figura 3 – Conectores ensaiados (PESSOA, 2015)**

Neste trabalho, será conduzido um estudo do comportamento do conector *T-Perfobond* com a mesa não soldada, partir do desenvolvimento de uma análise numérica de ensaios do tipo *push-out*, com o intuito de identificar como as seguintes variáveis: resistência do concreto, resistência do aço, espessura da mesa e da alma, e altura do conector.

## Motivação

O comportamento de estruturas mistas está estritamente relacionado com o emprego correto dos conectores de cisalhamento. Apesar de existirem uma variedade desses dispositivos, apenas o *stud bolt* possui regras no que tange o seu dimensionamento no Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) e na ABNT NBR 8800 (2008).

O aumento significativo da utilização desse tipo de estrutura e da ausência de normalização foram propulsores para extensivas pesquisas nos últimos anos.

O conector *T-Perfobond* tem sido amplamente investigado em suas variações, seja por ensaios experimentais ou por análise numérica. O *T-Perfobond* com a mesa não soldada, em especial, apresentou uma excelente capacidade de deslizamento, entretanto, até o momento, poucas referências são encontradas. No trabalho realizado por Pessoa (2015), apenas um número reduzido de ensaios experimentais foi conduzido para avaliação.

Com isso, o presente trabalho tem por motivação estudar o comportamento desse conector, por meio de uma análise numérica, considerando a influência de parâmetros para caracterização do comportamento estrutural deste tipo de conector. O estudo numérico permite a redução do custo comparado a execução de ensaios experimentais, bem como o aumento de modelos que podem ser desenvolvidos, pela facilidade de sua execução via programa de elementos finitos.

## **Objetivos**

Este trabalho tem por objetivo realizar uma análise numérica em ensaios do tipo *push-out* dos conectores *T-Perfobond* com a mesa não soldada de forma a avaliar os parâmetros que colaboram para o aumento de desempenho dos mesmos.

As metas delineadas para este estudo, visando a obtenção dos objetivos propostos, são as seguintes:

- Desenvolver simulações numéricas e avaliar os resultados em relação aos ensaios experimentais realizados por Pessoa (2015). Comparar a curva força por conector *versus* deslizamento e os modos de falha entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais, com o intuito de validar a modelagem.
- Realizar um estudo paramétrico identificando o comportamento do conector diante as seguintes variáveis: resistência do concreto e do aço, espessura da mesa, alma e altura do conector.
- Através dos resultados dos modelos desenvolvidos, propor uma formulação analítica da capacidade de carga do conector, modificando a equação desenvolvida por Pessoa (2015).

## Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou uma breve descrição das estruturas mistas e dos conectores de cisalhamento, a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, bem como os objetivos almejados.

No primeiro capítulo são apresentadas algumas considerações sobre os conectores de cisalhamento e as prerrogativas do Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) sobre os ensaios *push-out*. Uma revisão bibliográfica é conduzida para destacar estudos relevantes de alguns conectores, com foco especial nos conectores *Perfobond* e *T-Perfobond*. Adicionalmente, são apresentadas as formulações de dimensionamento desses conectores, encontradas em normas e na literatura.

O capítulo dois apresenta os ensaios experimentais realizados por Pessoa (2015). Além disso, aborda o desenvolvimento da modelagem numérica do conector *T-Perfobond* e *T-Perfobond* com apenas a alma soldada. São detalhadas as premissas adotadas para a calibração do modelo e comparados os resultados obtidos com os ensaios experimentais. Além disso, foi conduzido uma simulação numérica do conector ensaiado por Vianna (2009) para validar a modelagem em cenários envolvendo concretos mais resistentes.

O capítulo três expõe um estudo paramétrico utilizando a modelagem numérica validada no capítulo anterior. O objetivo é analisar a capacidade de carga e os modos de falha dos conectores frente a variações de parâmetros importantes, como a influência da resistência do concreto e do aço, altura do conector e espessura da alma e mesa do conector.

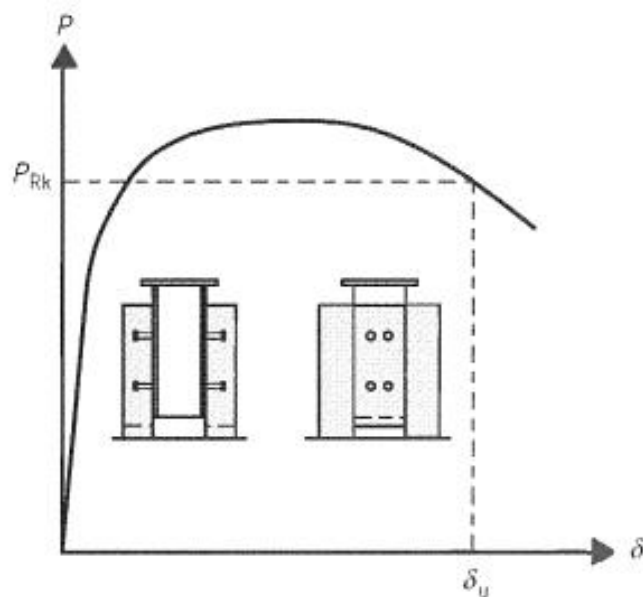
No capítulo quatro é realizada uma comparação dos resultados encontrados na análise paramétrica com a formulação do Pessoa (2015) e proposto uma equação de cálculo da capacidade resistente do conector *T-Perfobond* com a mesa não soldada.

O capítulo cinco apresenta as considerações finais e propostas para futuros trabalhos.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

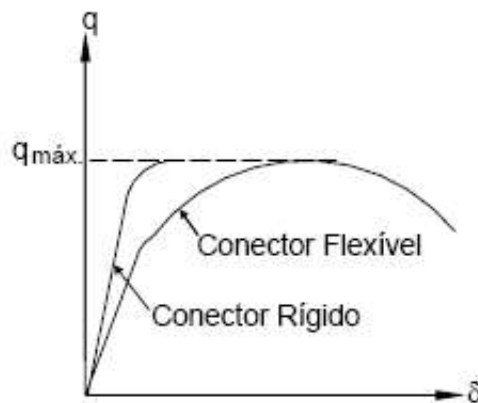
### 1.1 Classificação dos conectores

O dimensionamento dos conectores de cisalhamento é estabelecido a partir da relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato na interface aço-concreto que surge em resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de esforços entre laje de concreto e perfil de aço. Essa relação pode ser obtida por meio de ensaios em escala real ou por meio de ensaios de cisalhamento direto, como os ensaios *push-out*. A Figura 4 apresenta a curva força *versus* deslocamento na qual é possível estipular a resistência de cálculo dos conectores ensaiados bem como classificar seu comportamento quanto à ductilidade.



**Figura 4 – Curva força *versus* deslocamento para os ensaios de *push-out* (EUROCODE 4, 2004)**

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados em rígidos ou flexíveis, conforme Figura 5.



**Figura 5 – Classificação dos conectores (DAVID, 2007)**

Os conectores flexíveis apresentam menor rigidez, ou seja, uma menor relação força *versus* deslizamento. Após atingir a sua resistência última, o conector continua a se deformar sem romper, permitindo assim uma redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal para os conectores vizinhos, e, conseqüentemente, aumentando a resistência global da estrutura mista. Entretanto, esse tipo de conector mostra-se menos eficiente quando solicitado a esforços cíclicos, apresentando baixo desempenho à fadiga (VIANNA, 2009). O conector do tipo *stud bolt* é um exemplo de conector flexível, que se deforma sob cargas de serviços e possui baixa resistência à fadiga.

Os conectores rígidos, por outro lado, apresentam pequenas deformações, e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento relativo entre o aço e concreto. Por apresentar pouca capacidade de deformação, o seu modo de falha é normalmente caracterizado por ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento no concreto, o que se torna indesejável em termos de segurança estrutural (DUTRA *et al.*, 2014). Neste caso, registra-se uma eventual diminuição da rigidez da peça até a ruptura, que ocorre de forma brusca.

Os conectores flexíveis e rígidos podem ser considerados dúcteis. Esse parâmetro está relacionado com a capacidade de deslizamento após ter atingido sua resistência máxima. Segundo o Eurocode 4 (2004), um conector de cisalhamento é classificado como dúctil quando o valor característico da capacidade de deformação for igual ou superior a 6,0 mm para o *stud bolt*.

Um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo) para cargas de serviço e

ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último (VERÍSSIMO, 2007).

## 1.2 Grau de conexão e interação

Para que as estruturas mistas funcionem de modo sólido e monolítico, é necessário que as forças longitudinais de cisalhamento sejam resistidas e transferidas na interface aço-concreto. Essa interação pode ser feita por aderência química, atrito (formas de aço com cantos reentrantes) ou processos mecânicos (conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos). Quando submetidos a pequenos carregamentos, os esforços de cisalhamento são assegurados por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície metálica. Entretanto, com o aumento do carregamento são necessários outros dispositivos para garantir a transferência de esforços entre os materiais.

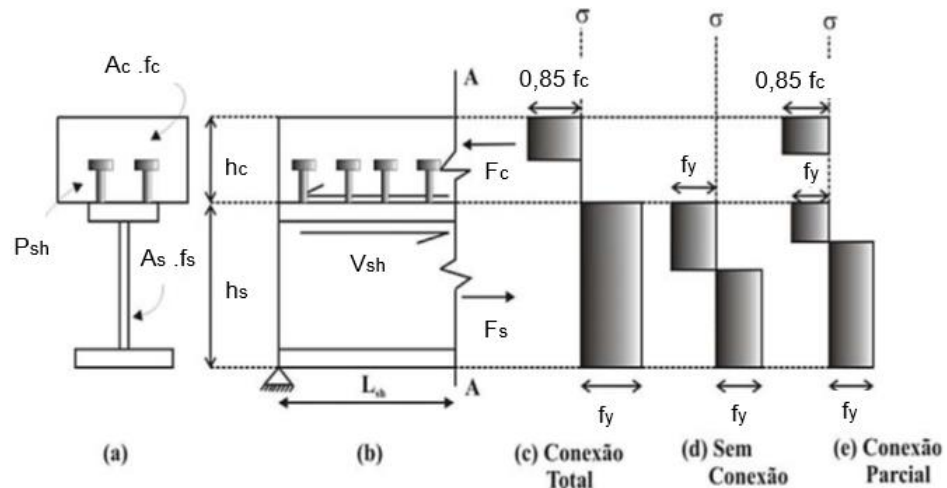
Os dispositivos mais utilizados são os conectores de cisalhamento, que por sua vez garantem a ligação entre os elementos de aço e concreto. Essa ligação é dimensionada em função do diagrama de esforços cortantes longitudinais por unidade de comprimento, conhecido como fluxo de cisalhamento longitudinal. A resultante do diagrama do fluxo de cisalhamento longitudinal é dada em função da máxima força cortante que se pode transmitir por meio da ligação. Vellasco e Andrade (2016) define dois conceitos que devem ser analisados para garantir o comportamento de uma viga mista: o grau de conexão e o grau de interação.

O grau de conexão está diretamente relacionado às resistências da viga de aço, da laje de concreto e da ligação aço-concreto, na forma de forças resultantes. A Figura 6 ilustra o equilíbrio de forças longitudinais numa seção de momento positivo de uma viga mista.

Caso a resistência dos conectores ( $P_{sh}$ ) seja maior que a do perfil ( $P_s$ ) e da laje ( $P_c$ ), diz-se que a viga mista possui conexão total e o esgotamento da capacidade resistente da viga mista será condicionado pelo aço do perfil metálico ou o concreto da laje. Nessa situação, qualquer aumento no número ou na resistência desses conectores não implicará em um aumento da resistência à flexão da viga mista.



Caso a resistência da laje de concreto ( $F_c$ ) ou do perfil metálico ( $F_s$ ) seja maior que dos conectores de cisalhamento ( $P_{sh}$ ), a ruptura será nos conectores, caracterizando uma conexão parcial. Essa situação ocorre quando a quantidade de conectores é inferior a quantidade mínima estabelecida para se ter conexão completa.



**Figura 6 – Equilíbrio longitudinal de forças na viga mista (adaptado de OEHLERS et al., 1997)**

O grau de interação diz respeito ao deslizamento relativo entre o perfil metálico e a laje de concreto. Este pode ser definido como interação nula, parcial ou total, conforme ilustrado na Figura 7.

A interação total ocorre quando a estrutura não apresenta deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto armado. Neste caso, assume-se que as seções planas permanecem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra.

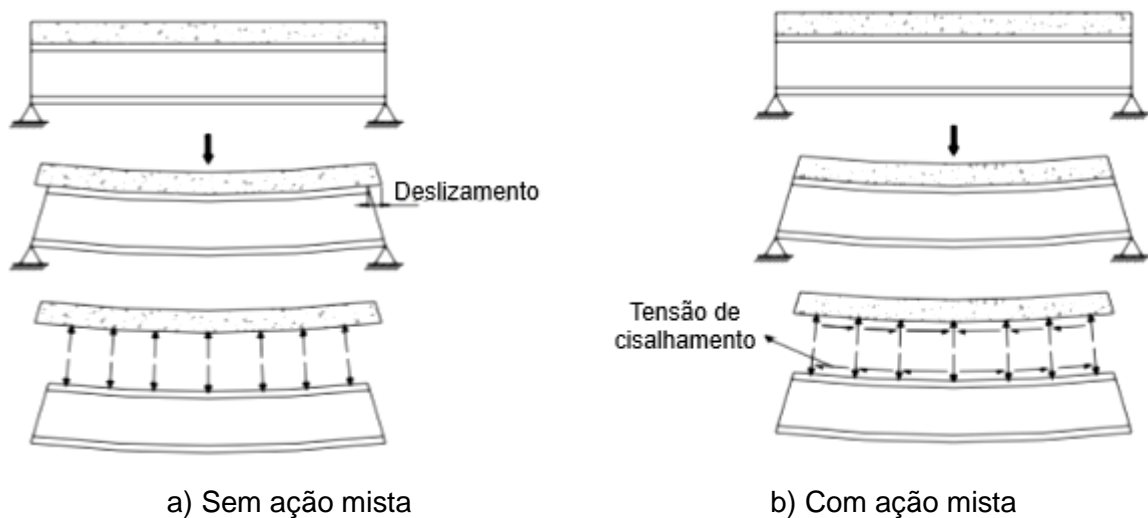


**Figura 7 – Variação de deformação na viga para sistemas misto (QUEIROZ e PIMENTA, 2010)**

Segundo Malite (1990), o deslocamento relativo aço-concreto sempre acontece na prática, e mesmo assim o termo interação total continua sendo utilizado nas normas, pois entende-se que, por apresentar um deslocamento muito pequeno, este pode ser desprezado nos cálculos.

Quando há deslizamento entre a laje de concreto e a viga metálica, ou seja, a conexão não é capaz de transmitir todo o fluxo de cisalhamento que ocorre na interface, a estrutura mista possui interação parcial. Neste caso, existem duas linhas neutras e sua posição dependerá do grau de interação entre os dois elementos.

A Figura 8(a) apresenta o comportamento das vigas mistas sob flexão com os dois materiais trabalhando de forma independente, graças ao deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço, além de ocasionar a separação vertical (*uplift*) entre as estruturas constituintes da viga mista. Já na Figura 8(b) as vigas apresentam interação total, trabalhando de forma conjunta, sem ocorrer deslizamento relativo na interface aço-concreto.



**Figura 8 – Vigas mistas fletidas (DAVID, 2007)**

### 1.3 Ensaio *Push-out*

Os ensaios experimentais apresentam elevada importância no estudo das estruturas mistas, e mais precisamente no estudo dos conectores de cisalhamento. O cenário ideal para a análise do comportamento dos conectores seria por meio de

ensaios experimentais em escala real (QURESHI e LAM, 2012). Porém, isto exigiria uma adequada infraestrutura, maior investimento financeiro e dispendioso gasto de tempo para sua execução. Dessa forma, os conectores de cisalhamento são geralmente estudados por ensaios em escala reduzida chamado de *push-out*.

Este ensaio consiste em um perfil de aço I, conectado a duas lajes de concreto armado, por meio dos conectores de cisalhamento. É, então, aplicada uma carga vertical no perfil metálico, que produz uma força de cisalhamento na interface entre o concreto e a mesa do perfil. O Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) estabelece uma especificação para os ensaios *push-out* com o objetivo de padronizar os procedimentos experimentais.

Inicialmente, aplicam-se incrementos de carga até atingir 40% da carga máxima esperada, e então são realizados 25 ciclos de carga/descarga entre as cargas correspondentes a 5% e 40% da carga de ruptura. Os incrementos de carga após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos. O deslizamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço deve ser monitorado em todo ensaio, sendo este medido pelo menos até que a carga aplicada decresça em 20% do valor máximo. Deve-se medir também, próximo aos conectores, a separação transversal entre a mesa e a laje.

É importante mencionar que na primeira fase, o carregamento deve ser feito com o controle de carga, enquanto que na segunda fase, deve-se optar por controle de deslocamento.

Ao analisar três modelos nominalmente idênticos, cujo desvio padrão entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não exceda 10%, a resistência de cálculo dos conectores ( $P_{rd}$ ) pode ser determinada pela Equação (1).

$$P_{rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \times \frac{P_{rk}}{\gamma_v} \quad (1)$$

onde,

$f_u$  é a resistência à ruptura especificada para o material do conector;

$f_{ut}$  é a resistência à ruptura do conector obtida no ensaio experimental;

$\gamma_v$  é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25;

$P_{rk}$  é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%.

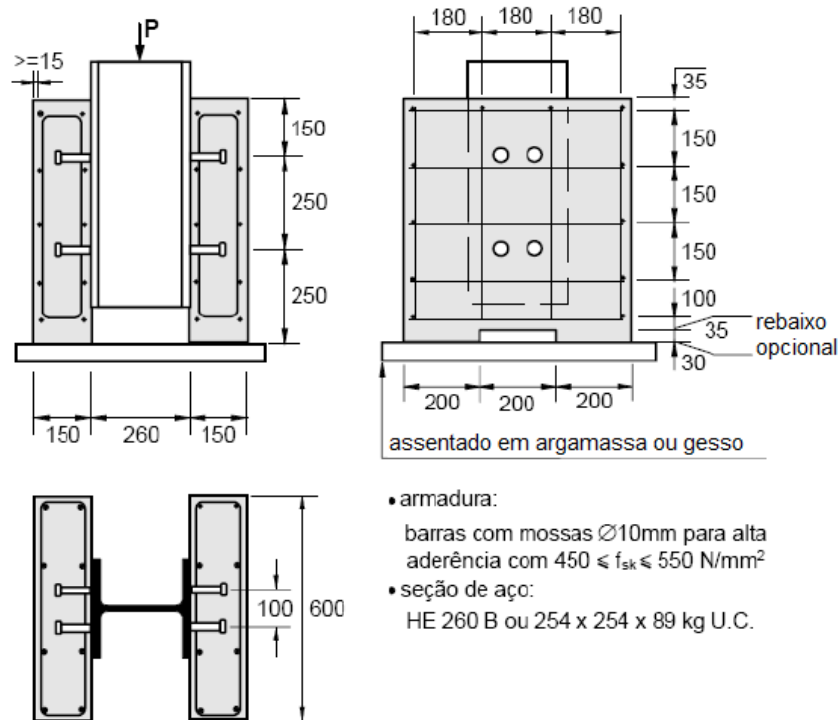
De acordo com David (2007), a preparação dos protótipos deve seguir as seguintes recomendações:

- a) a superfície de contato entre a mesa do perfil e a laje de concreto deve ser engraxada de modo a eliminar a aderência química entre os materiais;
- b) o concreto deve sofrer cura ao ar;
- c) deve-se também determinar a resistência ao escoamento do aço do conector.

Como resultado, o ensaio *push-out* permite obter as relações entre a força aplicada por conector e o deslizamento relativo. Com isso, pode-se determinar a resistência característica do conector ( $P_{rk}$ ), como sendo 90% da sua carga de falha, e a capacidade de deslizamento, como sendo deslizamento máximo medido ao nível de carga característica ( $P_{rk}$ ). Cabe ressaltar que a partir desses resultados, determina-se a ductilidade do conector, sendo este considerado dúctil se a capacidade de deslizamento característica for pelo menos 6 mm, conforme preconizado no Eurocode 4, Parte 1.1 (2004), para o *stud bolt*. A Figura 9 ilustra o procedimento do ensaio *push-out*, segundo o Eurocode 4 (2004).

Além disso, para uma análise mais assertiva do comportamento do conector diante do deslocamento aplicado, é necessário verificar a separação vertical, *uplift* entre a laje de concreto e o perfil metálico. Barbosa (2016) afirma que, para que a capacidade de conexão seja satisfatória, é necessário que a separação transversal entre o perfil metálico e as lajes de concreto armado, medida quando os conectores estão sujeitos a 80% da sua carga máxima, seja inferior a 50% do deslizamento longitudinal correspondente.

Outro resultado a ser obtido pelo ensaio *push-out* é a identificação dos modos de falha. Com isso, permite-se detectar o elemento mais vulnerável na ligação entre o aço e o concreto.

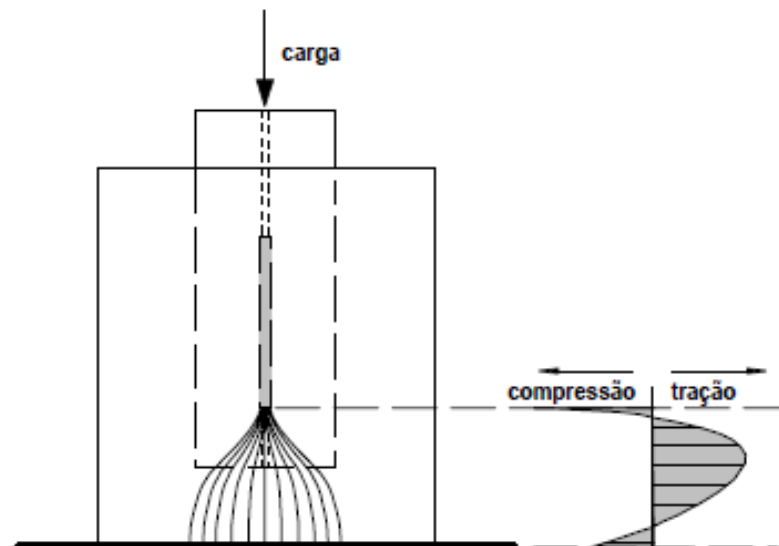


**Figura 9 – Ensaio *push-out* (adaptado de EUROCODE 4, 2004)**

A conexão ao cisalhamento com o uso de conectores pode sofrer colapso de duas formas distintas. No primeiro caso, a ruptura ocorre no concreto, deixando o conector relativamente intacto. Nessa situação, a resistência ao cisalhamento da conexão dependerá das propriedades do concreto, da geometria da laje e da distribuição da força de compressão transmitida pelo conector na laje. No segundo caso, ocorre a plastificação do conector. Nesse cenário, a resistência dependerá das propriedades do material do conector, sua geometria, tamanho e forma. Em ambos os casos, o mecanismo de falha é influenciado pela resistência e rigidez relativas entre o concreto e o conector, bem como pelo grau de confinamento do concreto na vizinhança do contato frontal entre a laje e o conector (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994). O ideal é que a capacidade do conector e do concreto sejam esgotadas mais ou menos ao mesmo tempo.

O aparecimento de uma falha está diretamente relacionado ao deslizamento na interface conector-concreto, seguido pela formação de fissuras no concreto que se desenvolvem e propagam com o aumento da carga, e posterior esmagamento do concreto na face frontal do conector.

Segundo Oehlers (1989), as tensões de cisalhamento longitudinal são transmitidas através de um número limitado de pontos de conexão entre o aço e o concreto. Essas cargas concentradas geradas pelos conectores no concreto induzem forças de tração na laje, podendo resultar em fissuras e uma perda de interação entre o aço e o concreto. As trajetórias de tensão de compressão são desenvolvidas na zona à frente do conector, distribuindo a carga concentrada por uma área maior da laje, conforme mostrado na Figura 10. À medida que a força de compressão longitudinal se propaga pelo concreto da laje, as tensões de compressão transversais mencionadas anteriormente diminuem gradualmente, até que invertem de sinal e se tornam tensões transversais de tração, pouco à frente da zona de contato.



**Figura 10 – Mecanismo de colapso típico nos modelos *push-out* com *Perfobond*, quando a ruptura ocorre pela laje de concreto (OGUEJIOFOR, 1994 *apud* VERÍSSIMO, 2007).**

Oguejiofor e Hosain (1994) ressaltam que as tensões de tração que se desenvolvem no concreto na borda carregada do conector tendem a separar a laje em duas partes.

Em resumo, ao final do ensaio é possível avaliar a resistência ao cisalhamento, a ductilidade, o *uplift* e os modos de falha.

## 1.4 Estudos relevantes sobre conectores de cisalhamento

Diante das limitações dos conectores tipo pino com cabeça, foram realizadas diversas pesquisas acerca de novas geometrias alternativas a esse modelo. Dessa forma, serão apresentados estudos relevantes a este trabalho a respeito dos ensaios experimentais, análise numérica, formulações analíticas e modos de ruptura de conectores com geometrias semelhantes ao objetivo de estudo.

### 1.4.1 Conectores em perfil U

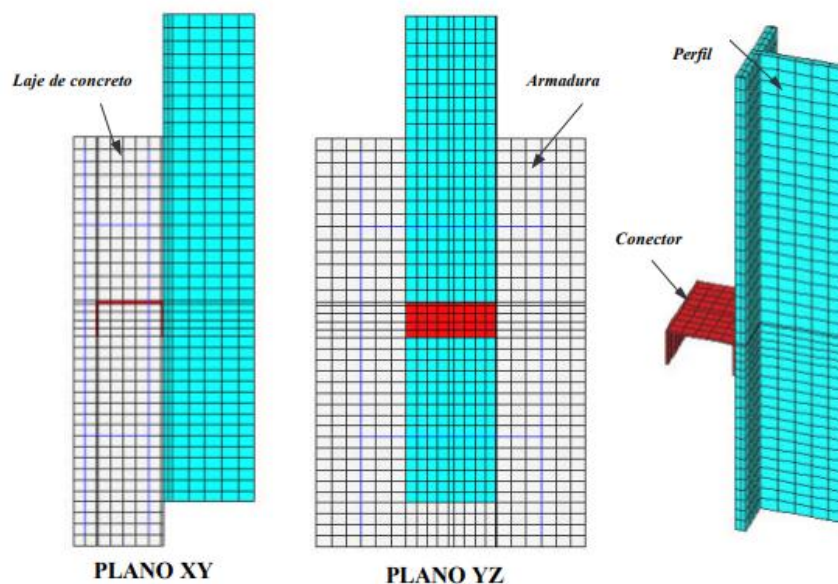
Um dos conectores utilizados no Brasil, além do *stud bolt*, é o conector em perfil U. Este, é obtido de pedaços de perfis U ou C, instalado sobre o perfil de aço com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal da viga de aço. A área de contato entre o conector e o concreto da laje é consideravelmente maior do que para o *stud bolt*, acarretando em uma melhor distribuição de tensões no concreto (CAVALCANTE, 2010), entretanto sua alma apresenta rigidez muito pequena, permitindo que ela sofra grandes deformações. Veríssimo (2007) aponta que este conector apresenta as seguintes dificuldades:

- a) Em sistemas com pré-laje, geralmente o espaço disponível sobre a mesa da viga metálica é insuficiente para o emprego do perfil U;
- b) O perfil U é incompatível com a forma metálica e geralmente é utilizado em sistemas com laje maciça;
- c) A produtividade na instalação é baixa.

Tristão (2002) realizou um estudo do comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento tipo *stud bolt* e o perfil U, formado a frio, por meio de uma simulação numérica do ensaio *push-out* e posterior análise comparativa com os ensaios experimentais realizados por Malite (1993). Para tal, utilizou-se o *software* Ansys 5.7, conforme Figura 11, cujas ferramentas disponibilizadas permitiram análises dos modelos em regime de não linearidade física e geométrica. Os modelos numéricos apresentaram como variáveis de interesse o número de conectores, a quantidade de armadura inserida no concreto, o diâmetro do conector tipo pino com cabeça, a

resistência do concreto, a espessura e posição de soldagem do conector tipo U formado a frio. A variação destes parâmetros teve a finalidade de determinar a resistência última e a relação força-deslocamento dos conectores, bem como avaliar a concentração de tensão e deformação nas partes constituintes dos modelos e comparar com os resultados experimentais.

O autor concluiu que os resultados da modelagem representaram de forma satisfatória o ensaio experimental do conector tipo U e ficaram próximos aos resultados das expressões propostas por Malite, Sáles e Gonçalves(1998) e NBR 8800 (2008).



**Figura 11 – Visão geral do modelo numérico desenvolvido no estudo de Tristão (2002)**

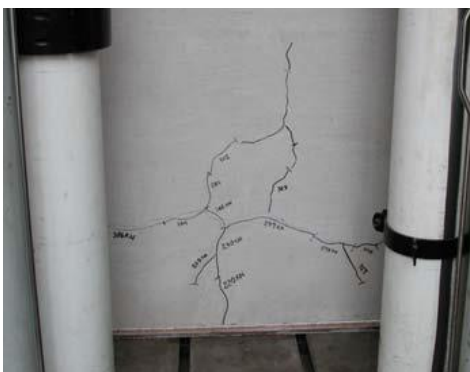
David (2007) também desenvolveu um estudo teórico e experimental sobre os conectores em perfil U formado a frio e vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. A investigação experimental foi realizada, por meio de ensaios *push-out* com controle de deformação, e ensaios de flexão de viga.

No primeiro ensaio avaliou-se a influência da altura e espessura do conector e a taxa de armadura transversal na resistência e rigidez da viga mista. Para isso, foram realizados ensaios com carregamentos tanto monotônicos quanto cíclicos. Diante da grande variabilidade dos resultados, não foi possível identificar diferença significativa na resposta dos conectores frente aos dois tipos de carregamento. Além disso,



concluiu-se que a variável de maior importância para a resistência foi a espessura do conector.

O modo de falha dos conectores mais espessos correspondeu ao esmagamento do concreto, enquanto que os intermediários, por ruptura da solda, e os mais esbeltos, por ruptura do conector na região da dobra próxima à solda. Mesmo apresentando modos de rupturas distintos o comportamento força *versus* deslizamento foi semelhante. A Figura 12 apresenta os modos de ruptura encontrados nos ensaios de David (2007).



a) Fissuras no concreto



b) Ruptura do conector



c) Ruptura da solda

**Figura 12 – Modo de ruptura, (DAVID, 2007)**

Com base nesses ensaios, o autor apresentou uma nova proposta de equação de forma a ajustar a expressão da norma americana AISC (2005), estabelecida para cálculo da resistência de conectores em perfil U laminado, aos perfis formados a frio.

O estudo das vigas mistas simplesmente apoiadas, foi realizado por meio de simulações numéricas e ensaios experimentais para analisar a influência da armadura de costura, do posicionamento dos conectores em relação às vigotas treliçadas e do deslizamento na interface e suas implicações principalmente na determinação do

deslocamento vertical. Os resultados indicaram que deve-se adotar um momento fletor resistente inferior ao momento de plastificação total da seção mista, e que a posição e taxa de armadura transversal interferem no panorama de fissuração da laje, mas tem pequena influência na resistência da viga mista.

Em outro trabalho, Maleki e Bagheri (2008) verificaram o comportamento deste conector, por meio de ensaios *push-out*, sob carregamento monotônico e cíclico, simulando os efeitos sísmicos para este último. Foram então, realizados dezesseis corpos de prova variando o tipo de laje, podendo ser em concreto puro, concreto armado, concreto reforçado com fibra e compósitos cimentícios. Ao final, os resultados experimentais foram confrontados com os sugeridos pelo código norte-americanos AISC (2005).

Os resultados mostraram que, sob carregamentos cíclicos, a resistência ao cisalhamento é inferior quando comparada ao carregamento monotônico, em torno de 10 a 20%. Nenhum dos modelos sustentou por mais de dois ciclos, os 90% da capacidade de carga do carregamento monotônico. Além disso, constatou-se que o concreto reforçado com fibras de propileno proporciona um leve efeito na capacidade de resistência ao cisalhamento e no comportamento da curva carga-deslocamento das amostras. No entanto, o uso de compósitos cimentícios causa um aumento considerável na resistência final e na ductilidade dos conectores. Ao se usar fibras e concreto puro com armaduras, há um ganho de resistência significativo.

Os modos de ruptura observados em todos os ensaios podem ser classificados em dois tipos: plastificação do conector e esmagamento do concreto, ilustrado na Figura 13 e Figura 14, respectivamente. O modo de ruptura do conector apresentou um comportamento dúctil com capacidade de deslizamento significativa em todos os ensaios, sendo caracterizado pelo escoamento do conector e posterior fratura da alma.



**Figura 13 – Modo de ruptura do conector (MALEKI e BAGHERI, 2008)**



**Figura 14 – Modo de ruptura do concreto (MALEKI e BAGHERI, 2008)**

#### 1.4.2 Conectores *Perfobond*

O conector *Perfobond* foi inicialmente desenvolvido pela empresa de engenharia alemã Leonhardt, Andrä and Partners, em 1987, com o intuito de superar a resistência à fadiga do conector *stud bolt* (Zellner, 1987). Foi utilizado pela primeira vez no projeto da Terceira Ponte do Rio Caroni, na Venezuela e desde então vem sendo aplicado em estruturas mistas. Zellner (1987) afirma que os pequenos filetes de solda longitudinais empregados nos conectores *Perfobond* proporcionam tensões residuais por soldagem inferiores à solda dos conectores *stud bolt*, resultados favoráveis à resistência à fadiga da estrutura.

O *Perfobond* consiste em uma chapa retangular de aço com furos soldada ao perfil metálico. Durante a concretagem, os furos são preenchidos por concreto,

formando pinos virtuais que garantem a resistência ao cisalhamento longitudinal, caracterizando o chamado efeito pino. Estes evitam a separação vertical entre o perfil metálico e a laje de concreto, conhecida como *uplift*. O desempenho estrutural pode ser melhorado pela colocação de barras passantes por meio dos furos.

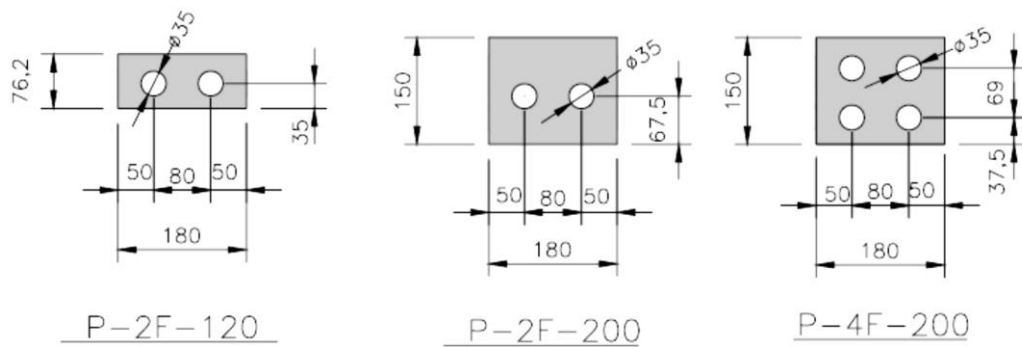
Existe uma série de estudos experimentais e numéricos relativos aos ensaios *push-out* para determinar o comportamento dos conectores tipo *Perfobond*. Isso é justificado pela sua excelente capacidade resistente. Essas pesquisas tiveram como base o estudo dos parâmetros geométricos e do material, dentre os quais destacam-se a espessura e dimensões da placa, resistência à compressão do concreto, o número de furos e a taxa de armadura transversal utilizada.

Oguejiofor e Hosain (1994) realizaram quarenta ensaios experimentais do tipo *push-out* em conectores do tipo *Perfobond*, analisando a influência da quantidade de furos, do espaçamento entre os furos, da armadura transversal e da resistência do concreto.

Os resultados desses testes revelaram que a capacidade de cisalhamento dos conectores *Perfobond* estava diretamente relacionada ao número de furos, desde que o espaçamento entre eles fosse de pelo menos 2,25 vezes o diâmetro dos próprios furos. A introdução da armadura transversal mostrou-se crucial, resultando em um incremento notável de cerca de 16% na capacidade de cisalhamento da conexão. Paralelamente, uma notável melhoria de 36% na capacidade de carga foi atingida devido a um aumento de 63% na resistência do concreto. Com os resultados obtidos nos ensaios, foi proposta a primeira formulação para o cálculo da sua capacidade de carga da ligação. Os mesmos autores realizaram, posteriormente, algumas análises numéricas e estabeleceram uma nova equação que melhor representava a capacidade de carga.

Vianna (2009) estudou o comportamento de conectores *Perfobond* e *T-Perfobond* em estruturas mistas por meio de um programa experimental que consistiu em cinquenta e dois protótipos, com conectores *Perfobond*, *T-Perfobond* e "T", além de um ensaio em escala real e a modelagem numérica. Para estes conectores, a autora utilizou como base o estudo realizado por Leite (2006), onde uma série de variações da geometria do conector foram propostas, balizados a partir da viabilidade econômica. Seguindo as recomendações de Oguejiofor e Hosain (1994), Vianna (2009) estabeleceu as dimensões dos conectores tipo *Perfobond* em função da laje e do espaçamento entre os furos, obedecendo ao mínimo recomendado de 2,25d. Os

conectores com altura de 76,2 mm foram utilizados para as lajes de 120 mm, enquanto que os de 150 mm para as lajes de 200 mm. Todos os conectores foram fabricados com 12,5 mm de espessura, com chapas de aço S355. Além disso, realizou-se ensaios com e sem armadura passante nos furos. Na Figura 15 estão as configurações adotadas para os conectores *Perfobond*. Foram considerados conectores com dois e quatro furos do mesmo diâmetro.



**Figura 15 – Dimensões dos conectores tipo *Perfobond* usados nos ensaios de Vianna (2009)**

Nesses ensaios, foram avaliados os seguintes parâmetros: número de furos e espaçamento entre eles, altura do conector, armaduras, espessura e resistência à compressão do concreto, ductilidade da ligação e modo de ruptura.

A partir dos resultados, Vianna (2009) concluiu que nem sempre o aumento do número de furos proporciona um ganho na resistência do conector, no qual este só é verificado se o espaçamento entre os furos adjacentes não for muito pequeno. Além disso, verificou-se que o aumento de espessura da laje contribuiu tanto para o aumento da resistência característica quanto para o aumento da capacidade de deslizamento. Com relação à armadura transversal passante nos furos, os ensaios mostraram que estes protótipos suportam forças superiores e, na fase pós pico, garantem significativa capacidade de retenção de carga e boa ductilidade quando comparada aos protótipos sem armadura passante. Os resultados evidenciaram a influência da resistência do concreto na capacidade de carga que aumenta à medida que cresce a resistência à compressão do concreto. Todos os conectores *Perfobond* cumpriram a exigência mínima de deslocamento de 6 mm definido pelo Eurocode 4 (2004).

Os modos de ruptura para os conectores *Perfobond* sem armadura passante de Vianna (2009), conforme Figura 16 ocorreram com o surgimento de uma fissura longitudinal relacionado a um deslizamento na interface, seguido pela formação de fissuras maiores que se propagam com o aumento do carregamento. Por fim, ocorre o esmagamento do concreto na face frontal do conector. Esta ruptura foi associada ao escoamento do conector, no qual em alguns casos e em fases avançadas do carregamento, também foi seguido por uma ruptura na solda do conector.



a) Fissuras no concreto



b) Plastificação do conector

**Figura 16 – Modo de ruptura (VIANNA, 2009)**

Os ensaios com conectores *Perfobond* com armadura passante resultaram na plastificação da mesma, Figura 17a. Ao separar as lajes de concreto, verificou-se a ocorrência de cisalhamento do concreto ao longo dos dois planos de corte coincidentes com as faces laterais dos conectores, Figura 17(b).



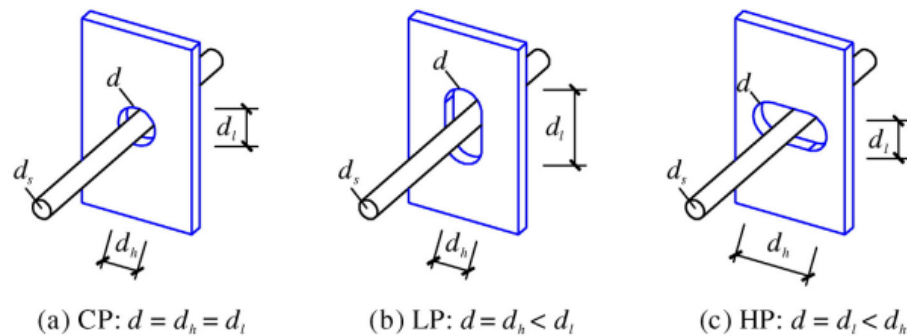
a) Plastificação da armadura



b) Cisalhamento do concreto

**Figura 17 – Modo de ruptura do *Perfobond* com armadura passante (VIANNA, 2009)**

Zheng *et al.* (2016) propuseram um conector *Perfobond* alternativo a partir de furos alongados. Para testar essa nova geometria, foram realizados vinte e um ensaios experimentais do tipo *push-out* com o objetivo de comparar o modo de ruptura, a capacidade de cisalhamento e o comportamento de deslizamento do conector proposto entre furos circulares e alongados, conforme observado na Figura 18. Foram realizados também oitenta e sete modelos de elementos finitos, no programa *Abaqus 6.10* para aprofundar os estudos sobre os efeitos da geometria do furo e da resistência do concreto. Com os resultados, os autores propuseram um modelo analítico para prever a resistência ao cisalhamento de conectores *Perfobond* de furo circular e furo longo.



**Figura 18 – Conectores *Perfobond* com furo circular e alongados (ZHENG *et al.*, 2016)**

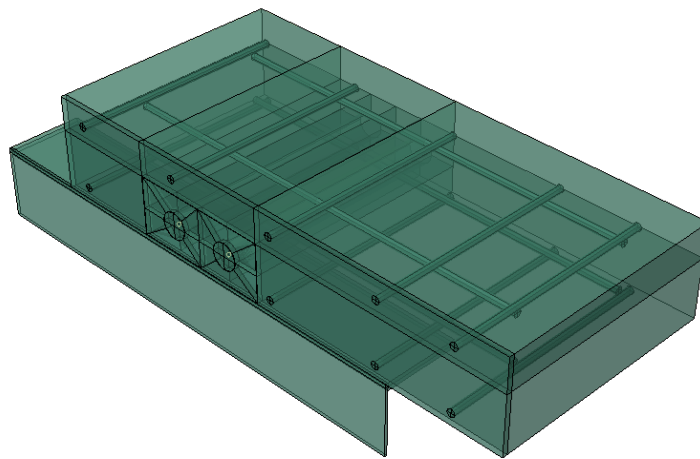
A partir dos ensaios experimentais, Zheng *et al.* (2016) concluíram que os modos de ruptura dos modelos com furos circulares e alongados, ficaram caracterizados pela falha do concreto. Os estudos mostraram ainda que, para conectores com mesma área de furo, a variação da resistência ao cisalhamento é insignificante, independentemente do formato e direção do furo. Com relação à rigidez ao cisalhamento, pode-se observar que ela aumenta em função do aumento do diâmetro. Os autores consideram que esta rigidez seja controlada pelo deslizamento relativo entre o aço e o concreto na fase inicial do carregamento.

Os resultados dos modelos numéricos foram confrontados com os obtidos nos ensaios experimentais. Os modelos sem armadura passante levaram a uma resistência em torno de 60 a 75% menor na análise numérica, enquanto os modelos com armadura passante levaram a uma boa correlação com os experimentais, apresentando apenas uma diferença de 10% aproximadamente.



A partir do modelo numérico validado, Zheng *et al.* (2019) realizaram um estudo paramétrico para investigar a influência da geometria do furo e a resistência do concreto e constatou-se que a resistência ao cisalhamento aumenta tanto com o acréscimo da resistência do concreto quanto com o aumento da área do furo dos conectores *Perfobond*, independentemente da forma e direção deste.

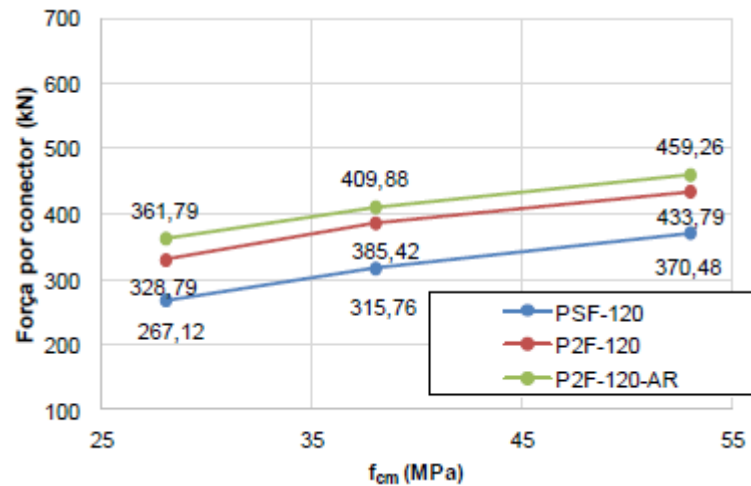
No âmbito de sua pesquisa, Fortes (2018) realizou uma investigação sobre comportamento dos conectores de cisalhamento, especialmente do tipo *Perfobond*, utilizados em estruturas de vigas mistas. O autor desenvolveu 47 modelos numéricos por meio do método dos elementos finitos, a fim de aprofundar a influência dos parâmetros como variação da resistência do concreto, espessura do conector, altura da laje de concreto, tensão de escoamento do conector e diâmetro dos furos. No intuito de validar a modelagem numérica desenvolvida, o autor baseou-se em resultados experimentais previamente conduzidos por Vianna (2009). Uma estratégia adotada para otimizar os recursos computacionais foi a aplicação de uma restrição de dupla simetria, permitindo a simulação de apenas um quarto do modelo completo, conforme Figura 19.



**Figura 19 – Modelo de dupla simetria utilizada por Fortes (2018)**

A análise numérica foi então comparada aos resultados experimentais de Vianna (2009), demonstrando uma correlação satisfatória em termos de resistência máxima, validando assim as premissas do modelo. Fortes (2018) concluiu que o aumento da resistência à compressão do concreto conduziu a incrementos de até 32% na resistência do conector, como pode ser visto na Figura 20.

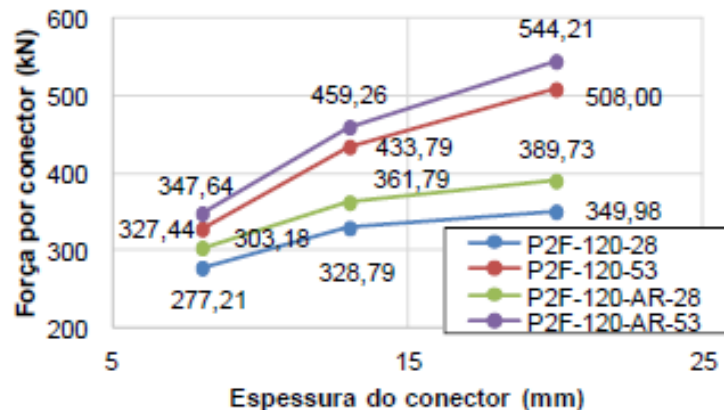




**Figura 20 – Influência da resistência do concreto nos modelos de Fortes (2018)**

Observou-se também que a variação do diâmetro dos furos teve impactos significativos na resistência, embora com implicações negativas na ductilidade. A altura da laje de concreto, por sua vez, demonstrou uma influência considerável, contribuindo para aumentos de até 38% na resistência.

Com relação à espessura do conector, foi verificado que houve um aumento significativo na capacidade resistente do conector, visto na Figura 21.



**Figura 21 – Influência da espessura do conector dos modelos de Fortes (2018)**

As conclusões indicaram também que a tensão de escoamento do conector exerceu efeitos mais expressivos em vigas com resistência à compressão mais elevada. Além disso, os resultados numéricos foram comparados com as equações de dimensionamento propostas por Al-Darzi, Chen e Liu (2007) e Vianna (2009),

revelando diferenças consideráveis ao variar a altura da laje, tendo em vista a não consideração dessa influência em suas equações.

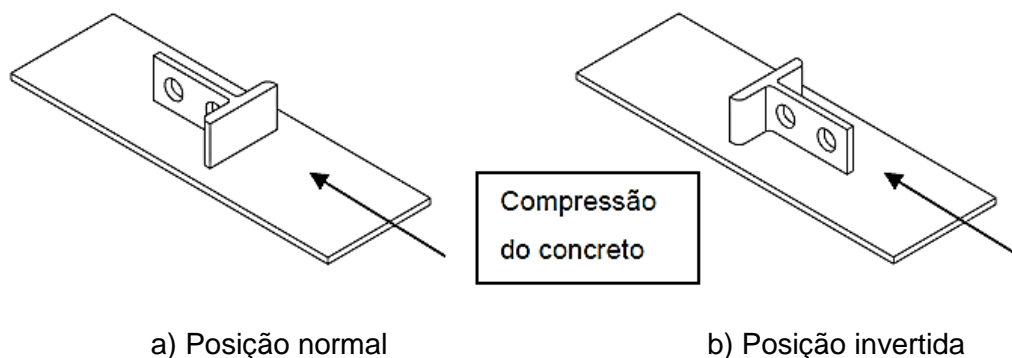
#### 1.4.3 Conectores *T-Perfobond*

Alguns autores estudaram conectores alternativos que permitissem aumentar a capacidade resistente do *Perfobond* ao mesmo tempo que incorporassem outras vantagens em termos econômicos e construtivos.

O conector *T-Perfobond* consiste basicamente da derivação do conector *Perfobond* acrescentando a componente da mesa ao conector que é soldada ao perfil metálico. Este pode ser produzido com diferentes tamanhos, a partir do corte de perfis laminados comerciais não sendo necessário produzir um novo elemento de conexão específico (CRUZ *et al.*, 2006). Uma outra vantagem desse conector é que sua solda não requer equipamento especial e apresenta as características de uma solda usual, fatos que contribuem para uma economia de material e mão de obra, conduzindo a um modelo mais econômico de vigas mistas.

Conforme citado anteriormente, Vianna (2009) realizou um programa experimental e numérico dos conectores *Perfobond* e *T-Perfobond* com intuito de desenvolver e caracterizar este último.

Seu comportamento foi definido a partir da investigação da influência de diversos parâmetros, tais como, espessura e classe de concreto da laje, geometria dos conectores, quantidade de furos, armadura passante nos furos e posição do conector em relação à mesa. A posição denominada pela autora como invertida, está relacionada com a primeira parte do conector a receber a carga, que neste caso é parte da alma, conforme Figura 22.



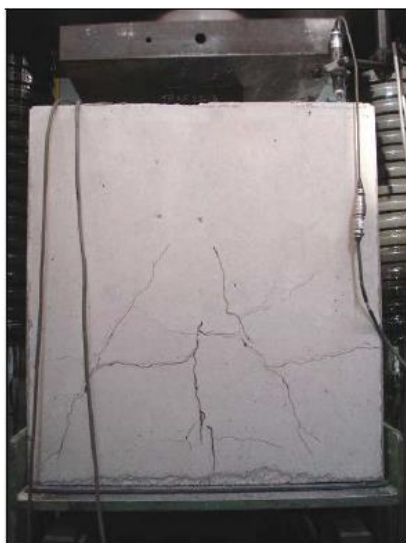
**Figura 22 – Posição do Conector *T-Perfobond* (VIANNA, 2009)**

O programa experimental consistiu na realização de ensaios *push-out*, divididos em quatro séries na primeira etapa, e duas séries na segunda etapa. Como já foi mencionado o estudo referente ao conector *Perfobond*, será apenas exposto nesse tópico, as pesquisas do conector *T-Perfobond* e, portanto, não será abordada a segunda série da primeira etapa.

A partir dos resultados da primeira série, Vianna (2009) concluiu que os conectores *T-Perfobond* suportaram cargas de cisalhamento superiores ao conector *Perfobond*. No entanto, a capacidade de deslizamento foi menor do que 6 mm, estabelecido pelo Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) para uma distribuição plástica.

Ainda sobre a primeira série, enquanto o aumento das espessuras da laje de 120 mm a 200 mm conduziu a um aumento de 26% na resistência característica, o aumento de furos, de dois para quatro, não conduziu a qualquer mudança significativa no comportamento do conector. Isto está relacionado com a interferência das áreas de tensão que cada cilindro de concreto gera, criando regiões de alta tensão e assim não alterando a resistência de forma tão significativa.

Os modos de ruptura, conforme Figura 23, ocorreram com o surgimento de uma fissura longitudinal relacionado a um deslizamento na interface, seguido pela formação de fissuras maiores que se propagam com o aumento do carregamento. Por fim, ocorre o esmagamento do concreto na face frontal do conector. Esta ruptura foi associada ao escoamento do conector, no qual, em alguns casos, e em fases avançadas do carregamento, também foi seguido por uma falha na solda do conector.



a) Fissuras no concreto



b) Plastificação do conector

**Figura 23 – Modo de ruptura dos conectores *T-Perfobond* realizados por Vianna (2009)**

Nos resultados da terceira série, Vianna (2009) concluiu que a presença dos furos proporciona um ganho de aproximadamente 4% na resistência característica,  $P_{rk}$ , e um aumento na capacidade de deslizamento de 1,5 mm, mostrando que, os cilindros de concreto formados nos furos dos conectores além de contribuírem para uma maior ductilidade, fornecem ao conector a resistência ao *uplift*.

A autora constatou também que a mudança da disposição do conector alterava o seu comportamento. Quando o contato com o concreto ocorre por meio da mesa do conector, o esmagamento do concreto ocorre sem a participação dos cilindros de concreto. Entretanto, quando esse contato é feito pela alma do conector, o esmagamento do concreto ocorre com a participação dos furos, resultando em um aumento de 10% da resistência característica e 24% da capacidade de deslizamento. No ensaio do conector “T”, no qual a alma é soldada à mesa do perfil metálico, a autora verificou que o conector apresentou a menor carga de colapso, apesar de ter alcançado uma maior capacidade de deslizamento quando comparado aos outros protótipos.

Com relação a armadura passante, Vianna (2009) verificou que sua presença contribuiu para um pequeno aumento, em torno de 5% da capacidade de carga.

Os modos de ruptura ocorreram da mesma forma da série anterior. Ocorre inicialmente, o escorregamento na interface de concreto do conector, seguido pela formação de fissuras no concreto que propagam com o aumento da carga, e seguido pelo esmagamento do concreto na face frontal do conector e pelo escoamento do conector.

Diante dos resultados da quarta série, concluiu-se que para os conectores *T-Perfobond* na posição invertida que utilizaram armadura 12,5 mm nos furos e nos estribos, apresentaram um aumento na capacidade de deslizamento em torno de 65% e na resistência em torno de 11% comparado aos conectores com armadura de 10 mm. O mesmo não ocorreu nos conectores tipo T, tendo em vista que a substituição das armaduras de 10 por 12,5 mm não representaram um ganho nem na carga característica e nem na capacidade de deslizamento.

A partir dos resultados da quinta e sexta série, a autora verificou que, o aumento do diâmetro das armaduras passantes nos furos não proporcionou ganhos significativos na capacidade de carga do conector e nem na ductilidade do ensaio, ao contrário do que se esperava. A falta de um controle eficaz na aplicação da carga de forma manual, pode ter influenciado nos resultados.

O modo de ruptura nessas duas séries ocorre com a separação horizontal entre a laje e o perfil, seguido pela formação de fissuras na parte interna da laje e posterior esmagamento do concreto na parte interna próximo ao conector. Ao contrário das séries anteriores da primeira etapa, não houve surgimento de fissuras longitudinais na laje, conforme Figura 24.



a) Ausência de fissura

b) Esmagamento próximo ao conector

**Figura 24 – Modo de ruptura no concreto (VIANNA, 2009)**

Após a análise dos resultados dos ensaios *push-out*, Vianna (2009) realizou um ensaio em escala real, com o intuito de avaliar o comportamento do conector *T-Perfobond* diante dos esforços de flexão. Para isso, foi escolhido o conector que apresentou melhor comportamento com relação a ductilidade e a capacidade de carga, caracterizado por possuir armaduras passantes de 16mm nos furos e estribo de 12mm.

Neste ensaio, a viga foi dimensionada para interação parcial, e esta apresentou grande capacidade de deformação vertical e deslizamento lateral. A falha foi condicionada pelo deslizamento na interface aço-concreto, no qual se localizou em um dos lados da viga, e mostrou grande influência na rigidez da viga. A medida em que ocorre um aumento de deslizamento, há perda de rigidez do sistema.

A partir dos resultados experimentais da viga mista, Vianna (2009) observou que o momento resistente experimental e o momento resistente teórico foram praticamente os mesmos, onde pôde-se concluir que o modelo de plastificação total é considerado satisfatório para dimensionamento de viga mista com conectores tipo *T-Perfobond*.

Dando prosseguimento à pesquisa do conector *T-Perfobond*, Vianna (2009) desenvolveu modelos numéricos por meio do *software* Ansys 10.0. Foram realizados modelos bidimensionais para simulação do conector *T-Perfobond* e modelos tridimensionais para simulação de um ensaio em escala real.

Com os resultados das simulações numéricas, verificou-se que os conectores com alma e mesa de mesma espessura conferem maior ductilidade à estrutura. Além disso, os modelos tridimensionais permitiram adotar variadas distribuições de conectores e espaçamento e se mostraram efetivos em termos de prever a resposta de carga e deflexão para vigas submetidas a carregamentos concentrados, o deslizamento longitudinal, força de cisalhamento por conector e o modo de falha, (VIANNA, 2009).

Neves *et al.* (2013) propuseram uma nova configuração para conectores de cisalhamento. A pesquisa adotou uma abordagem comparativa entre três tipos de conectores: *Perfobond*, *I-Perfobond* e *2T-Perfobond*, conforme apresentado na Figura 1. O objetivo central consistiu em analisar o comportamento desses conectores sob ação de forças cisalhantes, com especial ênfase nos aspectos de transferência de carga, ductilidade, distribuição de tensões e modos de falha. A investigação direcionou-se para avaliar a influência do tipo de conector, destacando a existência de armadura passante nos orifícios e o papel da mesa do conector como variáveis de interesse.

Os resultados obtidos pelos autores apontaram para uma limitada ductilidade, cuja justificativa reside na presença de duas mesas, podendo ocasionar deslocamento do bloco de concreto. Adicionalmente, observou-se que a presença das mesas exerceu uma influência significativa no aumento da resistência. Especificamente, o incremento foi de 200% com uma única mesa e 300% com duas mesas. Entretanto, no contexto da ductilidade, a presença da segunda mesa nem sempre revelou efeitos benéficos. A adição de uma mesa resultou em um aumento da ordem de 30%, ao passo que, com duas mesas foi constatada uma perda de até 22%.

Os resultados experimentais para os conectores de cisalhamento em formato T, foram comparados com a formulação analítica do Eurocode 4 (1992, *apud* Neves *et al.* 2013). No tocante ao aspecto analítico, o modelo definido pela norma, destinado a prever a resistência de conectores em formato de T, foi adaptado para abranger os conectores de cisalhamento *T-Perfobond*, *I-Perfobond* e *2T-Perfobond*. O referido modelo subestimou a resistência em 20% e 27% para os conectores de cisalhamento

*T-Perfobond* não reforçados e reforçados, respectivamente. Por outro lado, no caso dos conectores de cisalhamento *1-Perfobond* e *2T-Perfobond*, houve uma superestimação na faixa de 16% a 25%, sugerindo a presença de uma interação entre as duas mesas do conector.

Outras pesquisas foram realizadas para este tipo de conector com o intuito de aumentar a sua ductilidade, melhorando sua capacidade de deslizamento. Com isso, Pessoa (2015) propôs um novo conector, chamado *T-PerfobondUnconnected*. Este modelo alternativo consiste em um conector *T-Perfobond* com as mesas não soldadas no perfil metálico, conforme dito anteriormente.

Pessoa (2015) realizou 8 ensaios do tipo *push-out* com o intuito de analisar o comportamento do conector *T-Perfobond* (TP) e *T-PerfobondUnconnected* (TPU). Este conector consiste em um *T-Perfobond* com o banzo livre, ou seja, não soldado ao perfil metálico. Dentre esses ensaios, foram variados a existência ou não da solda na mesa do conector, a resistência do concreto, a colocação da armadura passante nos furos do conector e o seu diâmetro.

No ensaio realizado com concreto C25/30, observou-se que os conectores *T-Perfobond* apresentaram um comportamento dúctil. Além disso, houve um ganho de resistência de aproximadamente 1,8% ao aumentar a classe do concreto de C20/25 para C25/30. Em ambos os ensaios, os conectores *T-PerfobondUnconnected* apresentaram comportamento dúctil, entretanto diferentemente do conector TP, com o aumento da classe do concreto, houve um decréscimo em torno de 5% da capacidade resistente do conector TPU.

Com os resultados, Pessoa (2015) concluiu que os modelos TPU com armadura passante de 10 mm possuem comportamento dúctil para as duas classes do concreto, com um acréscimo de aproximadamente 5% na capacidade resistente, conforme o aumento da resistência do concreto.

Para os protótipos com armadura passante de 16 mm, observou-se que houve uma diminuição da capacidade de deslizamento, não podendo ser considerado como dúctil. Pessoa (2015) concluiu que a rigidez da armadura de 16 mm fez reduzir a ductilidade do conector fazendo com que o seu comportamento se aproximasse do desempenho de um conector tipo bloco. Com relação ao aumento da classe do concreto, verificou-se que não existe grande variação na capacidade de carga.

O modo de ruptura foi semelhante em todos os ensaios com o aparecimento de fissuras longitudinais na laje e de fissuras em volta do conector um pouco antes de

se atingir a carga máxima do conector. À medida que há o aumento da carga, as fissuras longitudinais aumentam de tamanho e surgem fissuras com inclinação de  $45^\circ$  que se estendem desde a parte superior dos conectores até os cantos superiores das lajes, conforme Figura 25.



a) Fissura inicial de cisalhamento do TP C25/30



b) Modo de ruptura do TP C25/30

**Figura 25 – Modos de ruptura dos ensaios de Pessoa (2015)**

Os ensaios com a presença de armadura passante nos furos apresentaram um modo de ruptura um pouco mais destrutivo com o aparecimento de fissuras de  $45^\circ$  que se estendiam desde o conector aos cantos inferiores da laje. Surgiram também algumas fissuras na zona das armaduras de reforço, à medida que o carregamento prosseguia e a armadura começava a ser tracionada, chegando a existir o destacamento do concreto nessas regiões.

Com relação a deformação dos conectores, verificou-se a plastificação da mesa e da alma tanto nos conectores TP quanto nos conectores TPU. Entretanto, houve uma deformação muito maior na mesa que não está soldada, como pode ser visto na Figura 26 e Figura 27. Os conectores com armadura passante sofreram menos deformação no banzo, sendo essa diferença mais significativa no TPU\_AR16, conforme Figura 28. Por fim, observou-se que todas as armaduras passantes sofreram plastificação.





a) TP\_B C25/30

b) TPU\_B C25/30

**Figura 26 – Plastificação da mesa nos conectores (PESSOA, 2015)**

a) TP\_B C25/30

b) TPU\_U C20/25

**Figura 27 – Plastificação da alma dos conectores (PESSOA, 2015)**

Após a retirada do perfil, observou-se esmagamento do concreto na região em volta do conector em todos os ensaios, como mostra a Figura 29.



a) TPU\_B\_AR10

b) TPU\_AR16\_B

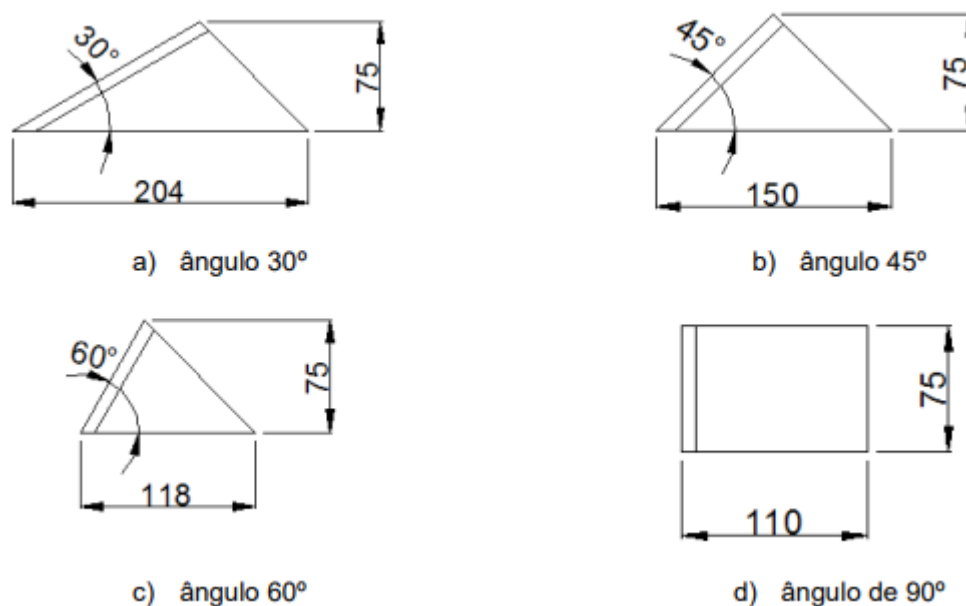
**Figura 28 – Plastificação da alma dos conectores C20/25 (PESSOA, 2015)****Figura 29 – Esmagamento do concreto do conector TP C25/30 (PESSOA, 2015)**

O trabalho desenvolvido por Assunção (2018) representou uma contribuição significativa para o entendimento e aprimoramento dos conectores de cisalhamento do tipo *T-Perfobond* modificados. Por meio de ensaios *push-out*, o autor investigou o impacto das modificações nos conectores, centrando-se principalmente na variação do ângulo entre a mesa do conector e a mesa do perfil metálico.

A pesquisa envolveu a soldagem das almas dos conectores, resultando em configurações que diferem dos conectores de cisalhamento *T-Perfobond* convencionais estudados anteriormente por pesquisadores como Vianna (2009). O autor analisou quatro ângulos distintos: 30°, 45°, 60° e 90°, conforme ilustrado na Figura 30.

Antes de avaliar os conectores modificados, Assunção (2018) também realizou testes com conectores de cisalhamento *Perfobond* e *T-Perfobond* convencionais, a fim de estabelecer uma base de referência.

É importante salientar que o estudo de Assunção (2018) não se limitou à variação do ângulo; ele também explorou a influência da presença de furos nos conectores modificados e a utilização de armadura passante.



**Figura 30 – Conector *T-Perfobond* com variação de ângulo (ASSUNÇÃO, 2018)**

Com os resultados dos ensaios, o autor concluiu que os conectores *T-Perfobond* com ângulo de 60° e furo, assim como o *T-Perfobond* convencional soldado apenas pela alma, demonstraram capacidade de deslizamento característica igual ou superior a 6 mm.

Além disso, a adição de furos ao conector revelou um aumento na capacidade de carga e deslizamento, conferindo ao sistema uma característica dúctil.

Foi constatado ainda que, quando a resistência do concreto é elevada, aumenta-se a capacidade de resistência do conector. No entanto, é importante

destacar que essa melhoria na resistência acompanha uma diminuição na ductilidade do sistema, devido ao processo de fissuração no concreto. Assunção (2018) afirma que, à medida que ocorrem fissuras, o concreto perde sua capacidade de sustentar a carga, e essa responsabilidade é transferida para o conector de cisalhamento. Dependendo da magnitude da força exercida nesse momento, o conector pode atingir um limite onde não consegue mais suportar a carga, resultando em uma falha de natureza frágil.

O estudo revelou que utilizar espessuras iguais ou menores que 12,5 mm na mesa dos conectores tipo *T-Perfobond* favorece a plastificação das mesmas podendo resultar num ganho de deslizamento. Os modos de falha de todos os ensaios foram configurados pela ruptura do concreto e plastificação do conector, como mostra a Figura 31 e Figura 32.



**Figura 31 – Ruptura da laje de concreto no ensaio do TP45 (ASSUNÇÃO, 2018)**



**Figura 32 – Plastificação da mesa do conector TP45 (ASSUNÇÃO, 2018)**

Assunção (2018) analisou ainda a separação vertical entre laje de concreto e o perfil metálico e observou que houve uma redução ao se utilizar os ângulos de 45° e 60° entre a mesa do conector e do perfil da viga, conforme Figura 33 e Figura 34.

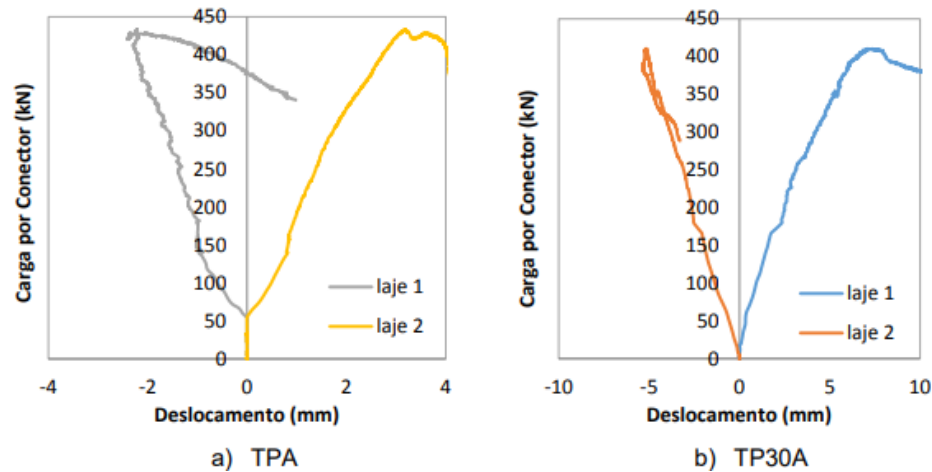


Figura 33 – Efeito do *uplift* para os conectores *T-Perfobond* modificado (ASSUNÇÃO, 2018)

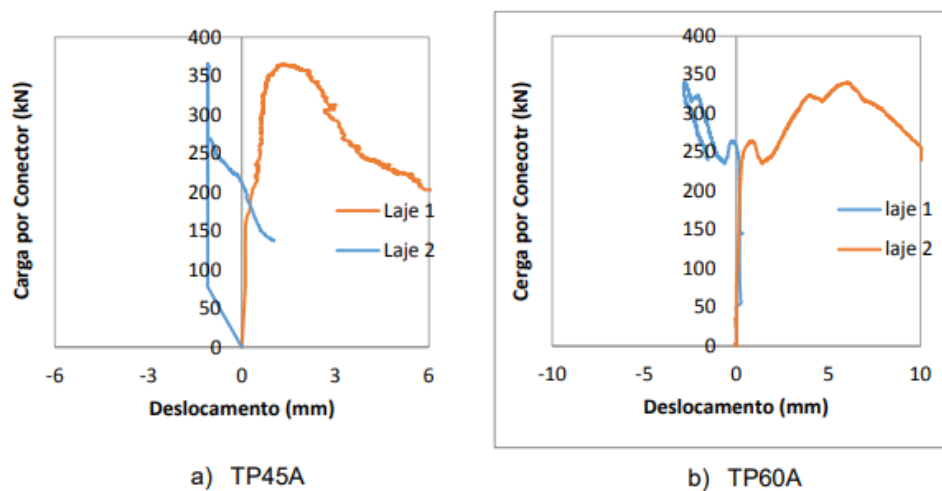


Figura 34 – Efeito do *uplift* para os conectores *T-Perfobond* modificado (ASSUNÇÃO, 2018)

Ma *et al.* (2023) investigou o comportamento mecânico dos conectores de cisalhamento tipo *T-Perfobond* com concretos de alta performance (UHPC) por meio de ensaios experimentais e numéricos.

Os experimentos realizados envolveram a criação de seis ensaios *push-out*, que permitiram uma avaliação detalhada dos modos de falha, curvas de carga-deslocamento e deformações nas barras passantes nos furos.

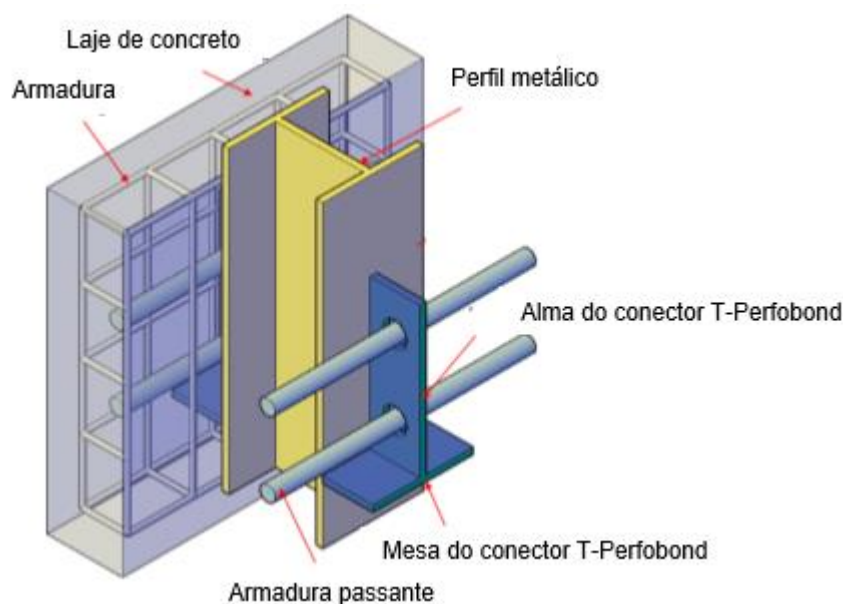


Dentre as conclusões, destaca-se que os modos de falha desses conectores ocorrem em três estágios bem distintos: dano de aderência entre a interface do aço e concreto, fratura do pino de concreto e esmagamento do concreto. As fissuras na superfície frontal tiveram origem na parte inferior das lajes de concreto. À medida que a carga aumentava, essas fissuras verticais se estendiam para cima, sendo acompanhadas pela formação de novas fissuras próximas a elas. Devido à elevada resistência à tração do UHPC, foram observadas uma quantidade reduzida de fissuras, as quais também eram mais estreitas, na superfície das lajes de concreto. Além disso, a maioria dessas fissuras se fechou após a retirada da carga.

A curva representativa da relação entre carga e deslocamento revelou etapas bem definidas: estágio elástico linear, estágio plástico inicial, estágio plástico propriamente dito e estágio pós-pico.

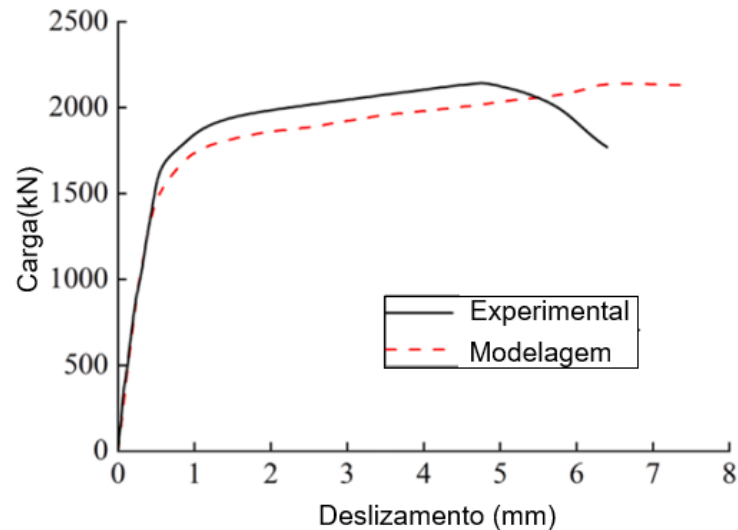
Os autores observaram que as deformações de todas as barras passantes alcançaram a deformação de escoamento após a aplicação da carga máxima, e a deformação das barras aumentou significativamente após atingir esse ponto crítico. Após essa fase, a curva de carga *versus* deformação apresentou uma tendência de decréscimo.

Com o intuito de validar a precisão da modelagem, um modelo de análise de elementos finitos mais detalhado foi desenvolvido utilizando o software ABAQUS/*Explicit*. A abordagem adotada considerou a dupla simetria, resultando na modelagem de apenas um quarto da estrutura total, conforme ilustrado na Figura 35.

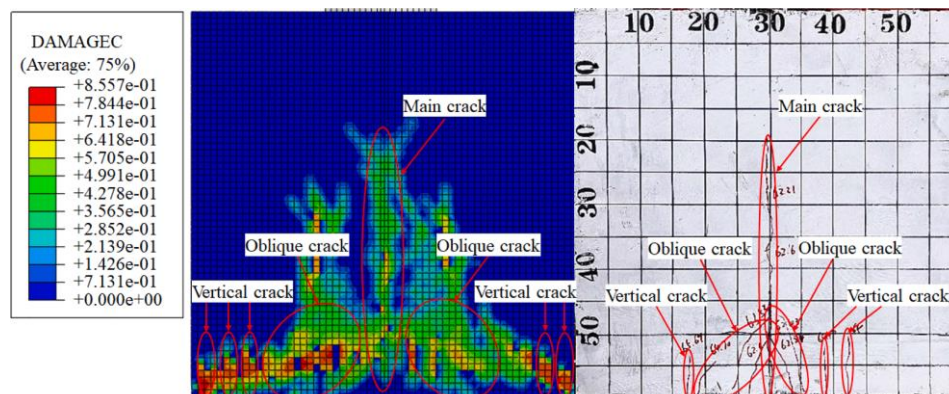


**Figura 35 – Configuração do T-Perfobond (adaptado de MA *et al.*, 2023)**

O comportamento da carga *versus* deslizamento e os modos de falha foram observados e comparados com os ensaios experimentais, conforme exemplificado na Figura 36 e Figura 37.



**Figura 36 – Comparação da curva carga *versus* deslizamento do ensaio experimental e numérico (adaptado de MA *et al.*, 2023)**



**Figura 37 – Comparação do modo de falha do ensaio experimental e numérico (MA *et al.*, 2023)**

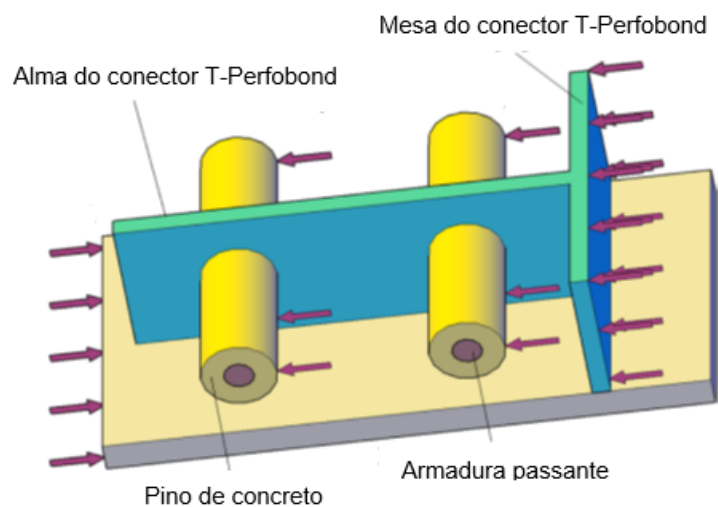
Após a validação do modelo numérico, um estudo paramétrico foi conduzido para investigar o impacto de diferentes parâmetros na capacidade de conexão ao cisalhamento. Foi analisada a influência da espessura da mesa e alma, comprimento da mesa do conector, bem como o diâmetro do furo. Nesse contexto, constatou-se que o aumento na espessura da alma e no diâmetro do furo resultou em acréscimos na capacidade resistente da conexão. Por outro lado, observou-se que variações na espessura da mesa tiveram efeitos insignificantes sobre a capacidade de carga,

enquanto variações no comprimento da mesa conduziram a uma tendência de aumento na capacidade resistente da conexão.

Ademais, um modelo de cálculo teórico foi proposto para representar as forças atuantes nos conectores *T-Perfobond*, cujas contribuições preponderantes foram atribuídas aos pinos de concreto, à resistência do concreto na extremidade e à armadura passante, conforme Figura 38.

No estudo conduzido por Zhan *et al.* (2023), foi realizada uma investigação experimental detalhada sobre o comportamento mecânico dos conectores de cisalhamento tipo T-PBL com perfurações na mesa e alma.

O propósito da pesquisa consistiu em compreender o desempenho mecânico desses conectores em cenários envolvendo combinações de esforços de cisalhamento e tração. Para tal fim, a metodologia empregada realizou um ensaio *pull-out* para analisar a tração pura e sete ensaios *push-out* destinados a investigar o comportamento estrutural dos conectores tipo T-PBL sob influência conjunta de cisalhamento e tração. Essa abordagem permitiu a exploração dos modos de falha, do comportamento da curva carga *versus* deslizamento do conector e da separação vertical. Ademais, o estudo considerou as variações de parâmetros tais como altura do conector ( $h$ ), largura da mesa ( $w$ ) e número de furos na alma, conforme ilustrado na Figura 39. Os furos foram uniformemente distribuídos em intervalos de 100 mm, possuindo um diâmetro de 50 mm.



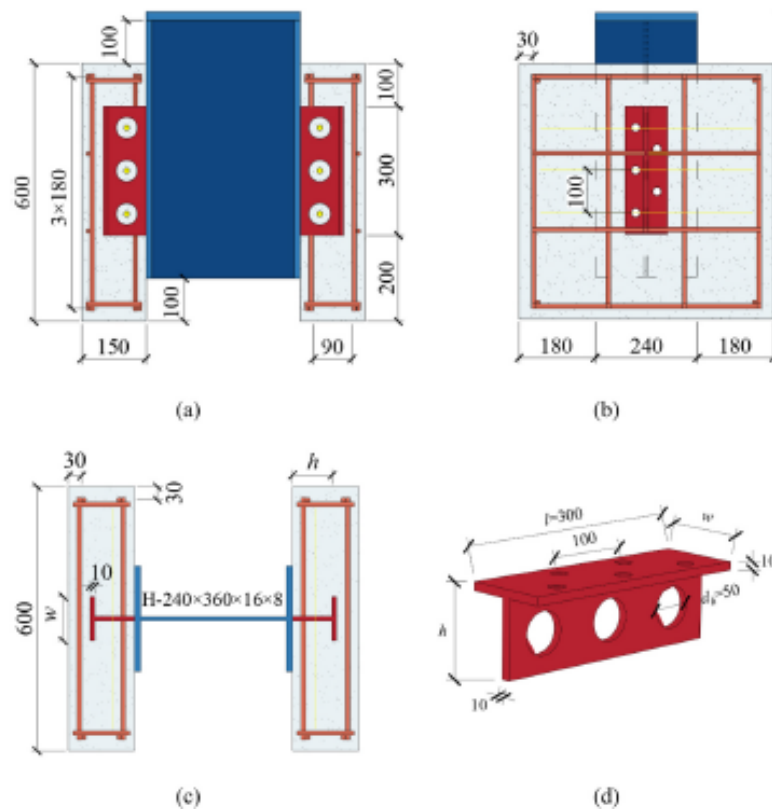
**Figura 38 – Esforços atuantes no ensaio *push-out*, (adaptado de MA *et al.*, 2023)**



Os resultados obtidos revelaram que as superfícies de ruptura correspondeu a uma conformação cônica, estendendo-se da mesa do conector T-PBL até a superfície de concreto, sendo o ângulo de falha do concreto aproximadamente 32 graus, como demonstrado na Figura 40.

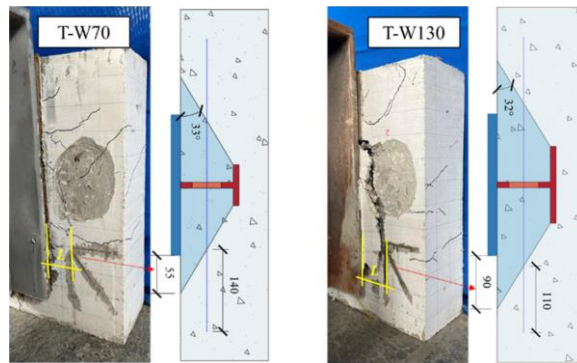
O incremento na altura do conector se traduziu em um aumento na capacidade de carga, entretanto, a largura da mesa teve uma influência limitada. Observou-se que a rigidez inicial ao cisalhamento aumentou à medida que a altura do conector foi ampliada, sugerindo uma diminuição no deslocamento relativo inicial.

Quanto às capacidades de carga, constatou-se uma redução de 20% na resistência para conectores com 1 furo, enquanto os exemplares com 2 furos apresentaram um aumento de 8% em relação aos conectores padrão com três furos.



**Figura 39 – Configuração dos ensaios realizados por ZHAN *et al.* (2023)**

Essa disparidade, como destacado pelos autores, pode estar associada à distância entre os furos adjacentes, indicando a necessidade de uma investigação mais detalhada desse parâmetro.



**Figura 40 – Modos de falha no concreto (ZHAN et al., 2023)**

A partir da análise dos resultados, os pesquisadores formularam uma equação de avaliação para a capacidade de suporte dos conectores T-PBL, levando em consideração o número de furos e seu espaçamento.

### **1.5 Formulações para o cálculo da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento**

Por meio dos ensaios experimentais foi possível propor formulações para o cálculo da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Essas expressões podem ser encontradas em algumas normas tais como, NBR 8800 (2008), Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) e AISC (2005).

O Eurocode 4, Parte 1.1 (2004) apresenta expressões para cálculo da resistência apenas do conector tipo *stud bolt*. No que concerne às normas NBR 8800 (2008) e AISC (2005), estas apresentam diretriz de dimensionamento para os conectores tipo *stud bolt* e perfil U laminado.

Uma das condicionantes para extensivas pesquisas relativas ao comportamento dos conectores de cisalhamento é o fato de existirem poucas regras contemplando o dimensionamento destes, além da divergência encontrada nos resultados das formulações com os resultados experimentais.

Com o intuito de validar os inúmeros conectores avaliados nas últimas décadas, muitos autores propuseram formulações analíticas e semi-analíticas que, por apresentarem algumas restrições nos modelos, ainda precisam ser melhor estudadas garantindo maior grau de confiabilidade para estas equações.

Conforme já mencionado, será exposto neste trabalho apenas as formulações analíticas dos conectores de cisalhamento relevantes para esta pesquisa.

### 1.5.1 Conectores *Perfobond*

Oguejiofor e Hosain (1994) propuseram, em um primeiro estudo, uma formulação para o cálculo da capacidade resistente do conector *Perfobond*, considerando três parâmetros essenciais: a laje de concreto sujeita ao cisalhamento, representando a primeira parcela da equação, a armadura transversal e os cilindros de concreto formados por meio dos furos do conector *Perfobond*. A Equação (2) expressa o cálculo da capacidade resistente.

$$q_u = 0,59 \cdot A_{cc} \cdot \sqrt{f_c} + 1,233 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2,871 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2)$$

onde,

$q_u$  é a capacidade resistente ao cisalhamento do conector *Perfobond* (N)

$n$  é o número de furos do conector

$d$  é o diâmetro do furo do conector (mm)

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão (MPa)

$A_{tr}$  é a área total da armadura transversal (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura (MPa)

$A_{cc}$  é a área de cisalhamento do concreto por conector (mm<sup>2</sup>)

Posteriormente, com a realização de novos estudos e análises numéricas, Oguejiofor e Hosain (1997) estabeleceram a Equação (3), que quantifica melhor a capacidade de resistência do conector.

$$q_u = 4,50 \cdot h \cdot t \cdot f_c + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y \quad (3)$$

onde,

$h$  é a altura do conector *Perfobond* (mm)

$t$  é a espessura do conector *Perfobond* (mm)

Medberry e Shahrooz (2002) encontraram restrições na utilização das equações anteriores alegando que estas eram limitadas para conectores com 12,7 mm de espessura, 50 mm de diâmetro nos furos com distância entre centro dos furos igual a duas vezes o diâmetro e para resistência do concreto entre 20 e 40 MPa. Com isso, os autores formularam uma nova equação para a determinação da capacidade resistente ao cisalhamento dos conectores *Perfobond*, que pode ser observada na Equação (4).

$$q_u = 9 \cdot b \cdot h_l \cdot \sqrt{f_c} + 60 \cdot b_f \cdot L_c + 0,9 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 20 \cdot n \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4)$$

onde,

$q_u$  é a capacidade resistente ao cisalhamento do conector *Perfobond* (lbs)

$b$  é a espessura da laje de concreto (in)

$h_l$  é a altura da laje de concreto (in)

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão (psi)

$b_f$  é a largura da mesa do perfil de aço (in)

$L_c$  é o comprimento de contato entre o concreto e a mesa do perfil (in)

$A_{tr}$  é a área total da armadura transversal (in<sup>2</sup>)

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço (psi)

$n$  é o número de furos do conector

$d$  é o diâmetro do furo do conector (in)

A partir das formulações de Oguejiofor e Hosain (1994) e Oguejiofor e Hosain (1997), Veríssimo (2007) propôs a Equação (5) para a determinação da capacidade de cisalhamento, utilizando uma análise de regressão múltipla. O primeiro termo refere-se à resistência frontal do conector, o segundo corresponde à resistência dos pinos, o terceiro à resistência ao cisalhamento da laje e o quarto, ao efeito da taxa de armadura. Nota-se que no primeiro termo, considerou a influência da excentricidade do conector em relação ao plano médio da laje.

$$q_u = 3,68 \cdot \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} h_{sc} t_{sc} f_c + 2,60 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c} + 0,13 \cdot A_c \cdot \sqrt{f_c} + 34,3 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{A_{tr}}{A_c}\right) \quad (5)$$

onde,

$q_u$  é a capacidade resistente ao cisalhamento do conector

$h_{sc}$  é a altura do conector (mm)

$t_c$  é a espessura da laje (mm)

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão (MPa)

$n$  é o número de furos do conector

$d$  é o diâmetro da abertura do conector (mm)

$A_c$  é a área de cisalhamento do concreto por conector (mm<sup>2</sup>)

$A_{tr}$  é a área total da armadura transversal (mm<sup>2</sup>)

Al-Darzi *et al.* (2007) realizaram um estudo paramétrico utilizando um modelo de elementos finitos com o objetivo de estudar o efeito de vários parâmetros do conector. A partir dos resultados, Al-Darzi *et al.* (2007) propuseram a Equação (6) para a determinação da resistência ao cisalhamento de conectores do tipo *Perfobond*.

$$q_u = 255,31 + 7,62 \cdot 10^{-4} \cdot h \cdot t \cdot f_c - 7,59 \cdot 10^{-7} \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2,53 \cdot 10^{-3} \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c} \quad (6)$$

onde,

$q_u$  é a capacidade resistente ao cisalhamento do conector *Perfobond*

$h$  é a altura do conector (mm)

$t$  é a espessura do conector *Perfobond* (mm)

$A_{tr}$  é a área da armadura transversal (mm<sup>2</sup>)

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura (MPa)

$A_{sc}$  é a área de concreto no furo do conector (mm<sup>2</sup>)

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão em corpo de prova cilíndrico (MPa)

Vianna (2009), por meio de um programa de ensaios experimentais e numéricos, propôs equações para o cálculo da resistência do conector de cisalhamento *Perfobond*, por meio de uma análise de regressão múltipla com os dados dos ensaios realizados. A Equação (7) corresponde à capacidade resistente dos

conectores *Perfobond* com resistência a compressão inferior a 30 MPa e a Equação (8) corresponde à capacidade resistente dos conectores *Perfobond* com resistência a compressão superior a 30 MPa.

$$q_u = 152,9 + 3,21 \cdot 10^{-3} \cdot (h \cdot t \cdot f_{ck}) - 0,86 \cdot 10^{-3} \cdot (A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \quad (7)$$

$$q_u = 31,8 + 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot (h \cdot t \cdot f_{ck}) + 0,53 \cdot 10^{-3} \cdot (A_t \cdot f_y) - 0,6 \cdot 10^{-6} \cdot (A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \quad (8)$$

onde,

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto (MPa)

$A_t$  é a área da armadura transversal considerada abaixo do conector (mm<sup>2</sup>)

A partir dos resultados dos ensaios experimentais e da modelagem numérica da investigação da influência da geometria do furo e a resistência do concreto, Zheng *et al.* (2016) formularam a Equação (9) para o cálculo da resistência ao cisalhamento dos conectores *Perfobond*.

$$q_u = 1,76 \cdot \alpha_A \cdot (A - A_s) \cdot f_c + 1,58 \cdot A_s \cdot f_y \quad (9)$$

$$\alpha_A = 3,80 \cdot \left(\frac{A_s}{A}\right)^{2/3} \quad (10)$$

onde,

$q_u$  é a capacidade resistente ao cisalhamento do conector *Perfobond*

$A$  é a área do furo do conector (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  é a área da armadura passante no furo do conector (mm<sup>2</sup>)

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão (MPa)

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura passante (MPa)

Silva (2011) realizou um estudo das equações propostas por diversos autores e concluiu que ao considerar o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), ao invés da resistência à compressão do concreto, conduz a resultados mais próximos aos ensaios experimentais, englobando os concretos com diferentes resistências. A

Equação (11) considera a resistência ao cisalhamento da laje e a Equação (12), a resistência frontal do conector.

$$q_u = 1,4 \cdot 10^{-7} \cdot A_c \cdot E_{cs} + 5,1 \cdot 10^{-7} \cdot n \cdot d^2 \cdot E_{cs} + 8,8 \cdot 10^{-4} \cdot (A_t \cdot f_y) \quad (11)$$

$$q_u = 5,5 \cdot 10^{-6} \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot E_{cs} + 4,7 \cdot 10^{-7} \cdot n \cdot d^2 \cdot E_{cs} + 9,4 \cdot 10^{-4} \cdot (A_t \cdot f_y) \quad (12)$$

### 1.5.2 Conectores T-Perfobond

Vianna (2009) realizou ensaios experimentais sobre os conectores T-*Perfobond* que permitiram que a autora estabelecesse equações para o dimensionamento deste tipo conector a partir de uma análise de regressão múltipla. Tendo em vista a importância da posição do conector T-*Perfobond* em relação ao sentido do esforço (Figura 22), Vianna (2009) levou isso em consideração e propôs três formulações analíticas. Assim, a Equação (13) expressa a capacidade resistente do conector T-*Perfobond*. Já, as Equações (15) e (16) representam a capacidade resistente do conector T-*Perfobond* invertido com  $f_{ck}$  menor do que 30 MPa e maior do 30 MPa, respectivamente.

$$q_u = 174 + 0,25 \times \left( \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}} A_{f1} f_{ck} \right) - 1,3 \times 10^{-3} \times (h_{sc} t_{sc} f_{ck}) + 0,55 \quad (13)$$

$$\times 10^{-3} (A_{tr} f_y) - 0,14 \times 10^{-3} \times (A_{sc} \sqrt{f_{ck}}) \quad (14)$$

$$q_u = -0,43 \times 10^6 - 16,7 \times (h_{sc} t_{sc} f_{ck}) + 84,5 \times (A_{sc} \sqrt{f_{ck}}) \quad (15)$$

$$q_u = 243,5 + 3,14 \times 10^{-3} \times (h_{sc} t_{sc} f_{ck}) + 0,25 \times 10^{-3} \times (A_{tr} f_y) \quad (16)$$

onde,

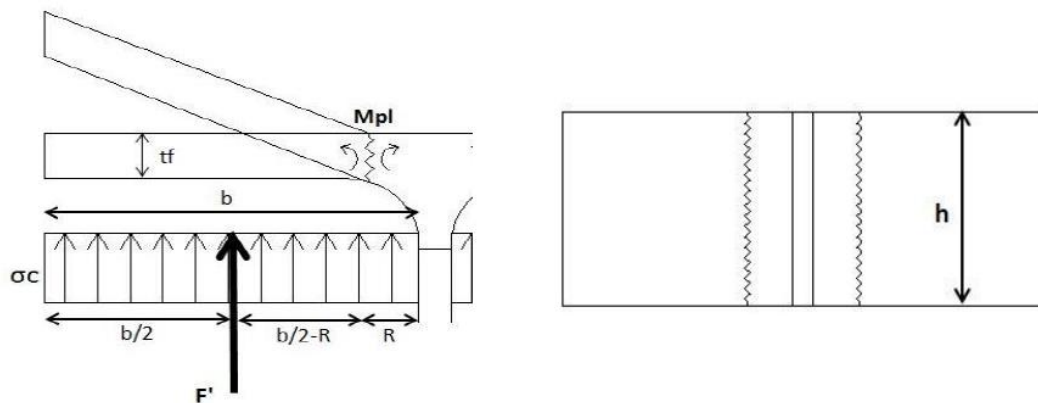
$A_{f1}$  é a área da superfície frontal do conector

$A_{f2}$  é a área da superfície dianteira do conector ampliado em uma inclinação de 1:5

Pessoa (2015) também estudou o conector T-*Perfobond* com apenas a alma sodada e propôs uma equação para calcular a resistência desse tipo de conector. Para realizar suas formulações, o autor levou em consideração os modos de ruptura

encontrados experimentalmente. Em todos os ensaios, houve a plastificação do conector tanto na alma quanto na mesa. Com isso, o autor definiu que a resistência seria calculada pelo somatório da força necessária para plastificar separadamente a mesa e a alma.

Conforme ilustrado na Figura 41, a força necessária para a plastificação da mesa é obtida a partir do momento plástico da seção transversal, em que  $F'$  é o valor mínimo entre a resistência do concreto e do aço, de acordo com a Equação (17).



**Figura 41 – Plastificação do banzo do conector (PESSOA, 2015)**

$$F_{\text{Banzo}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2f_{ck,cil.} \times h \times b \\ 0,5 \times h \times t_f^2 \\ \frac{b}{2} - R \end{array} \right. \times f_y \quad (17)$$

onde,

$f_{ck,cil.}$  é a resistência característica do concreto

$h$  é a altura da mesa

$b$  é a metade da largura da mesa desconsiderando a espessura da alma

$t_f$  é a espessura da mesa

$R$  é o raio entre a mesa e a alma

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura (MPa)

A força necessária para plastificar a alma pode ser calculada a partir da Figura 42 e das Equações (18) e (19).



$$A_v = (l - t_f - R - n\phi) \times t_w + (t_w + R) \times R + (t_w + 2R) \times t_f \quad (18)$$

$$F_{Alma} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (19)$$

onde,

$A_v$  é a área de cisalhamento

$n$  é o número de furos do conector

$l$  é o comprimento do conector

$R$  é o raio do furo

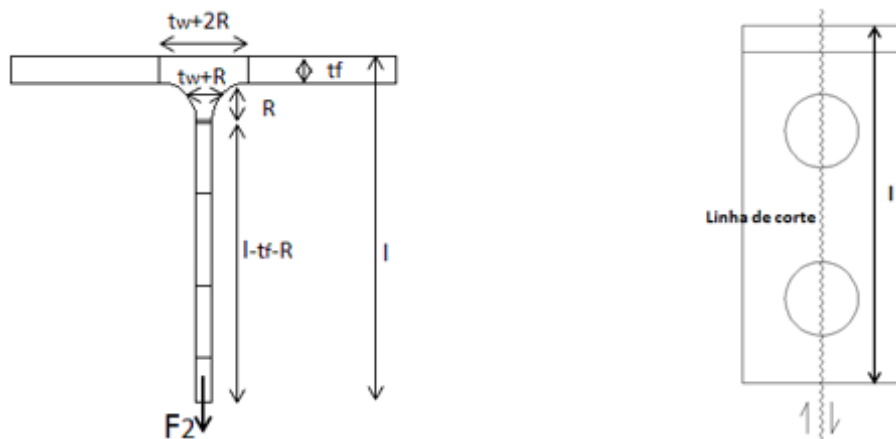


Figura 42 – Plastificação da alma do conector (PESSOA, 2015)

Com isso, a força total pode ser determinada a partir das Equações (20) e (21).

$$F_{Total} = F_{Banzo} + F_{Alma} \Rightarrow \quad (20)$$

$$F_{Total} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2f_{ck,cil.} \times h \times b + \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times f_y \\ \left( \frac{h \times t_f^2}{(b - 2R)} + \frac{A_v}{\sqrt{3}} \right) \times f_y \end{array} \right. \quad (21)$$

## 2 MODELAGEM NUMÉRICA DO T-PERFOBOND COM MESA NÃO SOLDADA

A modelagem numérica de uma estrutura, tem como objetivo, simular o comportamento de uma estrutura real com um certo nível de precisão e confiabilidade, utilizando ferramentas computacionais. Para que se consiga representar o comportamento mecânico das estruturas o mais próximo da realidade, é necessário definir corretamente as condições de contorno e aplicações do carregamento para determinado modelo, os modelos constitutivos dos materiais envolvidos, além de determinar uma combinação de malhas e o tipo de elementos adequados.

Com o intuito de alcançar um dos objetivos propostos, foram realizadas simulações numéricas de três ensaios experimentais do tipo *push-out* dos conectores *T-Perfobond*, realizados por Pessoa (2015), utilizando o programa computacional Abaqus (2014). Com isso, pretendeu-se obter um modelo calibrado com os resultados de carga *versus* deslizamento e modos de falha semelhantes aos ensaios.

Por fim, para que a análise paramétrica pudesse ser expandida para concretos mais resistentes, foi conduzida uma simulação numérica do conector ensaiado por Vianna (2009). Nesse ensaio, comparou-se apenas a capacidade resistente e de deslizamento da conexão.

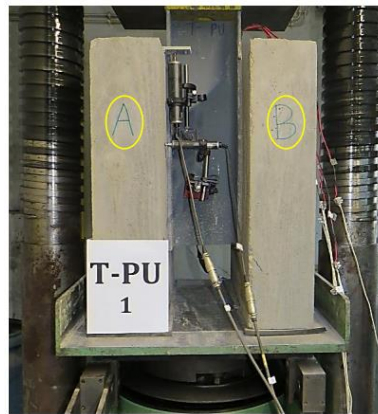
### 2.1 Ensaio experimental de Pessoa (2015)

Os conectores utilizados por Pessoa (2015), para o ensaio *push-out*, foram fabricados a partir do perfil IPE360 e o perfil metálico a partir do HEA200, conforme Figura 43 e Figura 44, respectivamente, sendo todos com aço S275 ( $f_y = 275\text{MPa}$  e  $f_u = 430\text{MPa}$ ). Foram utilizadas armaduras de 10 mm de diâmetro para a laje.

A Figura 45 mostra a configuração do ensaio *push-out* para os conectores *T-Perfobond* e *T-PerfobondUnconnected* realizado por Pessoa (2015).



Em cada ensaio *push-out* foram estudados dois conectores iguais, que se distinguem por conector A e B, como pode ser visto na Figura 46. As abreviaturas utilizadas foram TP para *T-Perfobond*, TPU para *T-PerfobondUnconnected*, AR-10 e AR-16 para armadura passante nos furos de 10 mm e 16mm, respectivamente. No final da nomenclatura de cada conector segue-se também um número que indica a série de ensaios a que pertence, sendo 1 para concreto C20/25 e 2 para C25/30.



**Figura 46 – Distinção dos conectores de cada ensaio (PESSOA, 2015)**

A resistência à compressão do concreto foi determinada com corpo de prova cúbico de 150 mm obtendo-se um valor médio de 36,19 MPa para a série 1, e 44,53 MPa para a série 2. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos em cada ensaio.

A Figura 47 e a Figura 48 mostram o gráfico com o comportamento do conector TP e TPU, respectivamente, em termos de força *versus* deslizamento tanto para a laje com concreto C20/25 quanto C25/30.

Pessoa (2015) afirma que no primeiro ensaio foi aplicado indesejavelmente uma série de cargas e descargas de forma brusca, levando a resultados distorcidos no ensaio TP\_A1 e TP\_B1. Com isso, o autor apresentou uma curva, em laranja, de como seria esperado o comportamento do conector pra esse tipo de concreto.

Diante do exposto, salienta-se que para a validação do modelo numérico, foram utilizados os resultados dos seguintes protótipos: TP com a classe do concreto C25/30, e TPU com a classe do concreto C20/25 e C25/30.

Tabela 1 – Resultados do ensaio *push-out* de Pessoa (2015)

Classe do concreto	Conector	$P_{teste}$ (kN)	$P_{rk}$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\delta_{uk}$ (mm)
C20/25	TP_A1	471,45	424,31	2,00	1,80
	TP_B1			3,70	3,33
	TPU_A1	434,45	391,01	9,93	8,94
	TPU_B1			8,04	7,24
	TPU_AR10_A1	523,50	471,15	7,92	7,13
	TPU_AR10_B1			7,62	6,86
	TPU_AR16_A1	527,67	474,90	5,17	4,65
TPU_AR16_B1	5,14			4,63	
C25/30	TP_A2	480,11	432,10	8,81	7,93
	TP_B2			10,55	9,50
	TPU_A2	411,80	370,62	14,76	13,28
	TPU_B2			13,82	12,44
	TPU_AR10_A2	496,56	446,90	7,63	6,87
	TPU_AR10_B2			9,04	8,14
	TPU_AR16_A2	528,78	475,90	2,95	2,66
	TPU_AR16_B2			4,07	3,66

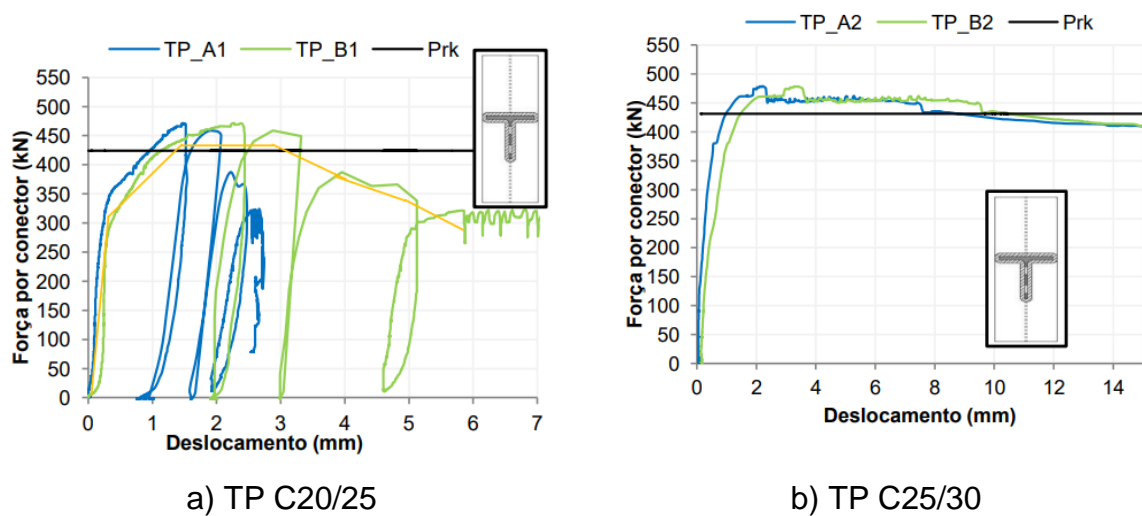


Figura 47 – Curva carga versus deslizamento do conector TP (PESSOA, 2015)

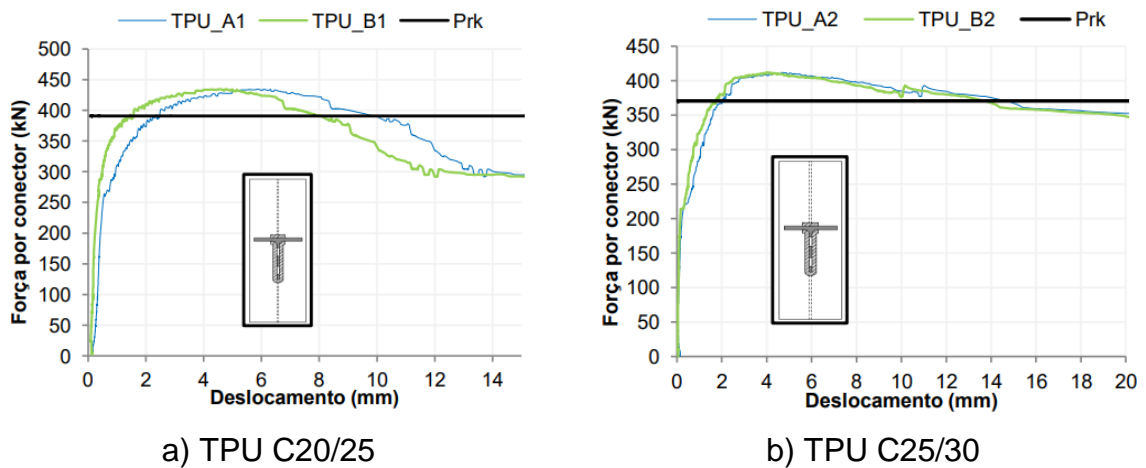


Figura 48 – Curva carga *versus* deslizamento do conector TPU (PESSOA, 2015)

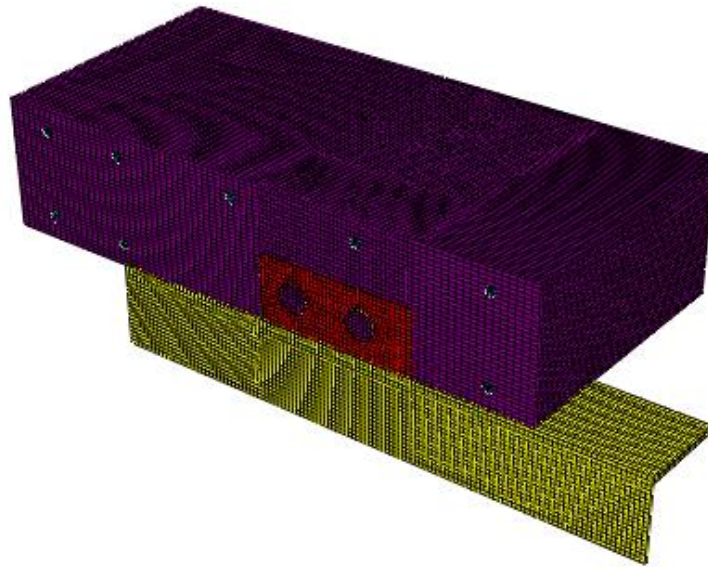
## 2.2 Modelagem numérica

As modelagens numéricas foram desenvolvidas no Abaqus (2014), programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos que permite modelar numericamente problemas de engenharia complexos, envolvendo geometrias complicadas, relações constitutivas não lineares e ocorrência de grandes deformações. Além disso, o processamento das modelagens foi feita com um processador Intel i7-4500 CPU.

### 2.2.1 Caracterização do modelo

Para a modelagem do ensaio *push-out*, foi realizado somente um quarto da estrutura, uma vez que, por apresentar dupla simetria, tal simplificação não interfere nos resultados e, com isso consegue-se reduzir o custo computacional, conforme Figura 49.

Todas as estruturas foram desenvolvidas utilizando elementos sólidos do tipo C3D8R que apresentam oito nós com integração reduzida, sendo cada nó com três graus de liberdade translacionais. Essa configuração foi utilizada também por diversos autores como Petruski (2016), Fortes (2018), Ma *et al.* (2023), dentre outros.



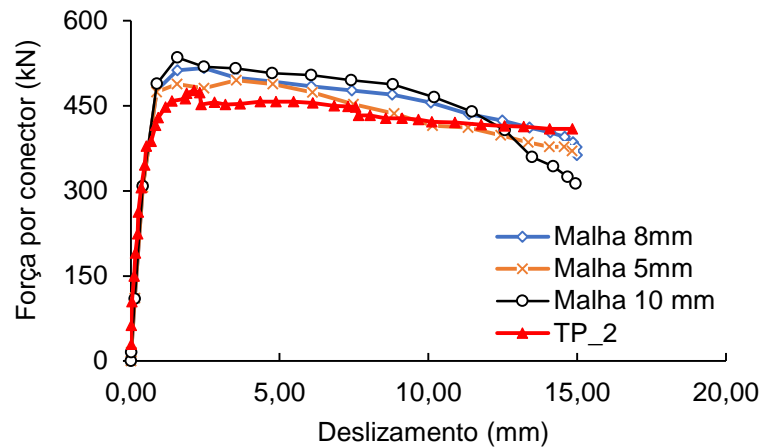
**Figura 49 – Modelo do ensaio *push-out* com dupla simetria**

Para obter uma compreensão mais aprofundada sobre a sensibilidade da malha da laje de concreto, foram realizadas três análises numéricas do conector TP-A2 e TP-B2 da Tabela 1, e Figura 47 b, variando as malhas em 5 mm, 8 mm e 10 mm. Os resultados destas análises estão ilustrados na Figura 50 e na Tabela 2.

Na Tabela 3, é apresentada a malha escolhida para cada componente do modelo, conforme pode ser observado na Figura 51. Esses componentes foram discretizados com uma malha estruturada e os com geometria mais complexa, como o conector e a laje, foram utilizadas partições para deixar os elementos mais uniformes, possibilitando assim uma malha mais refinada.

Ao examinar os resultados, foi constatado que a malha de 5 mm se destacou por apresentar resultados mais próximos aos valores experimentais, com uma diferença de apenas 3% em termos de carga máxima. No entanto, houve uma maior discrepância em relação à capacidade de deslizamento, com uma diferença de 20%.

Por outro lado, a malha de 8 mm demonstrou um desempenho superior em relação à capacidade resistente e ao deslizamento, com diferença de 7% e 4%, respectivamente. Enquanto isso, a malha de 10 mm mostrou uma diferença um pouco maior em relação à capacidade de carga, chegando a 10%.



**Figura 50 – Estudo da influência da malha**

Após uma análise cuidadosa, optou-se por utilizar a malha de 8 mm. Apesar da malha de 5 mm ter se aproximado bastante dos resultados de capacidade de carga, a escolha pela malha de 8 mm foi motivada pelo tempo de processamento reduzido em quase a metade e pelos resultados superiores em termos de capacidade de deslizamento.

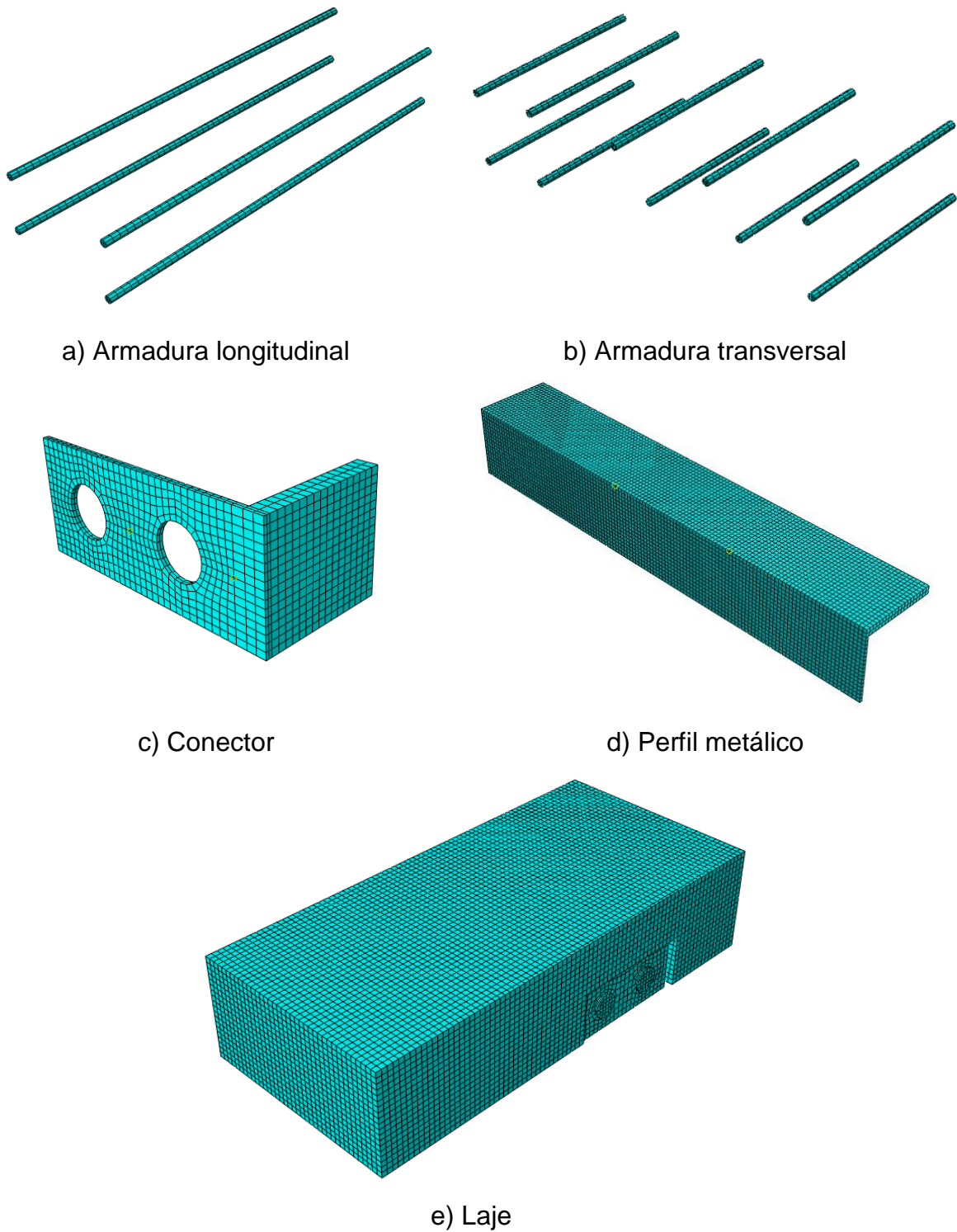
**Tabela 2 – Influência da malha**

Modelo	Tempo de processamento (minutos)	$P_{u(exp)}$	$\delta_{k(exp)}$	$P_{u(num)}$	$\delta_{k(num)}$	$P_{u(exp)}$	$\delta_{k(exp)}$
		(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	$\overline{P_{u(num)}}$	$\overline{\delta_{k(num)}}$
Malha 5 mm	2193			495,21	7,29	0,97	1,20
Malha 8 mm	1162	480,1	8,71	516,5	8,37	0,93	1,04
Malha 10 mm	882			535,21	8,26	0,90	1,05

**Tabela 3 – Malha dos componentes do modelo**

Componentes	Tamanho do elemento
	(mm)
Armaduras	8
Conector de cisalhamento	5
Perfil metálico	5
Laje	8





**Figura 51 – Discretização do modelo**

### 2.2.2 Propriedades dos materiais

As simulações numéricas foram realizadas utilizando as mesmas propriedades dos materiais dos ensaios experimentais de Pessoa (2015). Para recorrer a um

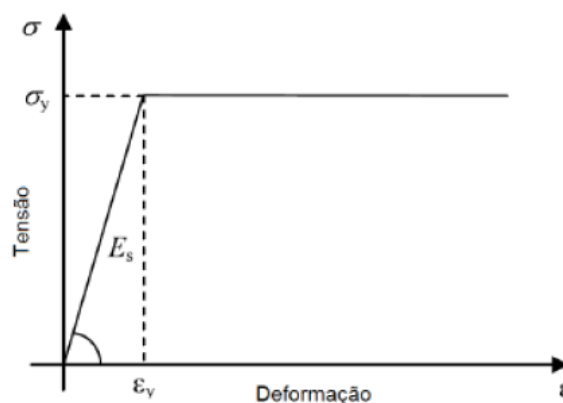
modelo que pudesse representar de forma mais próxima dos resultados encontrados nos ensaios *push-out*, foi necessário recorrer aos modelos constitutivos que descrevem o comportamento dos materiais, geralmente em termos de tensão *versus* deformação.

A seguir são apresentados os modelos constitutivos adotados tanto para o aço quanto para o concreto.

### 2.2.2.1 Modelo constitutivo do aço

O aço é um material homogêneo com comportamento dúctil e com as propriedades bem definidas. Com isso, foram utilizados dois tipos de modelos constitutivos para o aço: o modelo elastoplástico perfeito para as armaduras e o perfil, e o modelo quadrilinear para o conector, conforme a Figura 52 e Figura 53, respectivamente.

No primeiro modelo, a curva tensão *versus* deformação apresenta duas fases, tendo um comportamento inicialmente elástico até a tensão de escoamento, e um comportamento plástico com significativas deformações após atingida essa tensão. Para a armadura da laje foi utilizada tensão de escoamento ( $f_y$ ) de 500 MPa e para o perfil metálico foi utilizada tensão de escoamento de 275 MPa, conforme o ensaio experimental.



**Figura 52 – Modelo elastoplástico perfeito para o aço da viga e da armadura**

O modelo quadrilinear foi proposto e aproximado por Yun e Gardner (2017) a partir de curvas de modelos numéricos e experimentais. A primeira fase da curva apresenta comportamento elástico, para tensões menores que a tensão de

escoamento ( $f_y$ ). As tensões iguais a tensão de escoamento ( $f_y$ ) e deformações entre a deformação de escoamento ( $\epsilon_y$ ) e a deformação de início da fase de encruamento ( $\epsilon_{sh}$ ), configuram o patamar de escoamento. A terceira fase linear é definida para tensões maiores que a tensão de escoamento ( $f_y$ ) e menores que a tensão ( $f_{C_1\epsilon_u}$ ). A quarta fase linear está compreendida entre a tensão ( $f_{C_1\epsilon_u}$ ) e a tensão última ( $f_u$ ).

A curva quadrilinear pode ser definida por meio das Equações (22) e (23) e são necessários somente três parâmetros: módulo de elasticidade ( $E$ ), tensão de escoamento ( $f_y$ ) e tensão última ( $f_u$ ). Para o conector de cisalhamento, foi utilizado o mesmo material do ensaio experimental, com tensão de escoamento de 275 MPa e tensão última de 430 MPa.

Foram admitidos para todos os elementos de aço, o módulo de elasticidade igual a 210000 MPa e coeficiente de Poisson  $\nu$  de 0,3.

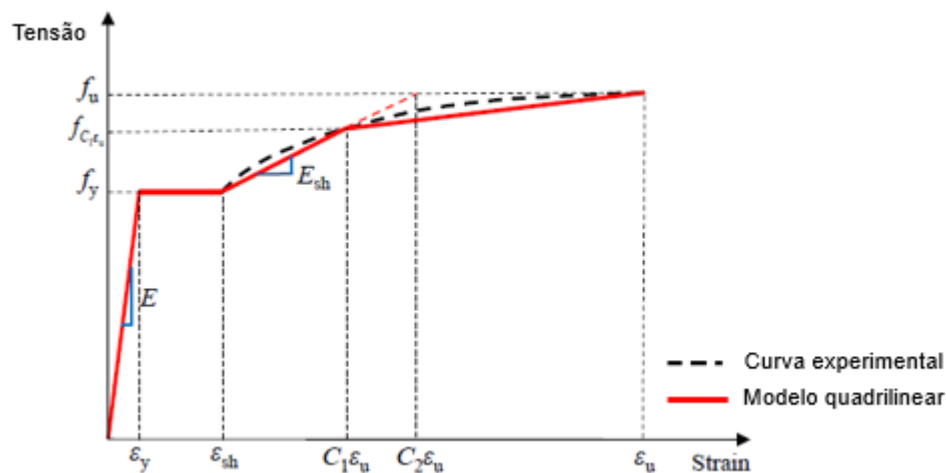


Figura 53 – Modelo quadrilinear para o aço S275 (adaptado de YUN e GARDNER, 2017)

$$f(\epsilon) = \begin{cases} E\epsilon & \because \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y & \because \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \end{cases} \quad (22)$$

$$f(\epsilon) = \begin{cases} f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}) & \because \epsilon_{sh} < \epsilon < C_1\epsilon_u \\ f_{C_1\epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1\epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1\epsilon_u}(\epsilon - C_1\epsilon_u) & \because C_1\epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (23)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,4(\epsilon_u - \epsilon_{sh})} \quad (24)$$

onde,

$E$  é o módulo de elasticidade do aço (MPa);

$\epsilon$  é a deformação do aço na região elástica;

$\epsilon_y$  é a deformação do aço no patamar de escoamento, onde termina o regime linear elástico;

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço (MPa);

$\epsilon_{sh}$  é a deformação do aço no início da região de *stress hardening*;

$E_{sh}$  é o módulo de elasticidade do aço na região de *stress hardening*, determinado pela Equação (24);

$C_1\epsilon_u$  é a deformação do aço no início da região C1;

$f_{C_1\epsilon_u}$  é a tensão do aço no início da região C1 (MPa);

$f_u$  é a tensão última do aço (MPa).

### 2.2.2.2 Modelo constitutivo do concreto

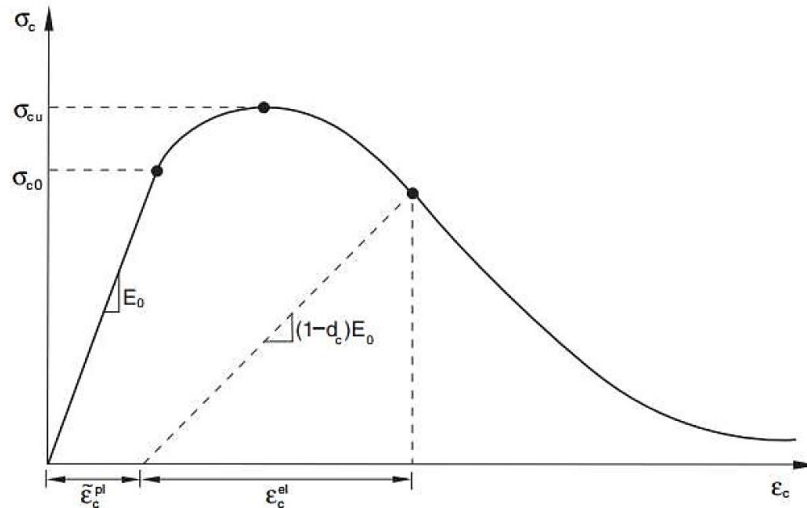
O concreto é um material heterogêneo com comportamento frágil, ou seja, não apresenta deformações significativas até que ocorra sua ruptura, o que torna dificultoso sua representação nas simulações numéricas.

Além disso, durante o ensaio *push-out* realizados por Pessoa (2015), foi verificado que os mecanismos de falha que ocorreram na laje de concreto, foram regidos, principalmente, pelo esmagamento por compressão e danos à tração devido ao cisalhamento.

Dentre as ferramentas que o Abaqus (2014) oferece para caracterizar e simular o comportamento do concreto, destaca-se o modelo de dano com plasticidade do concreto (*Concrete Damaged Plasticity Model – CDPM*). Esse admite os dois mecanismos de falha identificados nos ensaios experimentais, considerando um dano progressivo (isotrópico), por meio da indução da redução da rigidez elástica, pela deformação plástica, tanto na compressão, quanto na tração. Esse modelo assume que a resposta do concreto para tensões uniaxiais de tração e compressão são caracterizadas pelo dano da região plástica (*Damaged Plasticity*).

Sob compressão uniaxial, o concreto segue um regime linear até a tensão final elástica ( $\sigma_{c0}$ ). Posteriormente, no regime plástico, a curva se caracteriza pelo *stress hardening*, apresentando ganho de resistência, até a tensão última ( $\sigma_{cu}$ ), e, por fim,

segue um comportamento não linear com redução de resistência, rigidez e acentuação do dano, com o comportamento *strain softening*. A Figura 54 apresenta a curva tensão *versus* deformação do concreto submetido à compressão uniaxial.



**Figura 54 – Curva tensão *versus* deformação para o concreto sob compressão (ABAQUS, 2014)**

Sob tração uniaxial, o comportamento do concreto apresenta característica linear elástica até atingir a tensão de ruptura ( $\sigma_{t0}$ ), condicionando o aparecimento de microfissuras no concreto. Em seguida, a curva apresenta o comportamento de *tension softening*, onde ocorre a perda abrupta de resistência, conforme Figura 55.

As tensões de compressão e tração podem ser determinadas a partir das Equações (25) e (26).

$$\sigma_c = (1-d_c) \cdot E_o \cdot (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (25)$$

$$\sigma_t = (1-d_t) \cdot E_o \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (26)$$

onde,

$E_o$  é o módulo de elasticidade inicial do concreto, relacionado à rigidez inicial, não danificada

$d_c$  é a variável do dano relacionada à compressão do concreto

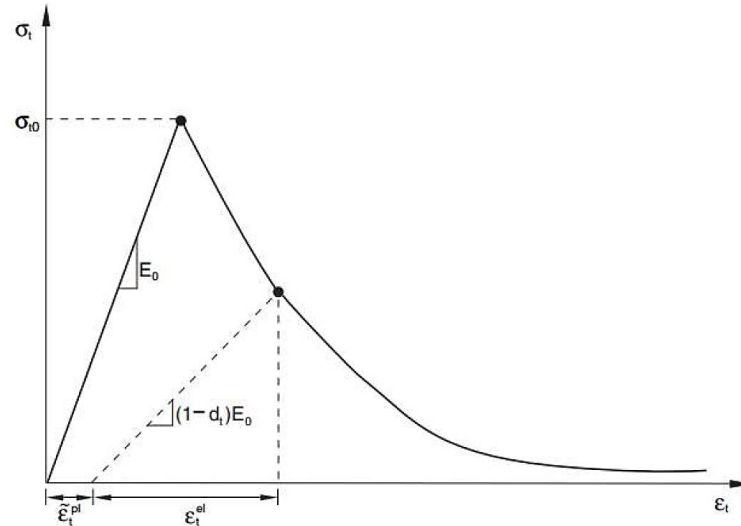
$d_t$  é a variável do dano relacionada à tração do concreto

$\epsilon_c$  é a deformação de compressão do concreto

$\epsilon_t$  é a deformação de tração do concreto

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  é a deformação plástica de compressão do concreto

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  é a deformação plástica de tração do concreto



**Figura 55 – Curva tensão versus deformação para o concreto sob tração (ABAQUS, 2014)**

O Abaqus (2014) converte automaticamente os valores de deformação de esmagamento,  $\varepsilon_c^{ch}$ , e de fissuração,  $\varepsilon_t^{ck}$ , em deformações plásticas, a partir das Equações (27) e (28).

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ch} - \frac{d_c}{(1-d_c)} * \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (27)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} * \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (28)$$

Para utilizar o CDPM no Abaqus (2014), é necessário definir as leis constitutivas do concreto à compressão e à tração, os modelos de dano, bem como os parâmetros de plasticidade.

Existem diversos modelos constitutivos e de dano capazes de representar o comportamento do concreto, tanto à compressão quanto à tração, podendo ser encontrados em normas como Eurocode 2 (2004) e CEB-FIP (*Model Code*, 2010), e em pesquisas de autores como Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), Genikomsou e Polak (2015), Chi *et al.* (2017) e Pavlovic (2013).

O modelo constitutivo escolhido para a compressão foi o de Pavlovic (2013),

enquanto para tração, optou-se pela norma do CEB-FIP (*Model Code*, 2010). Tal decisão se pautou nos bons resultados encontrados por Fortes (2018) para modelar o concreto no ensaio *push-out* do conector *Perfobond*.

O modelo constitutivo à compressão proposto por Pavlovic (2013) se baseia inicialmente, no modelo recomendado pelo Eurocode 2 (2004). O concreto sob compressão uniaxial apresenta comportamento linear elástico até atingir 40% da sua resistência média ( $f_{cm}$ ). Em seguida, apresenta uma função parabólica até atingir a deformação última ( $\epsilon_{cu1}$ ), conforme trecho AD da Figura 57. As Equações (29), (30) e (31) definem esse comportamento.

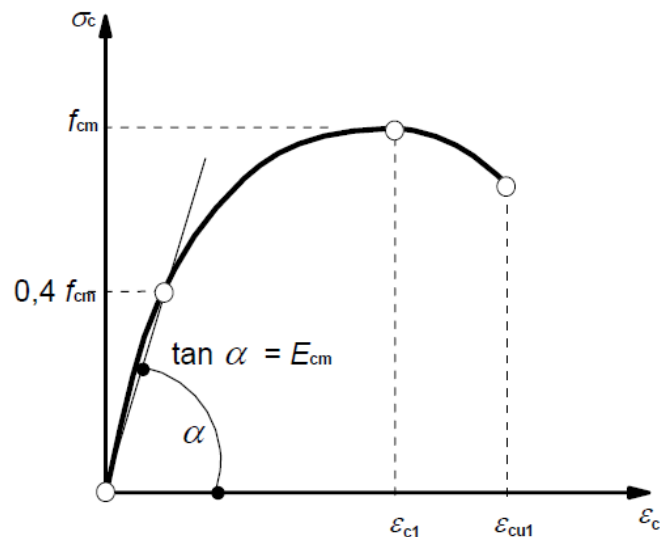


Figura 56 – Modelo constitutivo à compressão (EUROCODE 2, 2004)

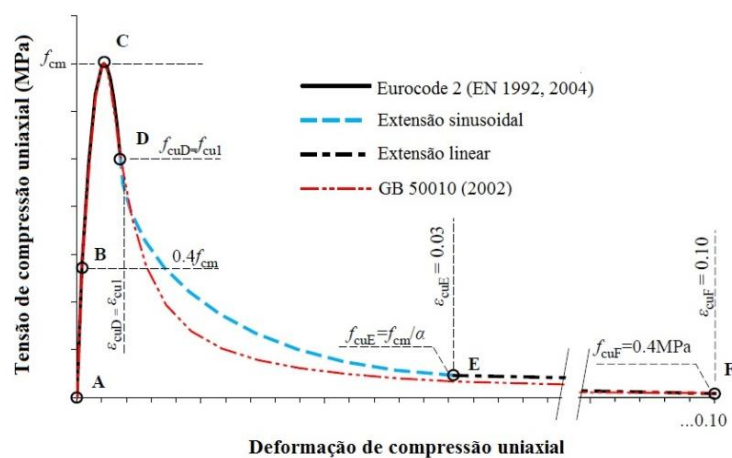


Figura 57 – Modelo constitutivo à compressão (adaptado de PAVLOVIC, 2013)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (29)$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (30)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (31)$$

onde,

$\sigma_c$  é a tensão do concreto à compressão do concreto;

$f_{cm}$  é a resistência média á compressão do concreto;

$\epsilon_c$  é a deformação de compressão do concreto;

$\epsilon_{c1}$  é a deformação de compressão do concreto relativa à resistência média do concreto,  $f_{cm}$ ;

$E_{cm}$  é o módulo de elasticidade médio do concreto.

Como dito anteriormente, é comum aparecerem grandes deformações por esmagamento em ensaios do tipo *push-out*. Portanto, é importante que seja considerado o comportamento do concreto após atingida a deformação última, conforme preconizado por Pavlovic (2013). As Equações (32) a (35) definem os trechos senoidais entre os pontos D-E e o trecho linear entre os pontos E-F.

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu^{\alpha_{tD}} \cdot \alpha_{tE} \cdot \pi/2)}{\beta \cdot \sin(\alpha_{tE} \cdot \pi/2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right] \quad \because \epsilon_{cuD} < \epsilon_c < \epsilon_{cuE} \quad (32)$$

$$\sigma_c = \frac{[f_{cuE}(\epsilon_{cuF} - \epsilon_c) + f_{cuF}(\epsilon_c - \epsilon_{cuE})]}{(\epsilon_{cuF} - \epsilon_{cuE})} \quad \because \epsilon_c > \epsilon_{cuE} \quad (33)$$

$$\mu = \frac{(\epsilon_c - \epsilon_{cuD})}{(\epsilon_{cuE} - \epsilon_{cuD})} \quad (34)$$

$$\beta = \frac{f_{cm}}{f_{cu1}} \quad (35)$$



onde,

$f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto no cilindro;

$\sigma_c$  é a tensão de compressão do concreto;

$f_{cuE}$  é a resistência à compressão do concreto no final da extensão sinusoidal;

$\varepsilon_{cuF}$  é a deformação de compressão do concreto no final da extensão linear;

$\varepsilon_c$  é a deformação de compressão do concreto;

$f_{cuF}$  é a resistência à compressão do concreto no final da extensão linear;

$\varepsilon_{cuE}$  é a deformação de compressão do concreto no final da extensão sinusoidal;

$\varepsilon_{cuD}$  é a deformação de compressão do concreto no início da extensão sinusoidal, que é igual à deformação última ( $\varepsilon_{cu1}$ ) do Eurocode 2 (2004);

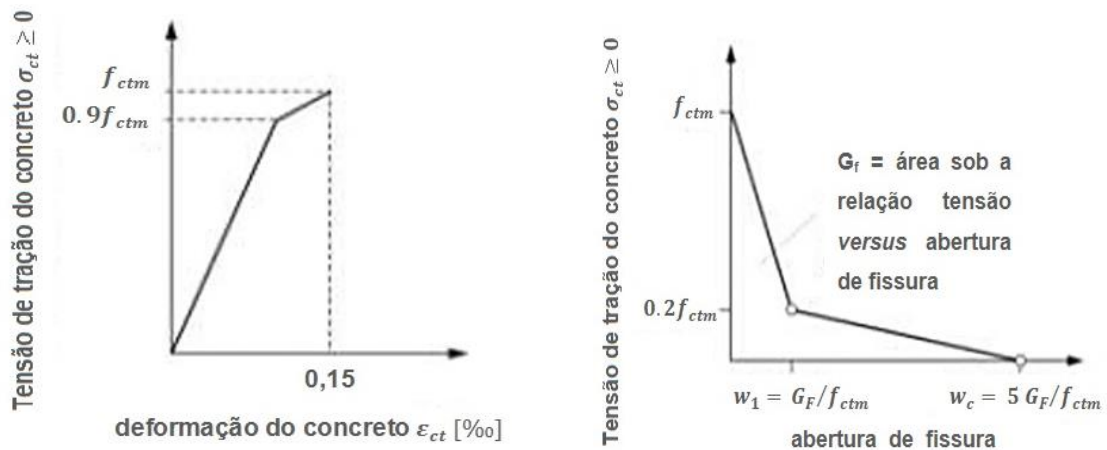
$f_{cu1}$  é a resistência à compressão do concreto referente ao início da extensão sinusoidal.

Pavlovic (2013) adotou a deformação  $\varepsilon_{cuF}=0,10$ , garantindo que fosse suficientemente grande para não ser atingida durante as simulações numéricas. Além disso, o autor determinou a resistência residual final do concreto  $f_{cuF}=0,40$  MPa, o fator de redução  $\alpha=15$ , deformação no ponto E de  $\varepsilon_{cuF}=0,03$  e os fatores  $\alpha_{tD}=0,5$  e  $\alpha_{tE}=0,9$ .

Vale mencionar que houve a necessidade de converter o valor da resistência média à compressão do concreto do ensaio de Pessoa (2015), pois o autor determinou a resistência do concreto a partir de corpos de prova cúbicos e Pavlovic (2013) considera em suas formulações a resistência em corpos de prova cilíndrico. Essa conversão foi realizada de acordo com o Eurocode 2 (2004).

Com relação ao modelo constitutivo à tração, o CEB-FIP (Model Code, 2010) considera que o concreto ainda não fissurado, consegue ser representado satisfatoriamente por uma relação tensão *versus* deformação quando submetido à tração uniaxial (Figura 58(a)). Entretanto, quando o concreto fissura, o código sugere que seja utilizada uma relação de tensão *versus* abertura de fissura, visto na Figura 58(b).

O comportamento do concreto à tração, seguindo as diretrizes do código, foi representado por meio da relação tensão *versus* deslocamento por apresentar melhor a abertura de fissura no concreto e por reduzir a sensibilidade do uso da malha nos elementos de concreto.



a) Tensão *versus* deformação

b) Tensão *versus* abertura de fissuras  
para tensões uniaxiais de tração

**Figura 58 – Modelo constitutivo do concreto à tração (MODEL CODE, 2010)**

O modelo de dano para associar aos modelos constitutivos tanto à compressão quanto a tração foi o proposto por Genikomsou e Polak (2015) conforme Figura 59.

Para a compressão, os autores consideram que a degradação do concreto é iniciada apenas na zona de *softening*, ou seja, após atingir sua resistência máxima. A formulação do dano à compressão é apresentada na Equação (36).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{E_0 (\epsilon_c - \epsilon_c^{pl})} \quad (36)$$

onde,

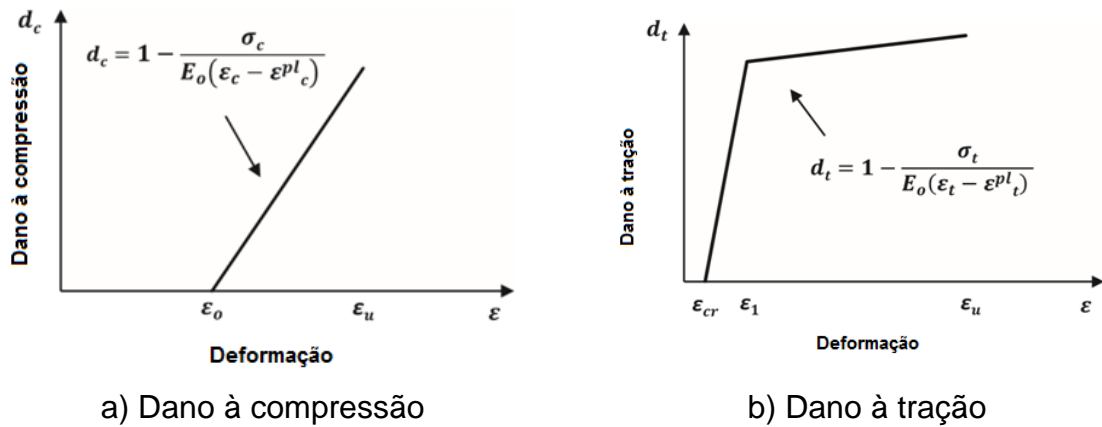
$d_c$  é o dano de compressão do concreto;

$\sigma_c$  é a tensão de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano;

$E_0$  é o módulo de elasticidade inicial do concreto;

$\epsilon_c$  é a deformação de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano;

$\epsilon_c^{pl}$  é a parcela da deformação plástica de compressão do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano.



**Figura 59 – Modelos de dano no concreto (adaptado de GENIKOMSOU E POLAK, 2015)**

Assim como na compressão, Genikomsou e Polak (2015) consideram que o concreto inicia o processo de fissuração, quando atinge a sua resistência à tração. A formulação do dano à tração é apresentada na Equação (37).

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})} \quad (37)$$

onde,

$d_t$  é o dano de tração do concreto;

$\varepsilon_t$  é a deformação total de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano;

$\varepsilon_t^{pl}$  é a parcela da deformação plástica de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano;

$\sigma_t$  é a tensão de tração do concreto no ponto onde se deseja determinar o dano;

A respeito dos parâmetros de plasticidade, o modelo de dano com plasticidade requer cinco parâmetros constitutivos: ângulo de dilatância, razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $f_{b0}/f_{c0}$ ), razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão ( $k_c$ ), excentricidade ( $\varepsilon$ ) e viscosidade ( $\mu$ ).

Um dos desafios da utilização do modelo CDPM é a calibração do ângulo de dilatância, uma vez que na literatura, existe uma certa divergência entre os pesquisadores para definir o ângulo ideal para o concreto. Para Vermeer e Borst

(1984) e Alfarah *et al.* (2017), o ângulo de dilatação deveria ser de 13° para mecanismo de arrancamento de conectores embutidos em membros de concreto armado sob tração. De acordo com Malm (2009), Pavlovic (2013), Genikomsou e Polak (2015) e Petrauski (2016), o valor ideal para o concreto está entre 36° e 40°. Já Silva (2013) e Dutra *et al.* (2014) encontraram bons resultados com ângulo de 36° e Cardoso (2018) conseguiu uma calibração do modelo utilizando o ângulo de 28°. Neste trabalho, durante o processo de calibração do modelo, foram realizadas investigações para os ângulos de dilatação iguais a 28, 36° e 40°. A relação entre a capacidade de carga do ensaio experimental e da modelagem para esses ângulos, foi respectivamente de, 0,93, 0,88 e 0,85. Então, observa que ângulo de 28° apresentou o melhor resultado, sendo este escolhido para ser utilizado na modelagem.

A razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial, bem como a excentricidade foram determinadas a partir da Equação (38) e Tabela 4, propostas por Papanikolaou e Kappos (2007).

**Tabela 4 – Sugestão de valores de excentricidade de acordo com a resistência do concreto (adaptado de PAPANIKOLAOU e KAPPOS, 2007)**

$f_c$ (MPa)	$f_{bc} / f_{c0}$	$\epsilon$
20	1,20	0,5281
30	1,16	0,5323
40	1,14	0,5198
50	1,12	0,5172
60	1,10	0,5151
70	1,09	0,5133
80	1,08	0,5117
90	1,07	0,5104
100	1,06	0,5092
110	1,05	0,5081
120	1,05	0,5071

$$\frac{f_{bc}}{f_{c0}} = 1,5 f_c^{-0,075} \quad (38)$$

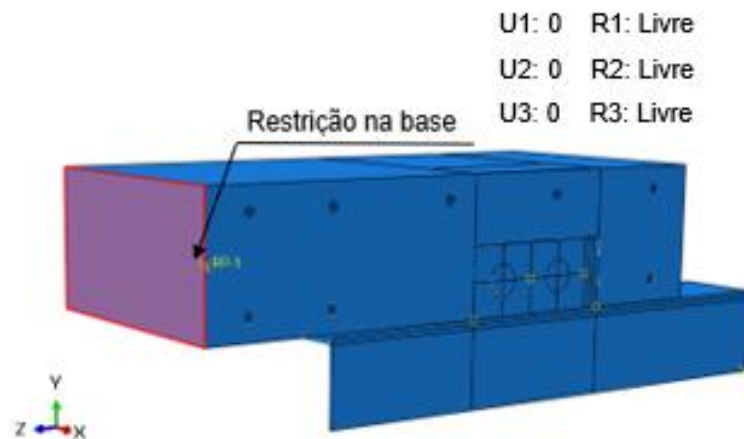
Para a viscosidade foi admitido valor igual a zero e para o parâmetro,  $K_c$ , o valor padrão de  $2/3$ , recomendado pelo Abaqus (2014).

### 2.2.3 Condições de contorno, restrições e carregamento

As condições de contorno foram realizadas tanto para reproduzir o ensaio *push-out* quanto para representar a dupla simetria do modelo.

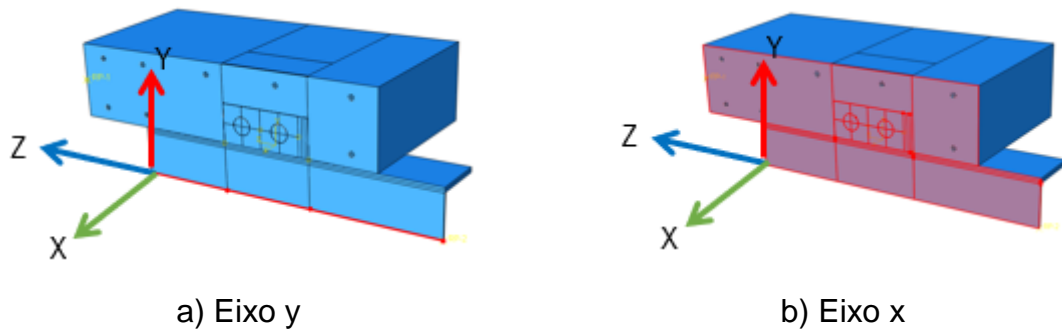
As faces das bases das lajes nos ensaios possuíam apoios que restringiam os deslocamentos nas três direções. Com isso, foram restringidos os deslocamentos nos três eixos, apresentado na Figura 60. Os números 1,2,3 correspondem as coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , respectivamente.

Para essas restrições, fez-se uso da ferramenta *multi point constraint*, que faz com que um único ponto de referência (RP-1) governe um conjunto de nós e elementos.



**Figura 60 – Restrição na base da laje**

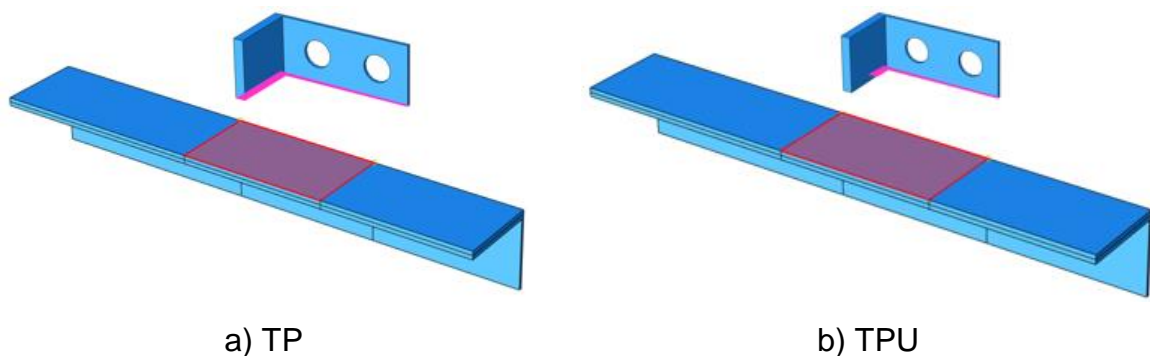
Na base da alma do perfil, a restrição ocorreu no deslocamento em  $y$ , e nas rotações em  $x$  e em  $z$  para representar a simetria no plano  $xz$  (Figura 61(a)). Já na lateral da laje, do conector e do perfil foram restringidos em deslocamentos no eixo  $x$  e em rotações em  $y$  e em  $z$  para representar a simetria no plano  $yz$  conforme Figura 61(b).



**Figura 61 – Restrição para dupla simetria**

Para as interações entre os elementos estruturais, foram utilizadas ferramentas do Abaqus (2014) que representassem as restrições que ocorrem no ensaio *push-out*.

Para simular a solda entre o conector de cisalhamento e o perfil metálico, foi utilizada a restrição do tipo *Tie* por considerar que as duas superfícies permanecem unidas durante toda a modelagem devido a sua elevada rigidez, ou seja, os deslocamentos são os mesmos para ambas as superfícies. Uma das superfícies da restrição é designada para ser a superfície *slave* (conector), e a outra para ser a superfície *master* (perfil). A Figura 62(a) representa a solda da mesa e da alma do conector TP e a Figura 62(b) representa a solda apenas da alma do conector TPU.



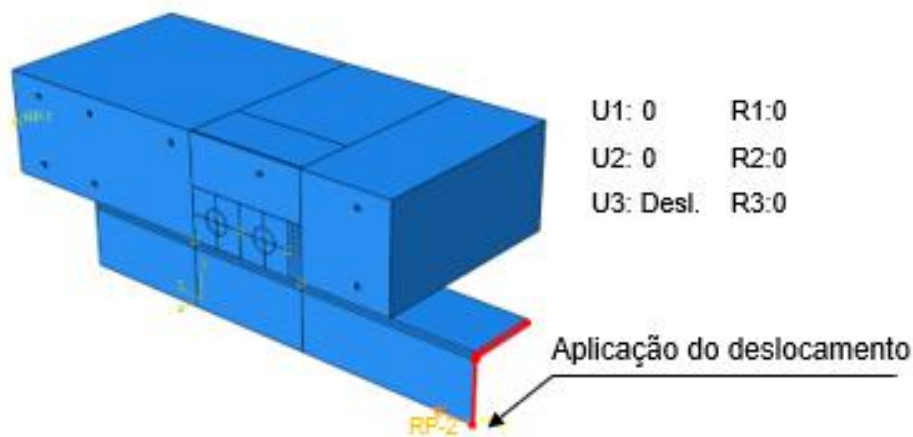
**Figura 62 – Solda dos conectores**

A restrição *embedded* foi utilizada para simular entre as barras de aço transversais e a laje de concreto, garantindo que ambos trabalhem de forma conjunta. Para tanto, o concreto foi definido como *host*, e a armadura em aço como elemento *embedded*.

A transmissão de esforços entre o conector e a laje, e também, entre laje e

perfil metálico, foi utilizada pela interação *General Contact*. O comportamento tangencial foi realizado pela formulação *Penalty*, sendo o coeficiente de atrito adotado igual a 0,15 para todos os conectores, valor utilizado por Fortes (2018) em conectores *Perfobond*. Para comportamentos normais foi utilizada a formulação *hard contact*. Esta propriedade é aplicada onde há contato frontal, com possível penetração entre algumas superfícies.

No modelo *push-out* foram impostos incrementos de deslocamento em um ponto de referência (RP-2) ao qual foram ligados todos os nós da superfície, por meio de um *Constraint*, denominado *Tie* (Figura 63).



**Figura 63 – Aplicação do carregamento**

#### 2.2.4 Análise não linear

Como mencionado anteriormente, as modelagens numéricas foram desenvolvidas no Abaqus (2014). Essa ferramenta consegue realizar tanto análises estáticas quanto dinâmicas, a depender do solver, podendo ser *Standard* ou *Explicit*.

O Abaqus/*Standard* é baseado na matriz de rigidez, resolvendo sistema de equações a cada incremento do processo de solução. Esse método é indicado para os dois tipos de análise e consegue resolver problemas lineares e não lineares. Entretanto, por ser um modelo mais exato, demanda um dispendioso custo computacional, dependendo da complexidade do modelo.

O Abaqus/*Explicit* determina a solução dos problemas sem realizar a inversão da matriz de rigidez global da estrutura, o que confere ao método soluções mais

rápidas de análise de modelos numéricos com grandes deformações e deslocamentos e ganhos computacionais.

Devido a não linearidade dos materiais e das condições de contorno utilizadas no ensaio *push-out*, optou-se pela análise dinâmica, utilizando o solver *Explicit*. Essa estratégia apresentou bons resultados nas pesquisas realizadas por Pavlovic (2013), Petrauski (2016), Forte (2018) e Ma *et al.* (2023).

De forma a garantir uma análise quase-estática, foi necessário controlar o seu efeito dinâmico, que pode ser feito pelos seguintes métodos: *time-scaling* ou *mass-scaling*. Ambos os métodos tendem a aumentar as forças inerciais, podendo levar a resultados incoerentes. Com isso, é fundamental encontrar uma relação aceitável entre o custo computacional e a qualidade dos resultados.

Nas simulações do presente trabalho, optou-se pela utilização do *mass scaling*. este é capaz de reduzir significativamente o tempo de análise a partir do aumento artificial da densidade do material, sem impacto relevante na qualidade dos resultados.

Além disso, outro fator relevante para reduzir os efeitos dinâmicos, é o equilíbrio de energia do sistema. A Equação (39) apresenta de maneira simplificada, as principais parcelas utilizadas no cálculo do balanceamento de energias do algoritmo explícito, conforme ABAQUS (2014), Figura 64.

$$E_I + E_{KE} - E_W = E_{TOT} = cte \quad (39)$$

onde:

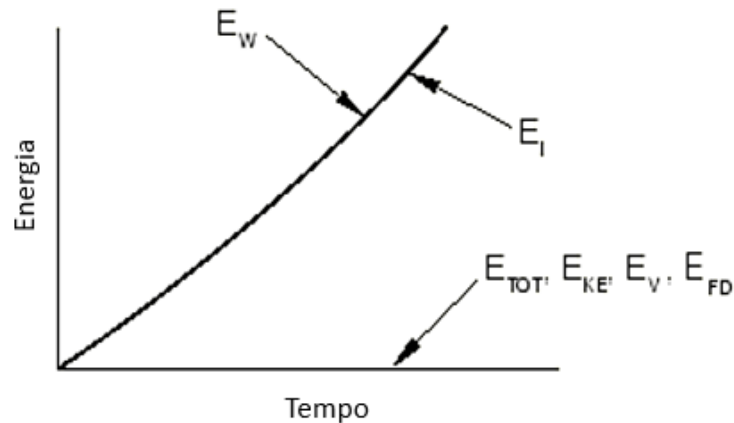
$E_I$  é a energia interna (de deformação);

$E_{KE}$  é a energia cinética;

$E_W$  é a energia armazenada pela atuação das forças externas aplicadas;

$E_{TOT}$  é a soma de todas as componentes de energia.





**Figura 64 – Histórico de energias da análise (adaptado de ABAQUS, 2014).**

Sugere-se que a energia cinética total final seja de 5 a 10% da energia interna do modelo e que a aplicação dos esforços seja feita de maneira gradual, partindo do zero (ABAQUS, 2014). Para isso, recomenda-se uma amplitude de carregamento suavizada pela função *smooth* definida pelo ABAQUS (2014).

#### 2.2.5 Comparação da modelagem com os conectores de Pessoa (2015)

Como já mencionado, foram selecionados três modelos de Pessoa (2015) para validação da modelagem. A Tabela 5 apresenta os resultados numéricos obtidos pelo Abaqus (2014) e dos experimentais obtidos por Pessoa (2015). São descritos o modelo do conector, a resistência do concreto, a força máxima por conector ( $P_{u(num)}$ ) e deslizamento característico ( $\delta_{k(num)}$ ) da modelagem, e força máxima por conector ( $P_{u(exp)}$ ) e deslizamento característico ( $\delta_{k(exp)}$ ) do ensaio experimental.

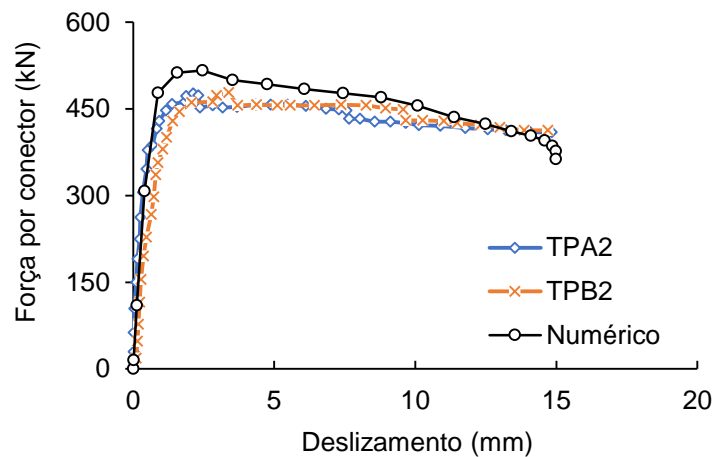
Vale ressaltar que, o modelo TP\_1 do Pessoa (2015) não foi considerado devido aos resultados distorcidos encontrados pelo autor.

**Tabela 5 – Resultados dos modelos de Pessoa (2015)**

Modelo	$f_{cm}$	$P_{u(exp)}$	$\delta_{k(exp)}$	$P_{u(num)}$	$\delta_{k(num)}$	$P_{u(exp)}$	$\delta_{k(exp)}$
	(cilindro) (MPa)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	$P_{u(num)}$	$\delta_{k(num)}$
TP_2	37,0	480,1	8,71	516,5	8,37	0,93	1,04
TPU_1	30,6	434,5	8,10	396,8	9,45	1,09	0,86
TPU_2	37,0	411,8	12,86	420,9	12,87	0,98	1,00

Para o conector *T-Perfobond* com laje de concreto de  $f_{cm}$  de 37 MPa, o conector apresentou resistência ( $P_{num}$ ) de 516,5 kN e deslizamento relativo característico foi de 8,37 mm. Com isso, a relação do valor experimental e numérico corresponde a 0,93 para carga máxima e 1,04 para o deslizamento característico.

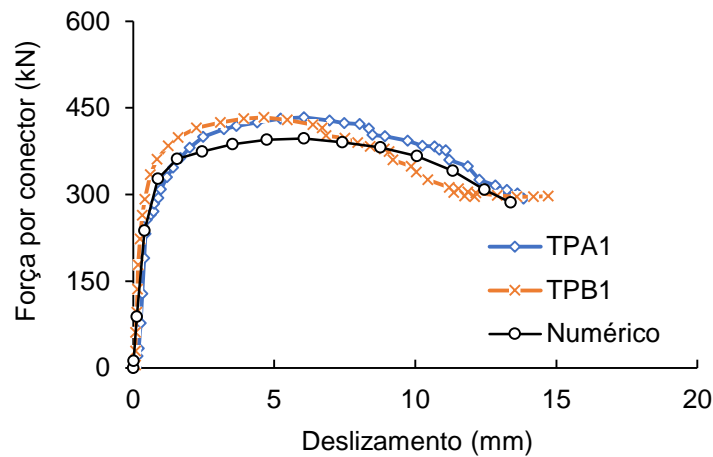
A Figura 65 apresenta o gráfico força resultante *versus* deslizamento do modelo numérico e dos ensaios experimentais referentes ao conector *T-Perfobond* de 37 MPa. A partir da análise desse gráfico, pode-se perceber que o comportamento do modelo numérico, conseguiu reproduzir de forma satisfatória tanto a fase elástica quanto a queda pós-pico encontrada nos ensaios experimentais.



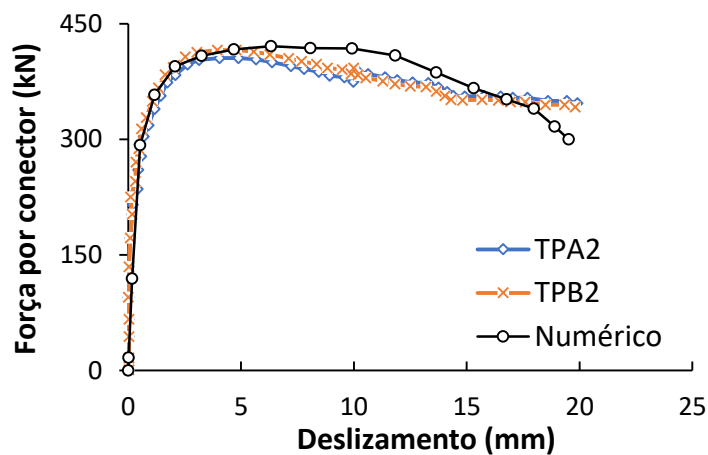
**Figura 65 – Curvas força por conector *versus* deslizamento – TP\_2 (37 MPa)**

Para o conector *T-Perfobond* com a mesa não soldada, os resultados representaram significativa aproximação em termos de carga máxima e capacidade de deslizamento, tanto para o concreto com  $f_{cm}$  de 30,6 MPa quanto para o  $f_{cm}$  de 37 MPa. Para o concreto de resistência de  $f_{cm}$  de 30,6 MPa, a diferença da força resistiva por conector, foi de 9%, já para o concreto de  $f_{cm}$  de 37 MPa, essa diferença foi de 2%. No que se refere à capacidade de deslizamento, essa discrepância foi de 14% e menos de 1% para os concretos de  $f_{cm}$  de 30,6 MPa e 37 MPa, respectivamente.

A Figura 66 e a Figura 67 mostram o comportamento de cada modelagem em comparação com o experimental. Os resultados de todos os conectores TPU também apresentaram uma relevante aproximação nas fases elástica e na de pós-pico.



**Figura 66 – Curvas força por conector versus deslizamento – TPU\_1 (30,6MPa)**



**Figura 67 – Curvas força por conector versus deslizamento – TPU\_2 (37 MPa)**

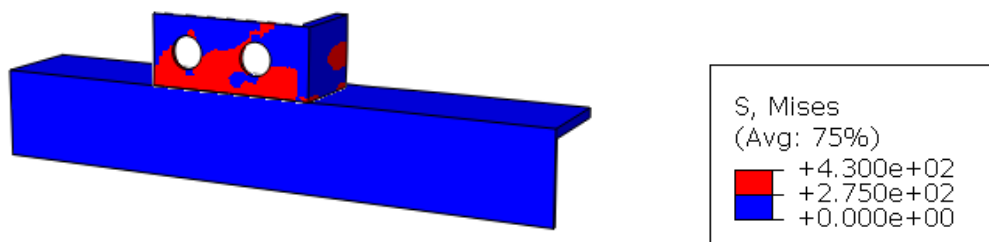
Vale ressaltar que os três conectores estudados apresentaram um comportamento dúctil, considerando o limite estabelecido pelo Eurocode 4 (2004) para o *stud bolt*, ou seja, boa capacidade de deformação, assim como nos ensaios experimentais. Além disso, ambos os modelos tiveram uma diferença inferior a 10% dos resultados, no que se refere a carga máxima. Pode-se concluir que, principalmente por se tratar de modelos numéricos que envolvam concreto, material com complexidade significativa, em termos de modelagem, conseguiu-se uma calibração eficiente dos ensaios *push-out*.

Entretanto, para validar a modelagem, é fundamental que os modos de falha do modelo consigam representar o comportamento dos conectores encontrados nos ensaios experimentais.

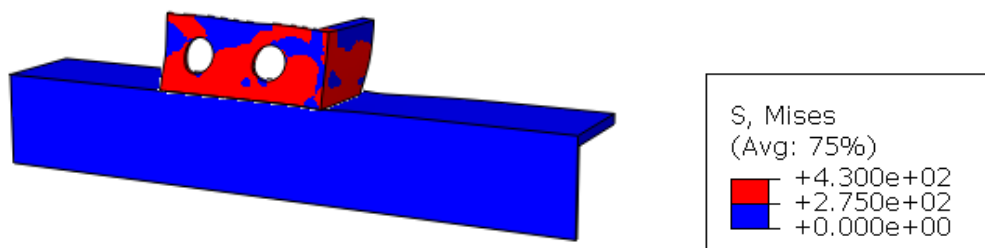
### 2.2.6 Modos de falha dos conectores de Pessoa (2015)

Em resumo ao que foi mencionado anteriormente, os modos de falha de todos os conectores foram muito parecidos em todos os ensaios experimentais, apresentando esmagamento do concreto, plastificação do conector e fissuras longitudinais no concreto. Os resultados da modelagem conseguiram representar essas três configurações.

A Figura 68(a) e Figura 68(b) mostram a distribuição da tensão de *von Mises*, expressa em MPa, do conector *T-Perfobond C25/30*, com a mesa e alma soldados no perfil (TP\_2) para a carga máxima e para o deslocamento de 15 mm, respectivamente. Nota-se a plastificação do conector tanto na mesa como na alma. Além disso, ao final do deslocamento de 15 mm, foi verificado o esmagamento do concreto na região do conector conforme ilustrado na Figura 69.



a) Para carga máxima

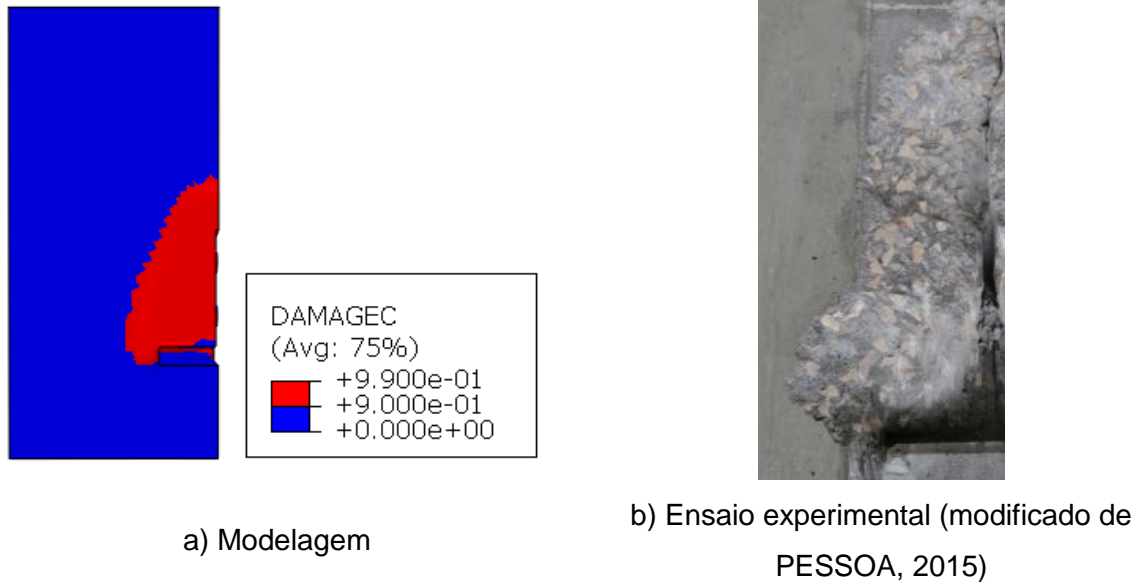


b) Para deslocamento de 15 mm

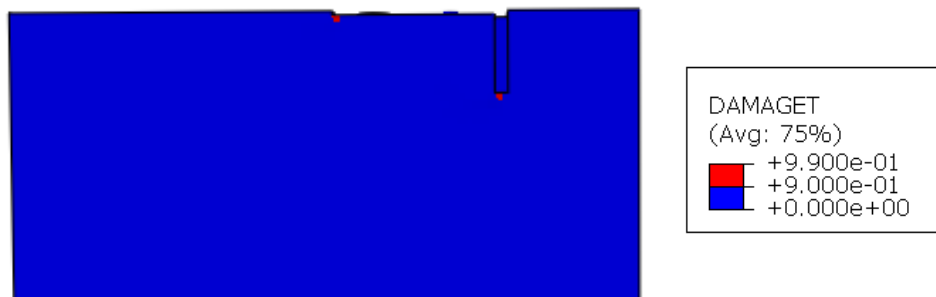
**Figura 68 – Tensão de *von Mises* do TP\_2 (37 MPa)**

Conforme encontrado nos ensaios experimentais, as fissuras da laje iniciaram perto de atingir a carga máxima, na região inferior onde está localizado o conector, como pode ser visto na Figura 70. À medida que os deslocamentos avançaram, as fissuras da laje se estenderam da extremidade inferior do conector até a base da laje, de acordo com a Figura 71.

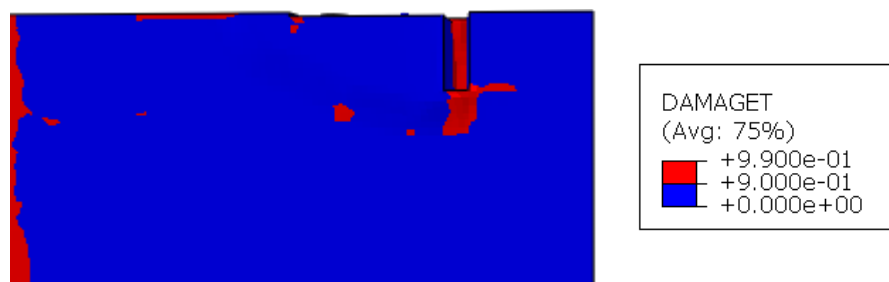
Na Figura 72 é apresentada a modelagem da deformada do conector TP\_2, representando de forma adequada ao que foi visto no ensaio. A mesa sofre deformação absorvendo parte dos esforços do ensaio *push-out*.



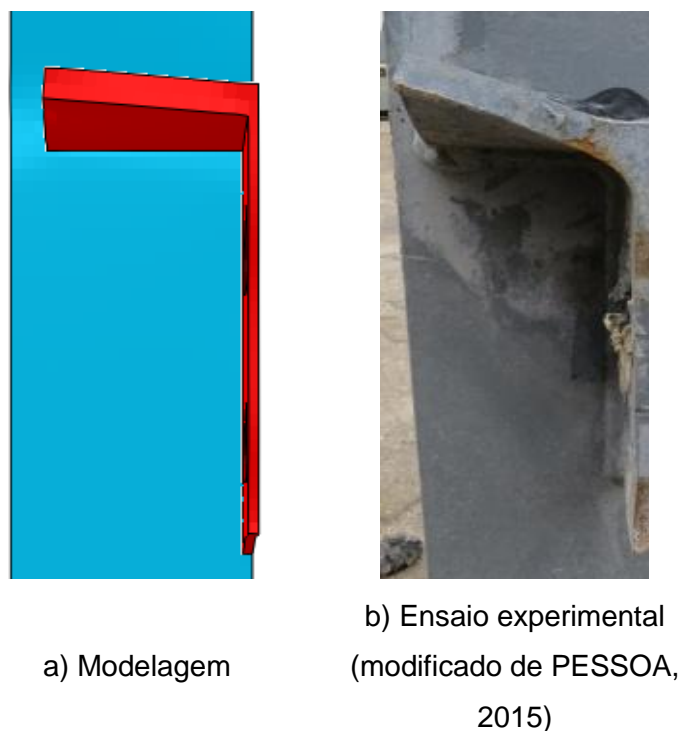
**Figura 69 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 15 mm do TP\_2 (37MPa)**



**Figura 70 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TP\_2 (37 MPa) - vista inferior**



**Figura 71 – Dano a tração ao final do ensaio do TP\_2 (37 MPa) - vista inferior**



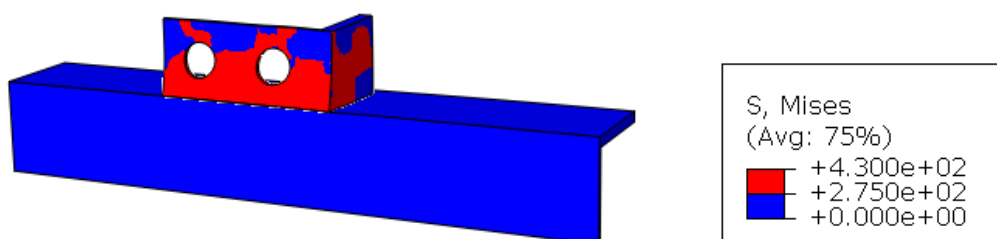
**Figura 72 – Deformada do TP\_2 (37MPa) ao final do deslocamento de 15mm**

No que tange os modos de falha do TPU\_2 e TPU\_1, nota-se que ambos tiveram modos de falha muito semelhante ao TP, configurada pela plastificação dos conectores tanto na alma quanto no banzo e pelo esmagamento do concreto na região do conector e fissuração longitudinal na laje. Da Figura 73 a Figura 78 são identificados os modos de falha e deformação para o conector TPU\_2 e da Figura 79 a Figura 83 para o conector TPU\_1.

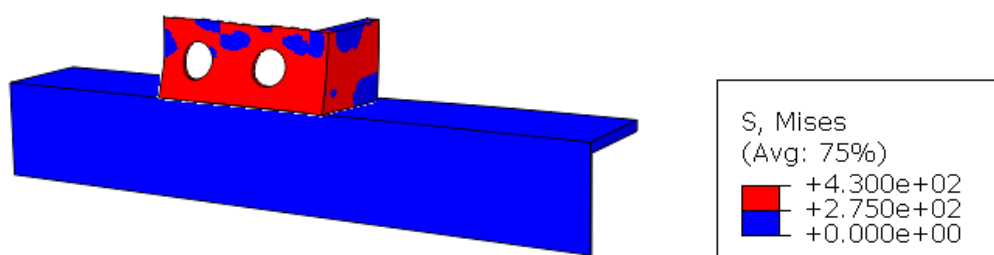
Ao realizar uma análise comparativa do TP\_2 com TPU\_2, percebe-se que o conector com a mesa não soldada apresentou deformações superiores em relação ao conector totalmente soldado (Figura 72 e Figura 78), fato que foi visto também nos ensaios experimentais.

Adicionalmente, é importante destacar que é esperada uma maior plastificação na alma do conector TPU\_2. Isso ocorre porque, devido à presença da mesa livre, a deformação da mesa acaba sobrecarregando a alma. O modelo numérico conseguiu efetivamente reproduzir esse efeito.

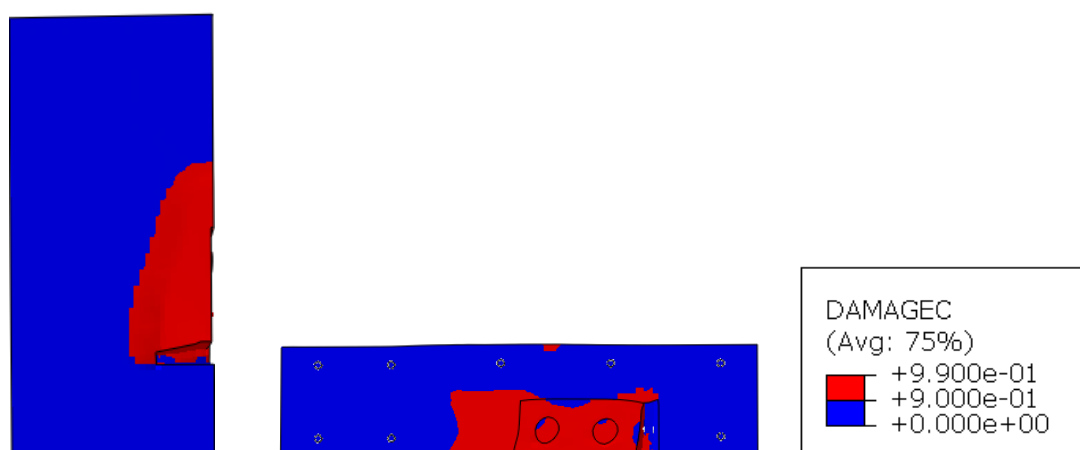
Com relação ao impacto da mesa não soldada no concreto, verificou-se que as maiores deformações na mesa do TPU, contribuíram para um maior esmagamento no concreto.



**Figura 73 – Tensão de *von Mises* para carga máxima do TPU\_2 (37 MPa)**



**Figura 74 – Tensão de *von Mises* para deslocamento de 15mm do TPU\_2 (37 MPa)**



**Figura 75 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 20mm do TPU\_2 (37MPa)**

Assim como no conector TP\_2, as fissuras da laje iniciaram perto de atingir a carga máxima, na região inferior onde estão localizados os conectores TPU\_2 e TPU\_1, visto na Figura 76 e Figura 82, respectivamente. À medida que os deslocamentos avançaram, as fissuras da laje se estenderam da extremidade inferior do conector até a base da laje, Figura 77 e Figura 83.

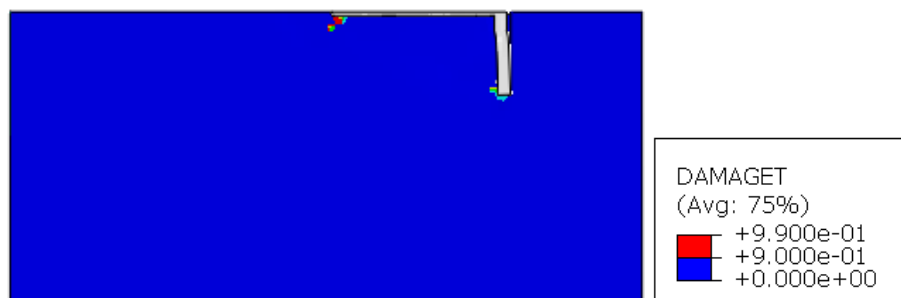


Figura 76 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TPU\_2 (37 MPa), vista inferior

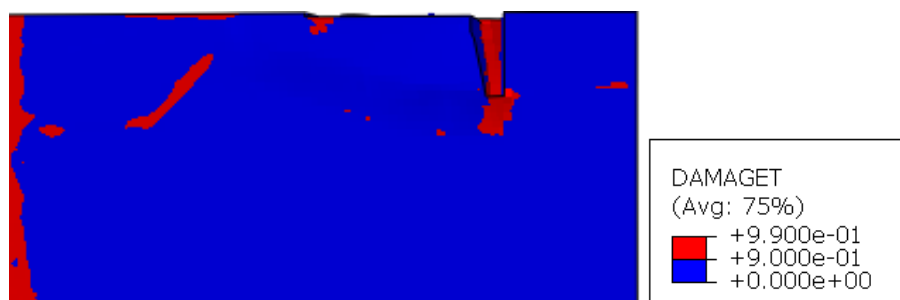
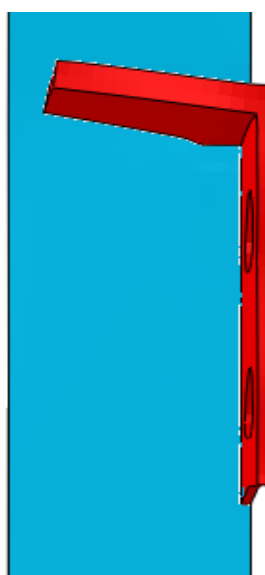


Figura 77 – Dano a tração ao final do ensaio do TPU\_2 (37 MPa), vista inferior



a) Modelagem



b) Ensaio experimental (modificado de PESSOA, 2015)

Figura 78 – Deformada do TPU\_2 37MPa ao final do deslocamento de 20mm



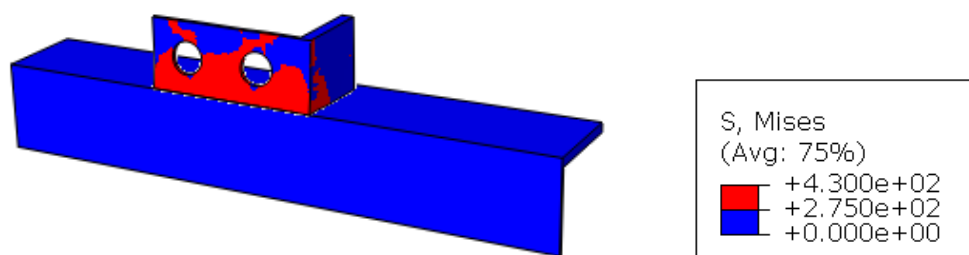


Figura 79 – Tensão de *von Mises* para carga máxima do TPU\_1 (30,6 MPa)

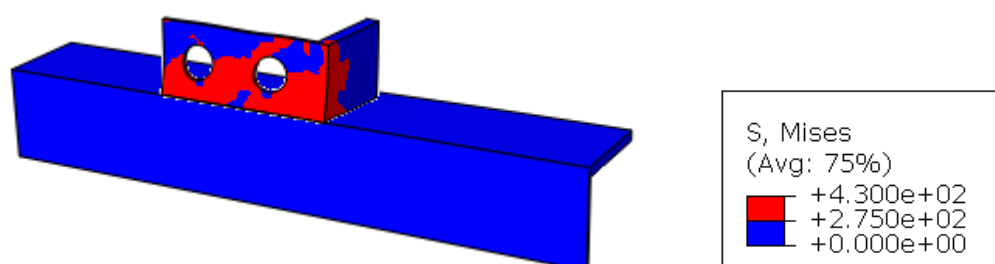


Figura 80 – Tensão de *von Mises* para deslocamento de 15 mm do TPU\_1 (30,6 MPa)

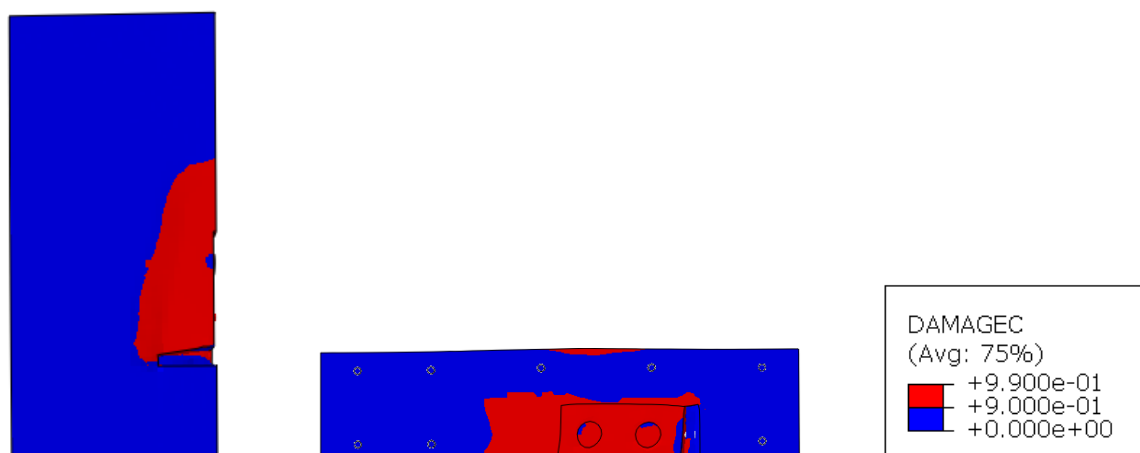
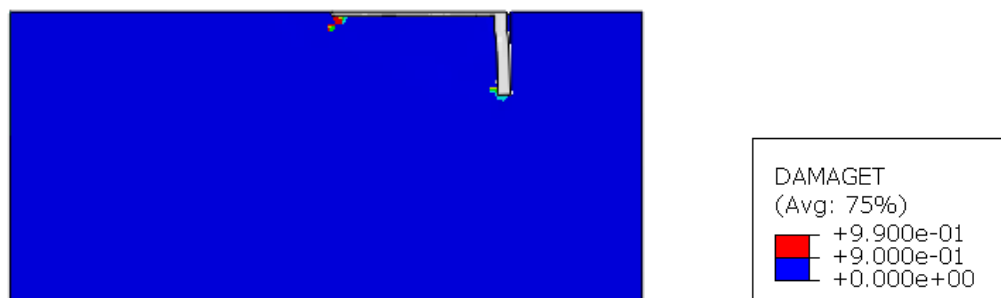
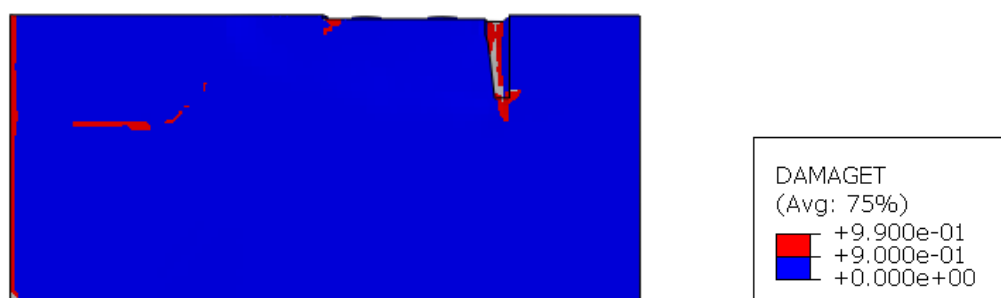


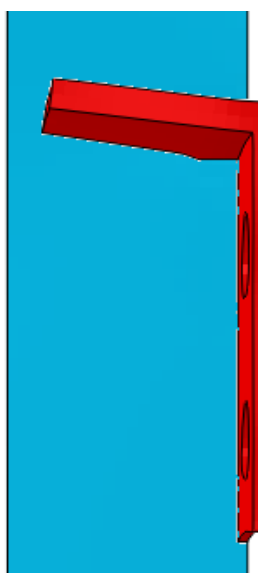
Figura 81 – Esmagamento do concreto para deslocamento de 15 mm do TPU\_1 (30,6 MPa)



**Figura 82 – Dano a tração próximo de atingir a carga máxima do TPU\_1 (30,6 MPa), vista inferior**



**Figura 83 – Dano a tração ao final do ensaio do TPU\_1 (30,6 MPa), vista inferior**

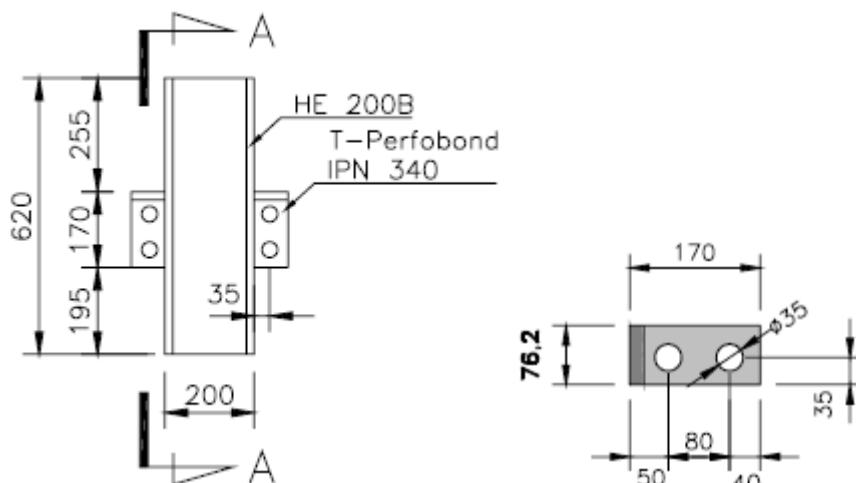


**Figura 84 – Deformada do TPU\_1 (30,6 MPa) ao final do ensaio**

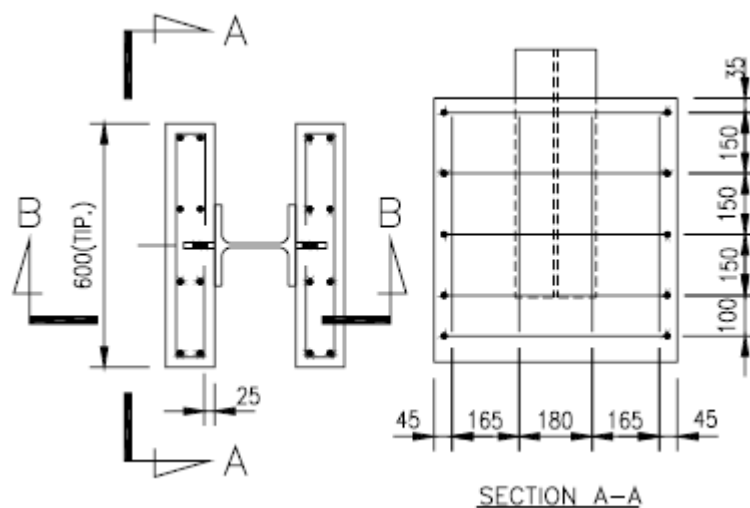
### 2.2.7 Calibração da modelagem do conector de Vianna (2009)

Com o intuito de expandir a calibração do ensaio *push-out* do conector *T-Perfobond* para concretos mais resistentes, modelou-se o conector TP-2F-120-IN,

investigado por Vianna (2009). O conector foi fabricado a partir de um perfil IPN 340 e a viga metálica, pelo perfil HEB 200, ambos utilizando o aço S275. O ensaio foi realizado com uma laje de concreto de 120 mm e  $f_{cm}$  de 44,3 MPa. Essa configuração pode ser vista na Figura 85 e Figura 86.



**Figura 85 – Configuração do conector TP-2F-120-IN e viga metálica no ensaio *push-out* de Vianna (2009)**



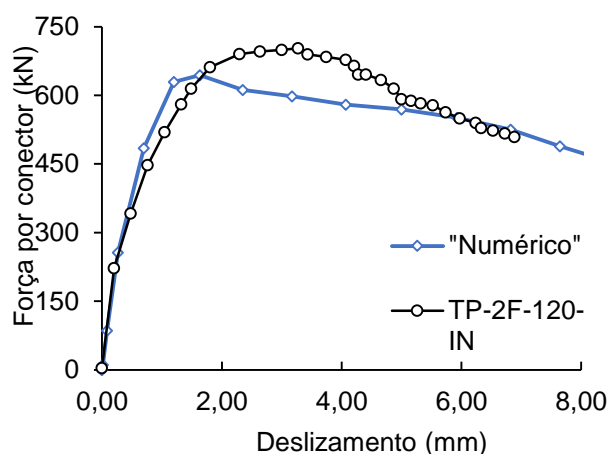
**Figura 86 – Configuração detalhada do ensaio *push-out* de Vianna (2009)**

A Tabela 6 apresenta o resultado da modelagem e do ensaio experimental do conector TP-2F-120-IN. A relação do valor experimental e numérico correspondeu a 1,10 para carga máxima e 1,03 para o deslizamento característico. Percebe-se que os resultados representaram significativa aproximação tanto em termos de carga máxima quanto em capacidade de deslizamento.

**Tabela 6 – Resultados do modelo de Vianna (2009)**

Modelo	$f_{cm}$	$P_{exp}$	$\delta_{k(exp)}$	$P_{num}$	$\delta_{k(num)}$	$P_{exp}$	$\delta_{u(exp)}$
	(cilindro) (MPa)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	$P_{num}$	$\delta_{u(num)}$
TP-2F-120-IN	44,3	714,68	3,78	644	3,68	1,10	1,03

A Figura 87 apresenta o gráfico força resultante *versus* deslizamento do modelo numérico e dos ensaios experimentais referentes ao conector TP-2F-120-IN, desenvolvido por Vianna. A partir da análise desse gráfico, pode-se perceber que o modelo numérico, conseguiu reproduzir de forma satisfatória o comportamento do conector na fase elástica, apresentando uma pequena diferença na inclinação da curva no pós-pico com relação ao ensaio experimental.



**Figura 87 – Curvas força por conector versus deslizamento – TP-2F-120-IN**

Portanto, principalmente por se tratar de modelos numéricos que envolvam concreto, material com complexidade significativa em termos de modelagem, conseguiu-se uma calibração eficiente dos ensaios push-out.

### 3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Existe uma gama de parâmetros que influenciam na capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Essa resistência é controlada pelos modos de falha que, como exposto anteriormente, podem ocorrer pelo esmagamento do concreto na compressão, fissuração de cisalhamento no concreto ou plastificação do conector. Esses modos podem acontecer de maneira isolada ou pela combinação dos mesmos. Com isso, dificulta-se a determinação de uma formulação que possa abranger todas essas possibilidades.

A partir da validação do modelo numérico, foi realizada uma análise paramétrica com o intuito de compreender melhor a capacidade resistente e os modos de falha. Os parâmetros foram variados de tal forma que obtivesse modos de falha combinados e isolados.

#### 3.1 Descrição dos casos investigados

O estudo foi dividido em 3 grupos, totalizando 40 modelos numéricos. A nomenclatura desses modelos foi determinada considerando: o conector *T-Perfobond* com apenas a alma soldada (TPU); a resistência  $f_{cm}$  do concreto variando de 20 a 58 MPa; a resistência do aço sendo de 275 e 355 MPa; espessura ( $t$ ); e altura do conector ( $h$ ).

No grupo I, variou-se a resistência do concreto ( $f_{cm}$ ) e a tensão de escoamento ( $f_y$ ) do aço, como apresentado na Tabela 7.

A Tabela 8 apresenta os modelos do grupo II, onde se avaliou a capacidade resistente e os modos de falha de acordo com o aumento da altura do conector, para cada  $f_{cm}$  do concreto e  $f_y$  do aço.

**Tabela 7 – Grupo I: Variação de  $f_{cm}$  e  $f_y$** 

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b>Altura do conector (mm)</b>	<b>Espessura alma (mm)</b>	<b>Espessura mesa (mm)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>
TPU_20_S275_h76	20	76	8	12,7	275
TPU_20_S355_h76	20	76	8	12,7	355
TPU_28_S275_h76	28	76	8	12,7	275
TPU_28_S355_h76	28	76	8	12,7	355
TPU_43_S275_h76	43	76	8	12,7	275
TPU_43_S355_h76	43	76	8	12,7	355
TPU_48_S275_h76	48	76	8	12,7	275
TPU_48_S355_h76	48	76	8	12,7	355

**Tabela 8 – Grupo II: Variação da altura do conector**

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b>Altura do conector (mm)</b>	<b>Espessura alma (mm)</b>	<b>Espessura mesa (mm)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>
TPU_28_S275_h110	28	110	8	12,7	275
TPU_48_S275_h110	48	110	8	12,7	275
TPU_28_S355_h110	28	110	8	12,7	355
TPU_48_S355_h110	48	110	8	12,7	355
TPU_28_S275_h95	28	95	8	12,7	275
TPU_48_S275_h95	48	95	8	12,7	275
TPU_28_S355_h95	28	95	8	12,7	355
TPU_48_S355_h95	48	95	8	12,7	355

Com o intuito de avaliar a espessura dos conectores, realizou-se no Grupo III, a modelagem de 24 protótipos, utilizando espessuras iguais tanto para a mesa quanto para a alma, conforme Tabela 9. Inicialmente, modelou-se apenas lajes com concreto de 28 e 48 MPa, entretanto, na tentativa de isolar os modos de falha, houve a necessidade de elaborar mais dois modelos utilizando concreto com  $f_{cm}$  de 20 MPa e espessura de mesa e alma do conector de 20 mm. Além disso, foi necessário a modelagem do protótipo com espessura de 10 mm e concreto de 58 MPa para o desenvolvimento da formulação analítica.

Os resultados foram analisados a partir de duas vertentes. Primeiramente, procurou-se compreender a influência da carga máxima e ductilidade frente às

variações dos parâmetros estudados, e posteriormente, realizou-se uma comparação da influência dos modos de falha sob a capacidade resistente.

**Tabela 9 – Grupo III: Variação da espessura**

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b>Altura do conector (mm)</b>	<b>Espessura alma (mm)</b>	<b>Espessura mesa (mm)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>
TPU_28_S275_t6	28	76	6	6	275
TPU_28_S355_t6	28	76	6	6	355
TPU_48_S275_t6	48	76	6	6	275
TPU_48_S355_t6	48	76	6	6	355
TPU_28_S275_t8	28	76	8	8	275
TPU_28_S355_t8	28	76	8	8	355
TPU_48_S275_t8	48	76	8	8	275
TPU_48_S355_t8	48	76	8	8	355
TPU_28_S275_t10	28	76	10	10	275
TPU_28_S355_t10	28	76	10	10	355
TPU_48_S275_t10	48	76	10	10	275
TPU_48_S355_t10	48	76	10	10	355
TPU_58_S355_t10	58	76	10	10	275
TPU_58_S355_t10	58	76	10	10	355
TPU_28_S275_t12.7	28	76	12.7	12.7	275
TPU_28_S355_t12.7	28	76	12.7	12.7	355
TPU_48_S275_t12.7	48	76	12.7	12.7	275
TPU_48_S355_t12.7	48	76	12.7	12.7	355
TPU_20_S275_t20	20	76	20	20	275
TPU_20_S355_t20	20	76	20	20	355
TPU_28_S275_t20	28	76	20	20	275
TPU_28_S355_t20	28	76	20	20	355
TPU_48_S275_t20	48	76	20	20	275
TPU_48_S355_t20	48	76	20	20	355

### 3.2 Análise dos resultados do Grupo I

Com o objetivo de auxiliar a análise da influência das resistências do concreto e do aço, foram elaboradas as curvas força *versus* deslizamento para cada modelo, apresentadas na Figura 88, e a curva força *versus* resistência do concreto, mostrada na Figura 89.

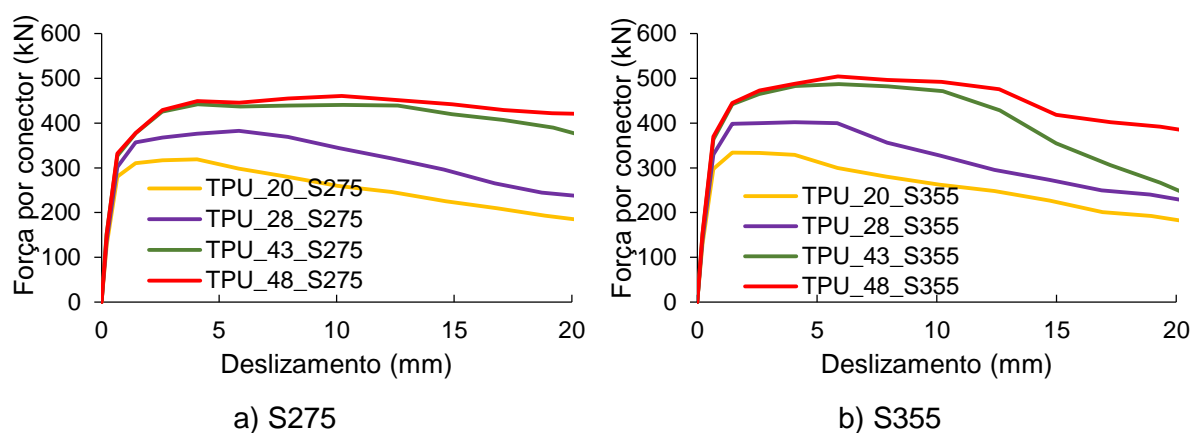


Figura 88 – Curva força *versus* deslizamento para os modelos com aço

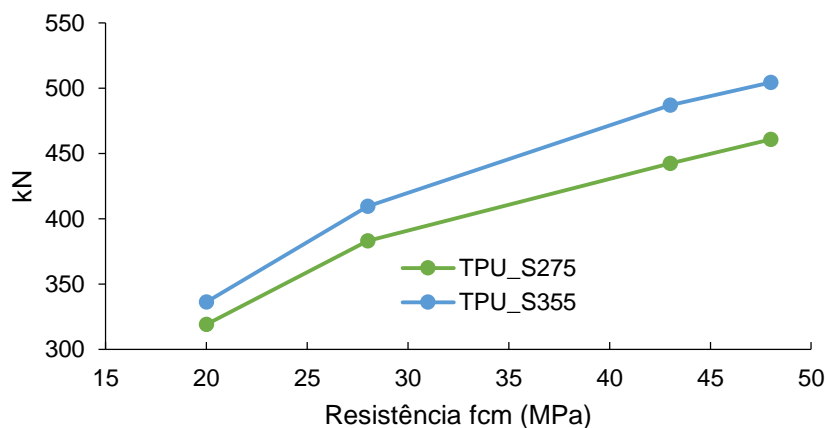


Figura 89 – Influência do  $f_{cm}$  na resistência do conector

Conforme observado na Figura 88, o aumento do  $f_{cm}$  fez com que a carga de pico do conector ocorresse para patamares maiores de deslizamento, contribuindo assim para um comportamento dúctil.



Ademais, é possível concluir que tanto o incremento na resistência do concreto quanto na do aço resultaram em um aumento na capacidade de carga dos conectores, sendo a variação na resistência do concreto aquela que demonstrou maior relevância.

Na Figura 89, percebe-se que a linha tangente apresenta uma redução no acréscimo de resistência, indicando que o aumento na resistência do concreto resulta em um incremento menos substancial na carga máxima suportada.

A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos para carga máxima ( $P_{num}$ ), capacidade de deslizamento ( $\delta_{k(num)}$ ), e a avaliação da ductilidade, segundo o Eurocode 4 (2004). Observa-se que, apenas o conector TPU\_20\_S355, não apresentou a ductilidade mínima de 6 mm. Isso pode ser explicado devido a diferença expressiva entre a resistência do concreto e do aço, fazendo com que a ruptura ocorra pelo concreto.

Observa-se, adicionalmente, que o aumento da resistência do concreto está diretamente associado a um incremento na capacidade de deslizamento. Isso ocorre porque a laje demonstra uma maior capacidade de resistir à deformação do conector quando o concreto é mais resistente. No entanto, vale destacar que esse padrão não se mantém ao aumentar a resistência do aço, já que é perceptível uma leve redução na capacidade de deslizamento nesse caso.

**Tabela 10 – Resultados do Grupo I**

Modelo	$f_{cm}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$P_{num}$ (kN)	$\delta_{k(num)}$ (mm)	Dúctil? (Eurocode 4 - 2004)
TPU_20_S275_h76	20	275	319,04	7,08	Sim
TPU_20_S355_h76	20	355	336,13	5,67	Não
TPU_28_S275_h76	28	275	383,01	10,06	Sim
TPU_28_S355_h76	28	355	409,4	7,34	Sim
TPU_43_S275_h76	43	275	442,37	18,17	Sim
TPU_43_S355_h76	43	355	487,05	12,07	Sim
TPU_48_S275_h76	48	275	460,61	22,19	Sim
TPU_48_S355_h76	48	355	504,35	13,52	Sim

Quando analisada a variação do  $f_{cm}$  de 20 MPa para 28 MPa, ou seja, aumento de 40%, estes conectores obtiveram resistências de apenas 20% para ambos os aços S275 e S355. Ao variar o  $f_{cm}$  de 28 MPa para 43 MPa, ou seja, aumento de

aproximadamente 54%, a resistência ao cisalhamento do conector aumentou apenas de 15% e 19% para os aços S275 e S355, respectivamente.

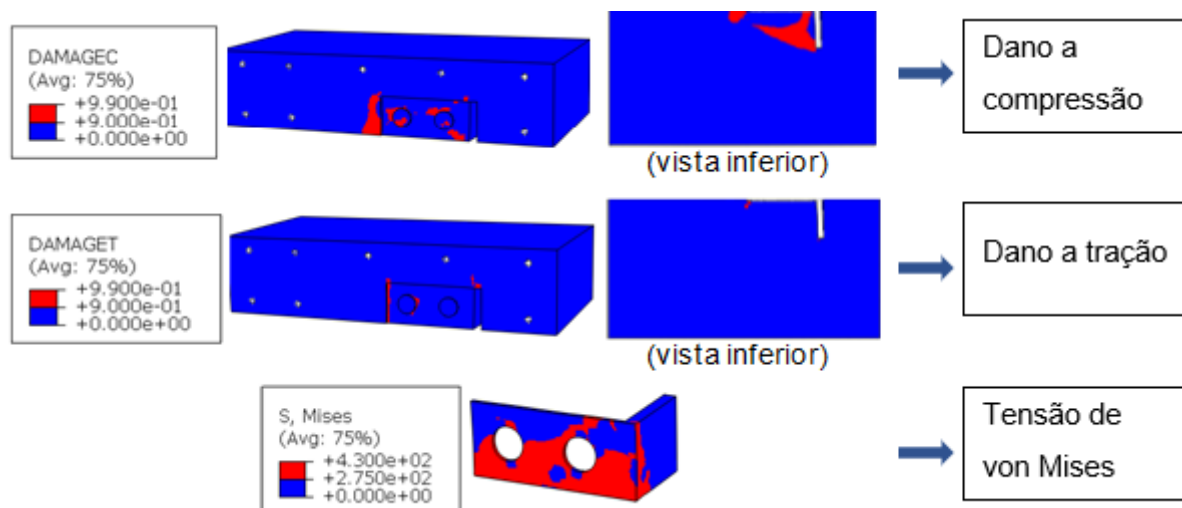
Ao elevar a tensão de escoamento do aço de 275 para 355 MPa, representando um aumento de 29%, é possível notar um incremento médio de cerca de 6% para os  $f_{cm}$  de 20 e 28 MPa, e 10% para os  $f_{cm}$  de 43 e 48 MPa.

Percebe-se, portanto, que, em termos quantitativos, o ganho de resistência no conector não foi proporcional ao aumento da resistência dos materiais mencionados. A falta de proporcionalidade observada está diretamente vinculada aos diferentes modos de falha envolvidos, ou seja, quando ocorre o aumento da resistência do aço e, no entanto, o modo de falha ocorre no concreto, o acréscimo na capacidade de carga do conector não segue uma relação proporcional. Esse fenômeno ocorre devido à incapacidade do aço de alcançar seu limite máximo de resistência quando a falha é determinada pelas características do concreto.

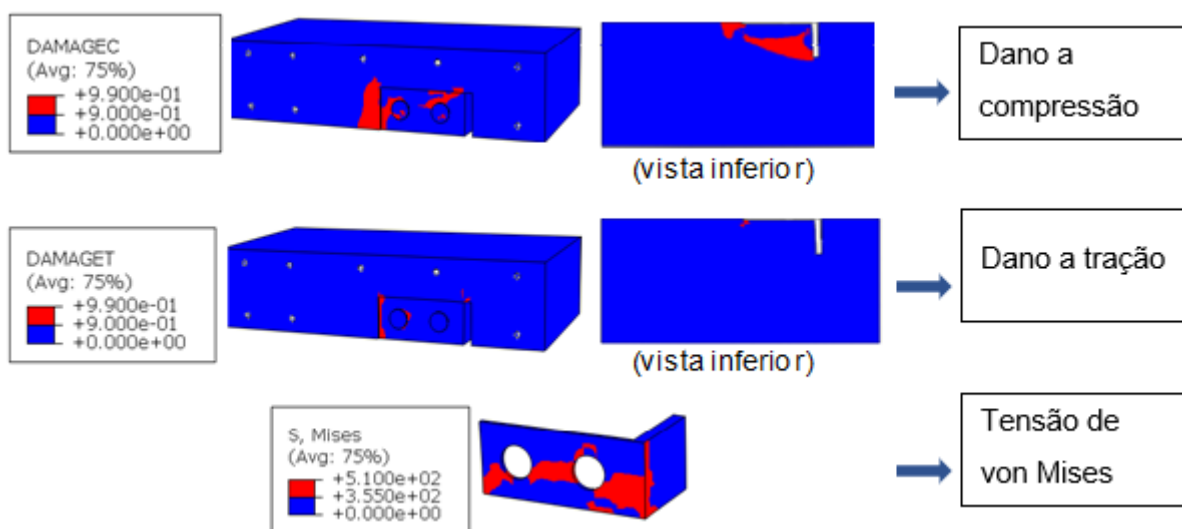
Analisando os modos de falha, percebe-se que em todos os casos, ocorreu para a carga máxima, o esmagamento do concreto na região frontal e no entorno do conector e plastificação da alma do conector.

A fim de elucidar o que foi exposto, foram apresentados os modos de falha ao atingir a carga máxima dos conectores com  $f_{cm}$  de 20 e 48 MPa, na Figura 90 e na Figura 91, respectivamente. Vale ressaltar que esses conectores atingiram a carga de pico para diferentes deslocamentos.

Verifica-se ainda que, para os conectores com aço S275, ocorre o início da plastificação na mesa e isso se torna mais evidente com o aumento da resistência do concreto. Essa relação é explicada pelo fato de que, para concretos mais resistentes, a carga de pico ocorreu para deslocamentos maiores, fazendo com que a mesa fosse mais solicitada.

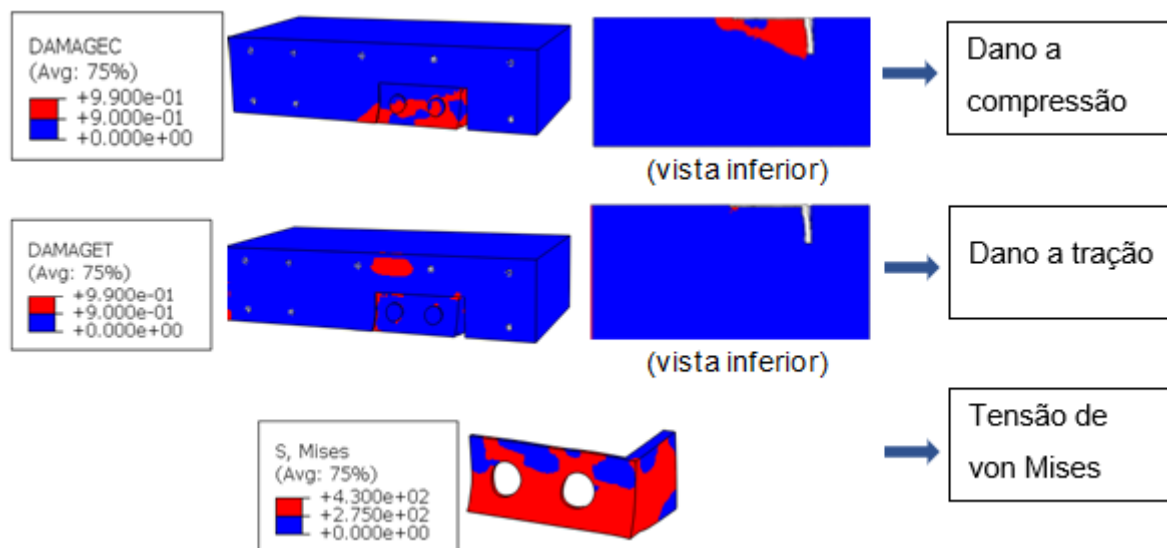


a) TPU\_20\_S275\_h76

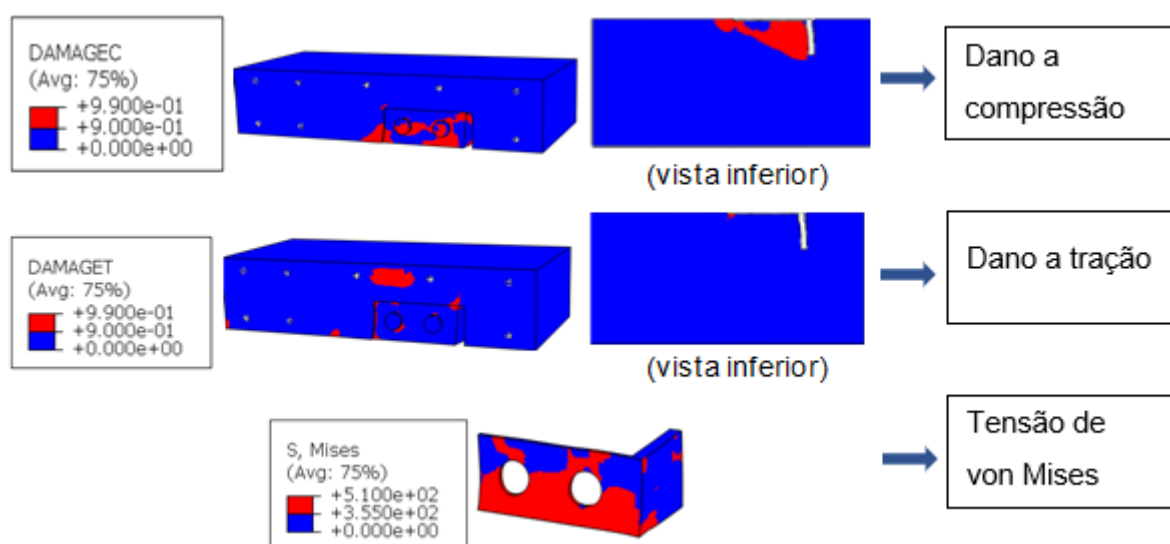


b) TPU\_20\_S355\_h76

Figura 90 – Modos de falha para carga máxima dos conectores



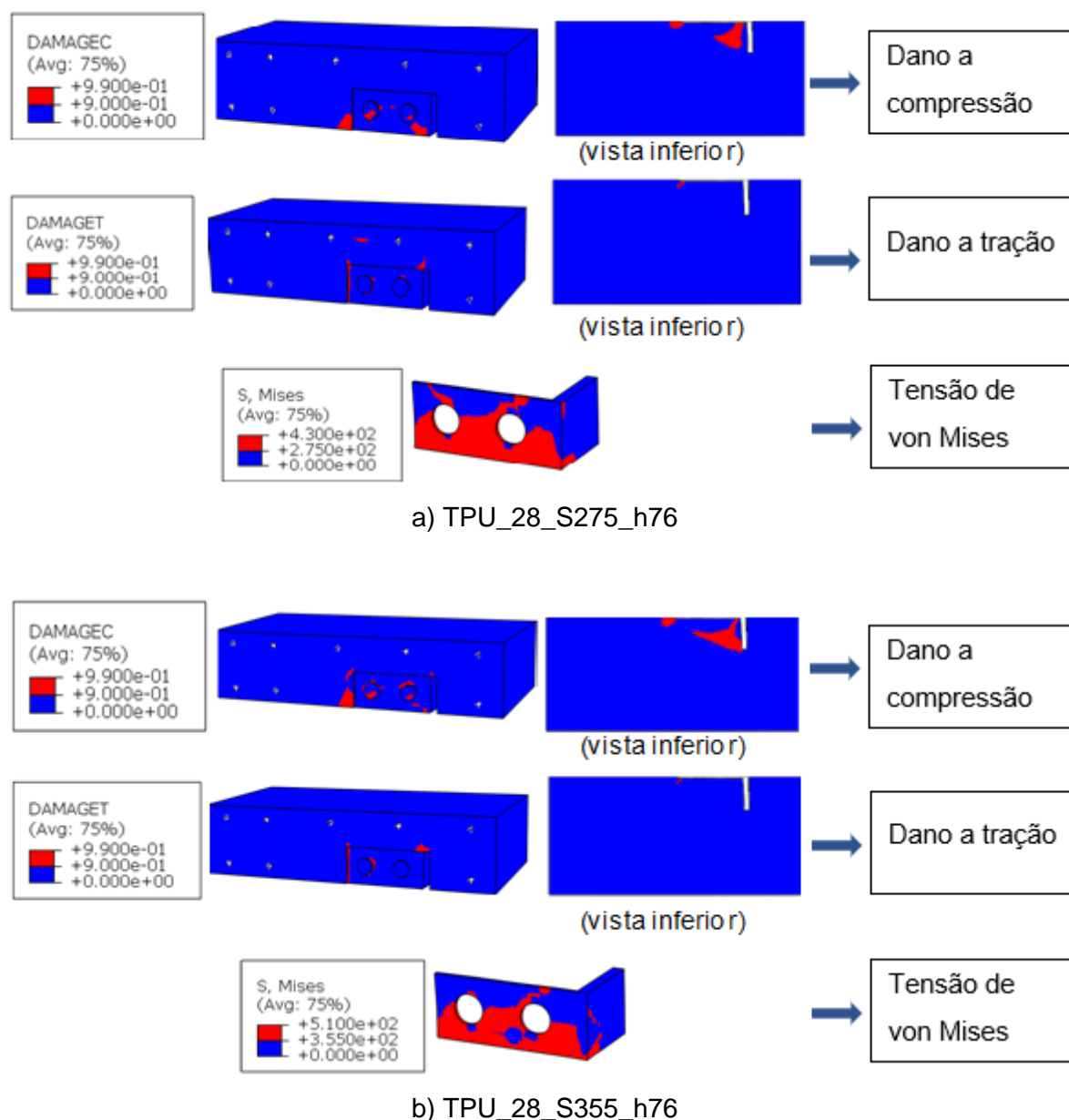
a) TPU\_48\_S275\_h76



b) TPU\_48\_S355\_h76

**Figura 91 – Modos de falha para carga máxima dos conectores**

Ao comparar os modelos submetidos ao mesmo deslocamento, conclui-se que, à medida em que aumenta a resistência do concreto, menor é a sua degradação pois a sollicitação no conector acaba sendo mais preponderante. Como exemplo, identificou-se na Figura 90 e Figura 92, os modos de falha dos conectores com  $f_{cm}$  de 20 e 28 MPa, para o deslocamento de 4 mm.



**Figura 92 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores**

### 3.3 Análise dos resultados do Grupo II

A Figura 93 apresenta as curvas força *versus* deslizamento dos conectores com altura de 76 mm do grupo I, e os com altura de 110 mm, deste grupo. Ao realizar uma análise comparativa entre esses resultados, é evidente um ligeiro aumento tanto na capacidade de carga máxima quanto na capacidade de deslizamento.

Nota-se, ainda que, após a carga de pico, a curva correspondente aos conectores feitos com aço S355 demonstra uma queda mais pronunciada em comparação com aqueles fabricados com aço S275.

Corroborando com a análise do grupo I, o aumento da tensão de escoamento do aço de 275 para 355 MPa configurou em ganho de resistência no conector.

Analisando a Figura 94, verifica-se que, ao aumentar a altura do conector, houve um acréscimo na capacidade de carga para o  $f_{cm}$  de 28 MPa inferior ao com  $f_{cm}$  de 48 MPa. Isso acontece porque um conector com altura de 110 mm, torna-se muito mais resistente do que a laje, e com isso para atingir cargas maiores, é necessário que esta tenha resistência compatível com essa robustez do conector.

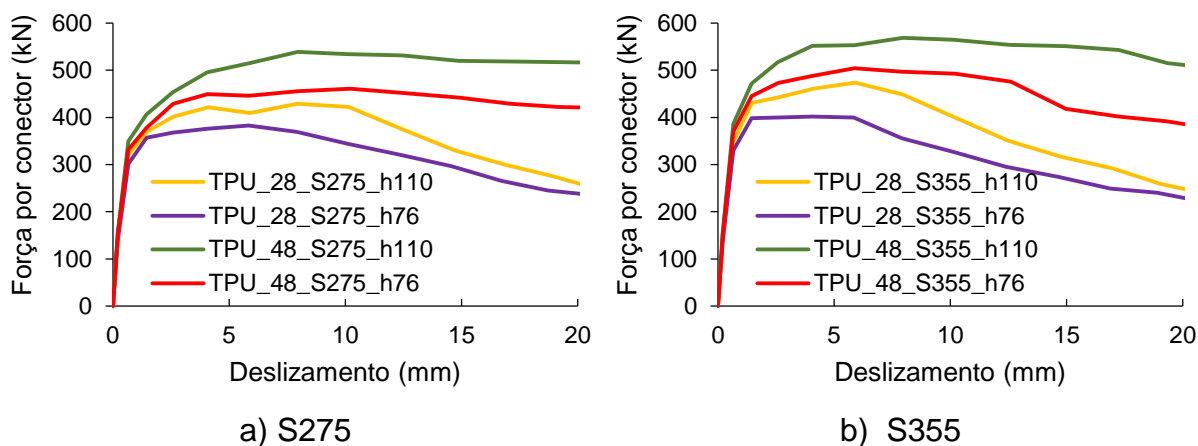


Figura 93 – Curva força versus deslocamento para os modelos com aço

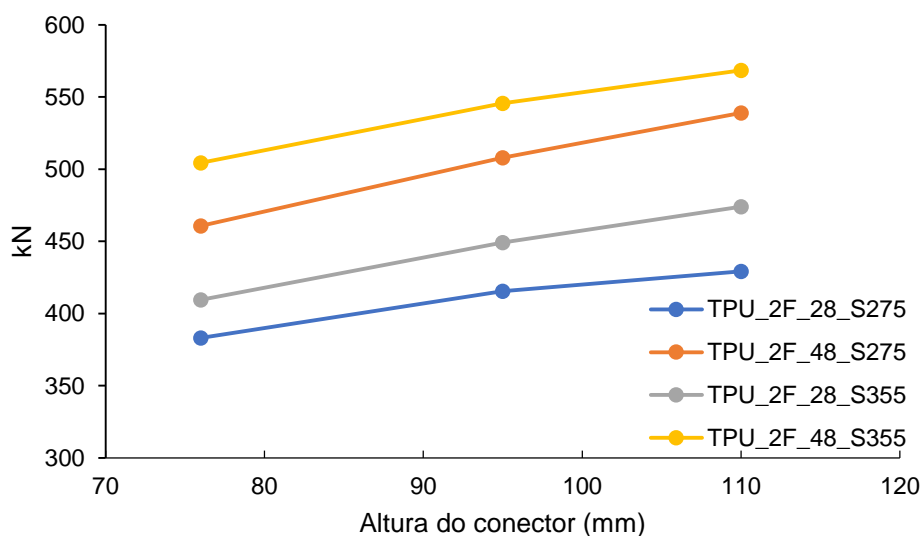


Figura 94 – Influência da altura do conector na resistência

A Tabela 11 mostra os resultados do grupo II para carga máxima ( $P_{num}$ ), deslizamento característico ( $\delta_{k(num)}$ ), e a avaliação da ductilidade, segundo o Eurocode 4 (2004). Nota-se que todos os modelos apresentaram ductilidade mínima de 6 mm.

**Tabela 11 – Resultados do Grupo II**

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>	<b><math>P_{num}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{k(num)}</math> (mm)</b>	<b>Dúctil? (Eurocode 4 - 2004)</b>
TPU_28_S275_h110	28	275	429,1	11,9	Sim
TPU_28_S355_h110	28	355	473,89	8,97	Sim
TPU_48_S275_h110	48	275	539,03	25,11	Sim
TPU_48_S355_h110	48	355	568,49	20,01	Sim
TPU_28_S275_h95	28	275	415,51	11,29	Sim
TPU_28_S355_h95	28	355	449,15	9,36	Sim
TPU_48_S275_h95	48	275	507,8	23,12	Sim
TPU_48_S355_h95	48	355	545,65	17,89	Sim

A variação da altura de 76 para 110 mm, configurando um aumento de 45%, proporcionou um ganho entre 8 e 17% apenas. A análise revela que simplesmente aumentar a altura do conector não representa uma opção economicamente viável quando se deseja aumentar sua capacidade resistente.

Percebe-se ainda que ao aumentar a resistência do concreto para 48 MPa, a capacidade de deslizamento chegou a valores acima de 20 mm, ou seja, houve um aumento considerável na ductilidade. Isso acontece devido ao que foi dito anteriormente, para obter uma eficiência no desempenho do conector, é fundamental que o concreto possua resistência suficiente para absorver os esforços de cisalhamento provocados pelo mesmo.

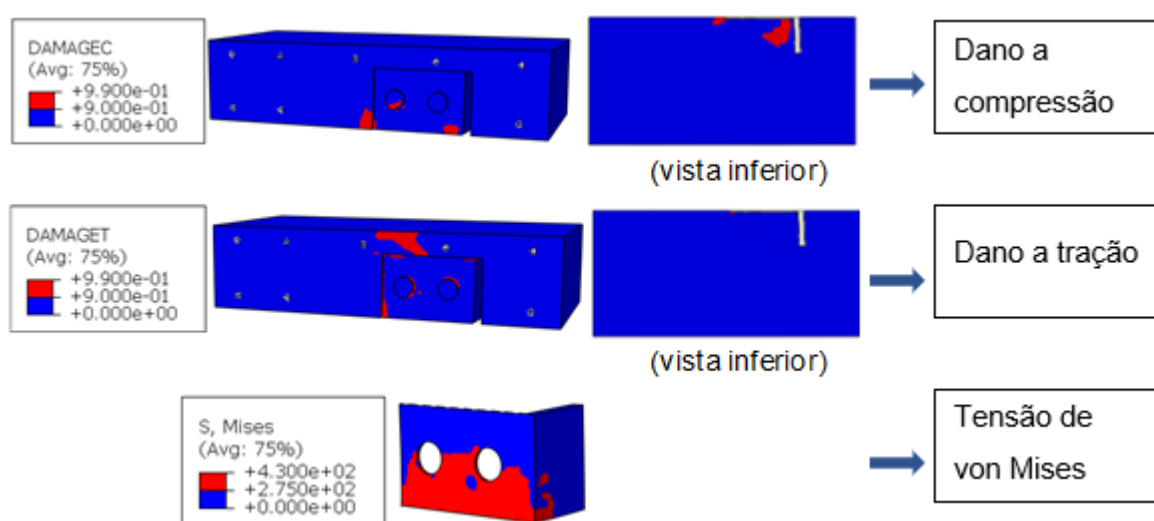
Ao analisar os modos de falha, percebe-se que em todos os casos, houve a plastificação do conector, esmagamento do concreto e fissuras de cisalhamento, conforme Figura 95.

Para comparar os modos de falha de acordo com o aumento da altura do conector, foram selecionados os conectores da Figura 92, com  $f_{cm}$  de 28 MPa,  $f_y$  de 275 e 355 MPa e altura de 76 mm e os conectores da Figura 95, com os mesmos  $f_{cm}$  e  $f_y$  e altura de 110 mm.

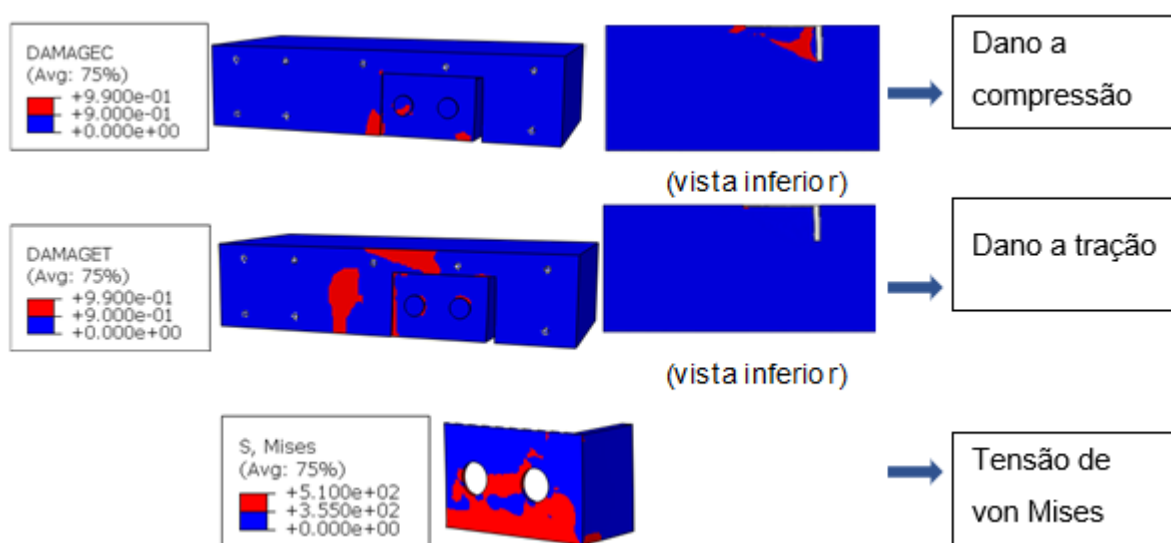
Observa-se que o aumento da altura do conector resultou em uma maior degradação à tração no concreto, o que justifica o ganho ínfimo na resistência de pico.

Adicionalmente, ao aumentar a altura da laje, ocorre um aumento na excentricidade da força aplicada sobre ela. De acordo com Veríssimo (2007), isso provoca um maior carregamento de um dos lados da laje, levando a uma possível ruptura inicial nessa região. Nesse cenário, uma vez que as forças não se distribuem uniformemente pela seção da laje, a resistência última acaba não alcançando níveis superiores.

Ainda analisando a Figura 95, para uma mesma resistência do concreto, verifica-se que a laje com os conectores com aço S355 degradaram mais quando comparado ao conector com  $f_y$  de 275MPa devido a sua maior rigidez.



a) TPU\_28\_S275\_h110



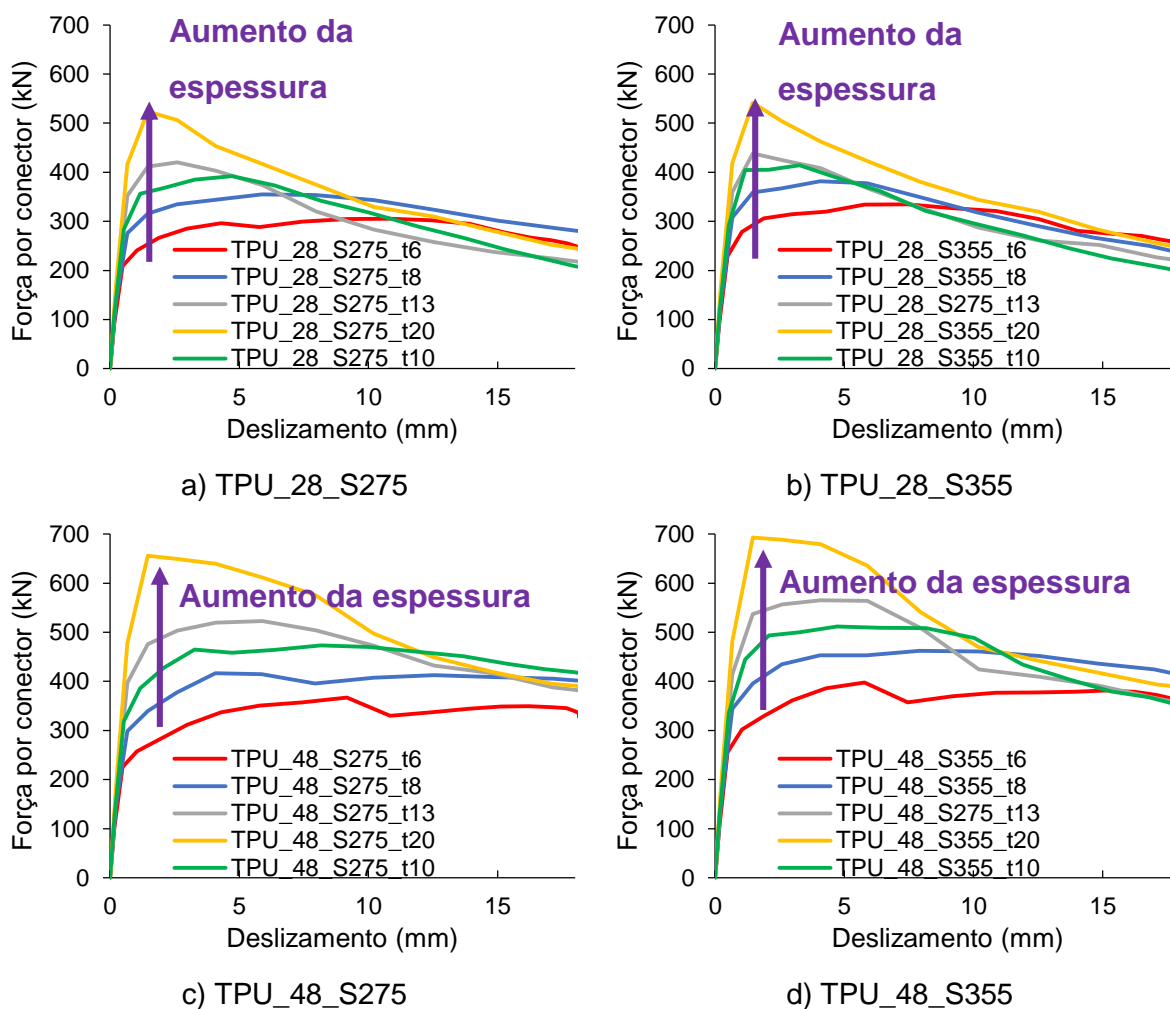
b) TPU\_28\_S355\_h110

**Figura 95 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores**



### 3.4 Análise dos resultados do Grupo III

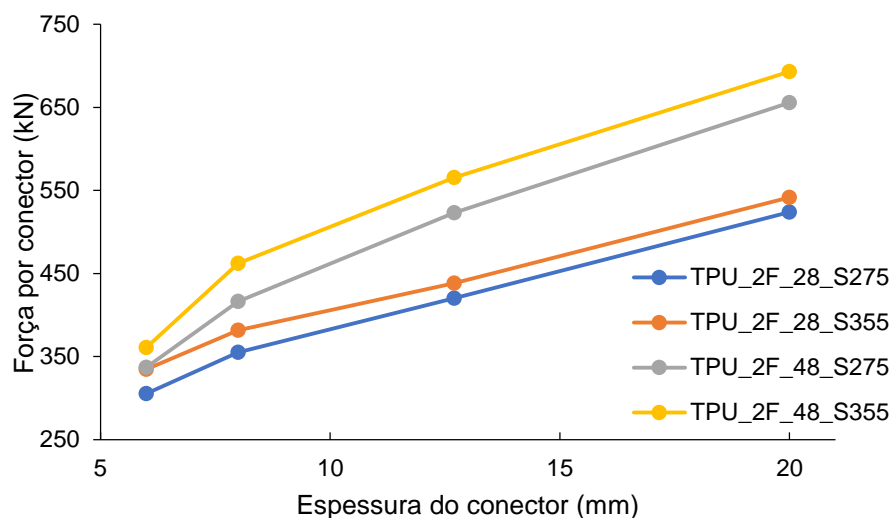
A Figura 96 mostra as curvas força *versus* deslizamento dos conectores com diferentes espessuras. A partir da análise desses gráficos, conclui-se que o aumento da espessura ocasionou um ganho de resistência no conector para todos os modelos. Além disso, nota-se que, para conectores mais robustos, com espessuras de 12,7 mm e 20 mm, há uma perda abrupta de resistência ao atingir a carga máxima, característico da curva de tração.



**Figura 96 – Curva força *versus* deslizamento para os modelos com diferentes espessuras**

A Figura 97 mostra a influência da espessura nos modelos estudados nesse grupo. A partir da espessura de 8 mm, identifica-se uma relação proporcional de ganho

de resistência, à medida em que se aumenta a espessura. Observa-se também que, o aumento de resistência do concreto ocasionou um aumento da carga de pico maior do que o aumento de resistência do aço do conector.



**Figura 97 – Influência da espessura do conector (mm)**

Os resultados da capacidade resistente e de deslizamento da conexão do grupo III estão compilados na Tabela 12.

Constata-se que o aumento na espessura do conector resultou em uma diminuição na capacidade de deslizamento. É notável que, nos modelos com  $f_{cm}$  de 48 MPa, todos os conectores apresentaram ductilidade de acordo com o Eurocode 4, Parte 1.1 (2004). Entretanto, pra os modelos com  $f_{cm}$  de 28 MPa, ao aumentar a espessura do conector, perdeu-se ductilidade resultando em capacidade de deslizamento inferior a 6 mm, para os conectores com espessura de 12,7 e 20 mm.

Com o intuito de comparar a influência da variação de espessura da alma e da mesa, foram apresentados, na Figura 98, os modos de falha dos conectores com espessura de alma e mesa de 8 mm e de 12,7 mm para o deslocamento de 4 mm.

Ao comparar os conectores do grupo I, com espessura de 8 mm de alma e 12,7 mm de mesa e os conectores com espessura de 8 mm de mesa e alma, percebe-se que ao diminuir apenas a espessura da mesa, ocorre maior plastificação da mesma, resultando na redução da capacidade de carga do conector.

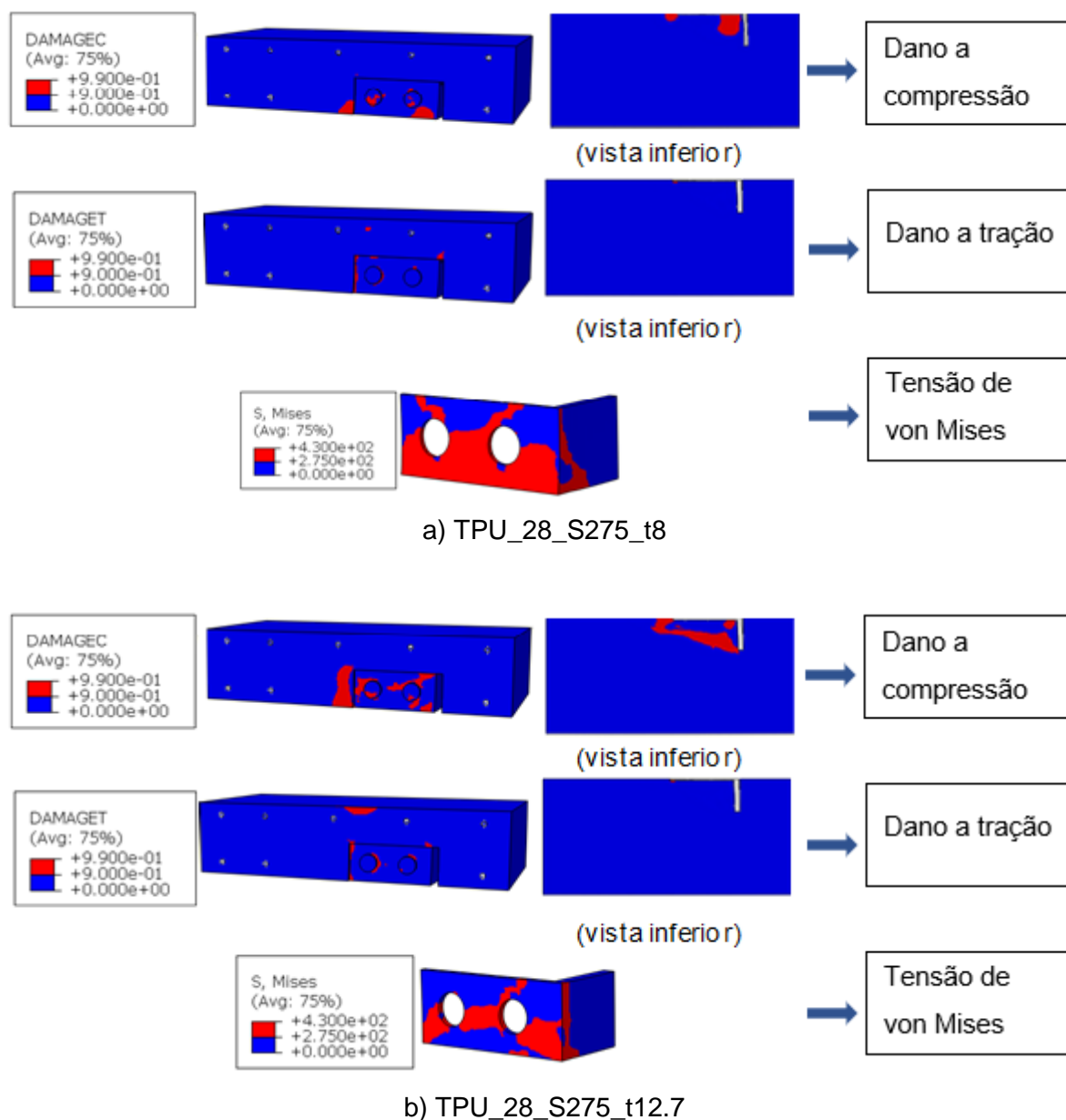
No entanto, ao considerar os conectores do grupo I, com espessura de 8 mm de alma e 12,7 mm de mesa e os conectores com espessura de 12,7 mm de mesa e

alma, percebe-se que ao aumentar a espessura da alma, ocorre menor plastificação da mesma e como consequência da maior rigidez, acaba por degradar mais o concreto tanto à compressão quanto à tração.

**Tabela 12 – Resultados do Grupo III**

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_y</math> (MPa)</b>	<b><math>P_{num}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{k(num)}</math> (mm)</b>	<b>Dúctil? (Eurocode 4 - 2004)</b>
TPU_28_S275_t6	28	275	305,52	15,49	Sim
TPU_28_S355_t6	28	355	334,81	12,74	Sim
TPU_48_S275_t6	48	275	336,97	10,97	Sim
TPU_48_S355_t6	48	355	361,02	7,55	Sim
TPU_28_S275_t8	28	275	355,18	13,01	Sim
TPU_28_S355_t8	28	355	381,72	8,34	Sim
TPU_48_S275_t8	48	275	416,32	23,63	Sim
TPU_48_S355_t8	48	355	462,01	17,75	Sim
TPU_28_S275_t10	28	275	392,00	7,53	Sim
TPU_28_S355_t10	28	355	414,40	5,7	Não
TPU_48_S275_t10	48	275	473,13	16,68	Sim
TPU_48_S355_t10	48	355	511,95	10,98	Sim
TPU_58_S275_t10	58	275	512,158	18,49	Sim
TPU_58_S355_t10	58	355	551,66	12,19	Sim
TPU_28_S275_t12.7	28	275	420,05	5,62	Não
TPU_28_S355_t12.7	28	355	438,21	4,71	Não
TPU_48_S275_t12.7	48	275	523,01	10,31	Sim
TPU_48_S355_t12.7	48	355	565,29	7,96	Sim
TPU_20_S275_t20	20	275	434,2	2,78	Não
TPU_20_S355_t20	20	355	440,85	3,77	Não
TPU_28_S275_t20	28	275	523,67	3,59	Não
TPU_28_S355_t20	28	355	541,56	3,18	Não
TPU_48_S275_t20	48	275	655,74	7,12	Sim
TPU_48_S355_t20	48	355	692,94	6,16	Sim

Ao comparar os conectores com espessuras iguais de mesa e alma, nota-se que o aumento da espessura, diminui as zonas de plastificação do conector, entretanto aumenta o esmagamento no concreto. Isso faz com que o ganho de resistência não seja proporcional ao aumento da área de cisalhamento.

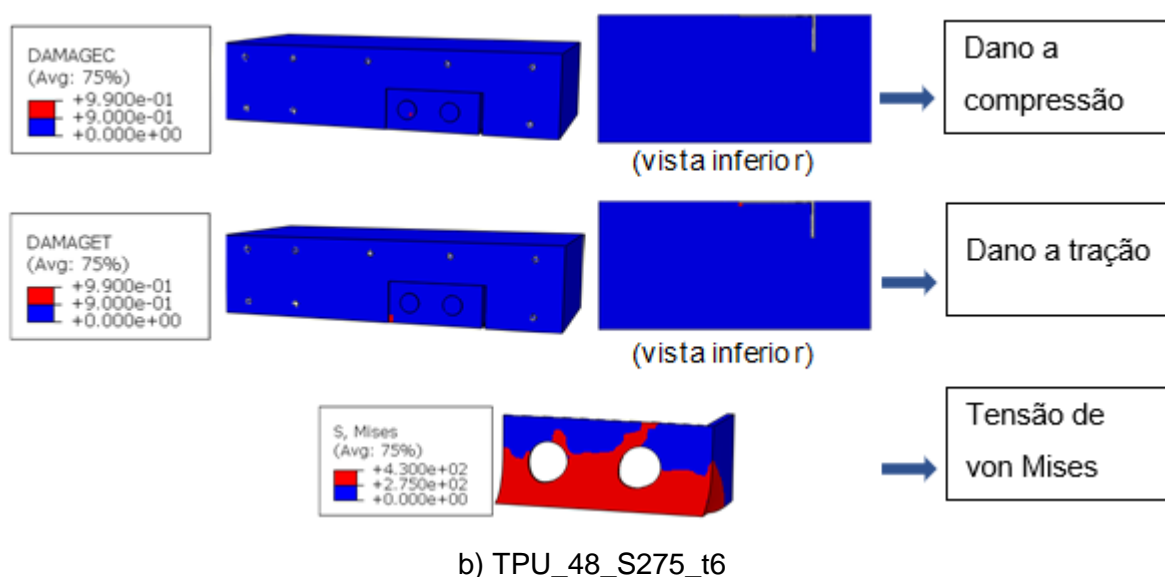
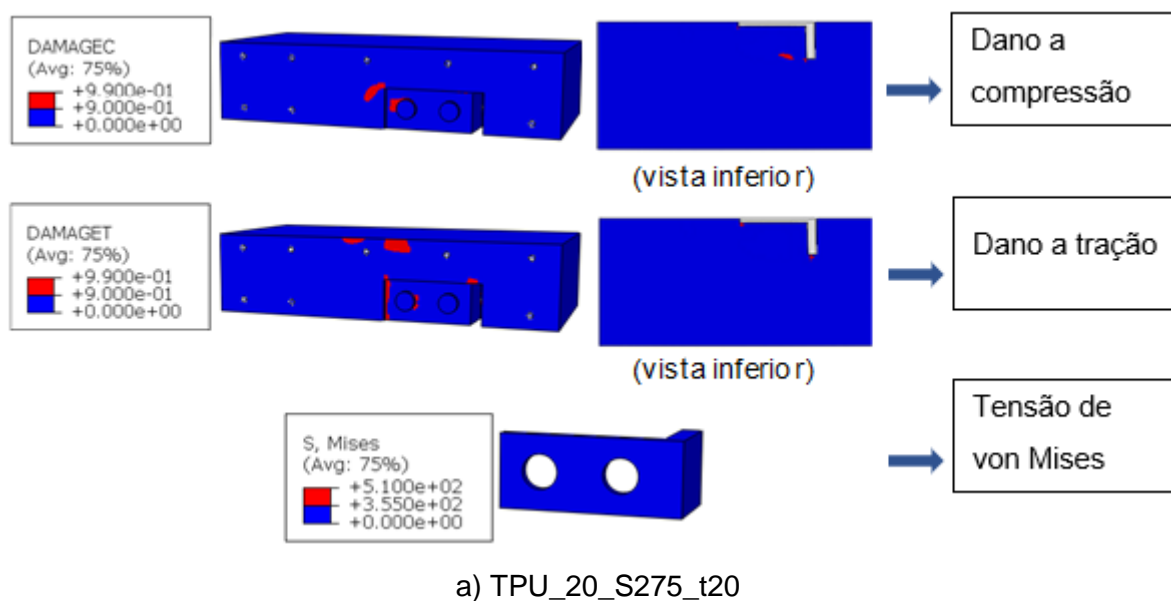


**Figura 98 – Modos de falha para deslocamento de 4 mm dos conectores**

Conforme mencionado, procurou-se modelar protótipos em que pudessem ser demonstrados os modos de falha isolados, ou seja, ocorrendo apenas no aço ou no concreto. Para elucidar esses casos, a Figura 99 apresenta os modos de falha para a carga máxima tanto pro conector TPU\_20\_S355\_t20 quanto TPU\_48\_S275\_t6.

Com base nos resultados da Tabela 12, conclui-se que o modelo com laje de concreto de 20 MPa e conector de espessura de 20 mm não apresentou ganho de resistência ao aumentar a resistência do aço. Esse resultado é atribuído ao fato de que o modo de falha não é causado pela plastificação do aço; pelo contrário, quando

a carga máxima é atingida, o conector permanece íntegro, como evidenciado na Figura 99(a).



**Figura 99 – Modos de falha para carga máxima dos conectores**

A explicação para essa falta de ganho reside no fato de que o concreto utilizado possui baixa resistência, o que leva a danos significativos, com fissuras de cisalhamento predominantes. Essa é a razão para a perda abrupta mencionada anteriormente nos modelos com conectores extremamente rígidos.

Após analisar os resultados do modelo com laje de concreto de 48 MPa e conector de espessura de 6 mm, percebe-se que este apresentou um modo de falha distinto em relação ao modelo anterior. Neste caso, a falha esteve condicionada

exclusivamente à plastificação do conector. Essa particularidade é responsável pela configuração das curvas de força *versus* deslizamento, conforme ilustrado na Figura 96, que mostram uma queda menos acentuada após atingir a carga de pico, resultando em uma maior ductilidade para o modelo em questão.

### 3.5 Resumo dos resultados da análise numérica

A Tabela 13 apresenta um resumo com os modos de falha de todos os modelos estudados. De forma a facilitar a visualização, os modos de falha foram identificados pelas letras A – plastificação do conector, B – esmagamento do concreto, C – cisalhamento no concreto.

**Tabela 13 – Modos de falha dos modelos numéricos**

<b>GRUPO</b>	<b>Modelo</b>	<b>Pnum (kN)</b>	<b>Modo de falha</b>
GRUPO I	TPU_20_S275_h76	319	A + B
GRUPO I	TPU_20_S355_h76	336	B
GRUPO I	TPU_28_S275_h76	383	A + B
GRUPO I	TPU_28_S355_h76	409	B
GRUPO I	TPU_43_S275_h76	442	A + B
GRUPO I	TPU_43_S355_h76	487	A + B
GRUPO I	TPU_48_S275_h76	461	A
GRUPO I	TPU_48_S355_h76	504	A + B + C
GRUPO II	TPU_28_S275_h110	429	A + B + C
GRUPO II	TPU_28_S275_h95	416	A + B + C
GRUPO II	TPU_28_S355_h110	474	A + B + C
GRUPO II	TPU_28_S355_h95	449	A + B + C
GRUPO II	TPU_48_S275_h110	539	A + C
GRUPO II	TPU_48_S275_h95	508	A + C
GRUPO II	TPU_48_S355_h110	568	A + B + C
GRUPO II	TPU_48_S355_h95	546	A + B + C

**Tabela 13 – Modos de falha dos modelos numéricos (continuação)**

<b>GRUPO</b>	<b>Modelo</b>	<b>Pnum (kN)</b>	<b>Modo de falha</b>
GRUPO III	TPU_28_S275_t6	306	A
GRUPO III	TPU_28_S355_t6	335	A + B
GRUPO III	TPU_48_S275_t6	337	A
GRUPO III	TPU_48_S355_t6	361	A
GRUPO III	TPU_28_S275_t8	355	A + B
GRUPO III	TPU_28_S355_t8	382	A + B
GRUPO III	TPU_48_S275_t8	416	A
GRUPO III	TPU_48_S355_t8	462	A
GRUPO III	TPU_28_S275_t10	392	A + B
GRUPO III	TPU_28_S355_t10	414	A + B
GRUPO III	TPU_48_S275_t10	473	A
GRUPO III	TPU_48_S355_t10	512	A + B
GRUPO III	TPU_58_S275_t10	512	A
GRUPO III	TPU_58_S355_t10	552	A
GRUPO III	TPU_28_S275_t12,7	420	B
GRUPO III	TPU_28_S355_t12,7	438	B
GRUPO III	TPU_48_S275_t12,7	523	A + B
GRUPO III	TPU_48_S355_t12,7	565	A + B
GRUPO III	TPU_20_S275_t20	434	C
GRUPO III	TPU_20_S355_t20	441	C
GRUPO III	TPU_28_S275_t20	524	C
GRUPO III	TPU_28_S355_t20	542	C
GRUPO III	TPU_48_S275_t20	656	C
GRUPO III	TPU_48_S355_t20	693	C

## 4 PROPOSTA DO MODELO ANALÍTICO

Ao analisar os resultados da modelagem numérica, observa-se que os modos de falha podem ocorrer de maneira associada, tanto pelo concreto quanto pelo aço, sendo que um deles irá prevalecer, ou então, de maneira isolada.

Neste estudo, serão comparados os resultados da modelagem numérica com as formulações de dimensionamento proposto por Pessoa (2015), apresentados nas Equações (20) e (21). O autor considera como premissa para suas formulações que, sempre haverá plastificação da mesa e da alma do conector *T-Perfobond* com apenas a alma soldada.

A partir dos resultados do Pessoa (2015), é realizada uma proposta de dimensionamento que englobe todos os modos de ruptura.

### 4.1 Avaliação da proposta do Pessoa (2015)

Os resultados da análise de modelagem, que incluem a carga máxima suportada e os diferentes modos de falha, foram confrontados com a estimativa da capacidade máxima de carga obtida através da equação proposta por Pessoa (2015) e estão sintetizados na Tabela 14. É importante mencionar que o cálculo para determinar a força resistente máxima do conector foi baseado no  $f_{cm}$  do concreto, possibilitando assim uma comparação direta com os resultados da modelagem.

Para os modelos com apenas plastificação do conector, os resultados obtiveram uma média de 1,73. Este valor corresponde à média da relação entre a capacidade de carga do conector e o valor estimado pela equação proposta por Pessoa (2015). Adicionalmente, nos modelos que sofreram apenas cisalhamento ou esmagamento do concreto, as médias foram de 0,69 e 1,11, respectivamente. Nos casos em que ocorrem mais de um modo de falha, a média foi de 1,32.

A partir dessas conclusões, pode-se inferir que, nos casos em que a plastificação foi o único modo de falha, a equação proposta por Pessoa (2015) tendeu a superestimar significativamente a capacidade de carga. Em contraste, para os modelos com apenas cisalhamento do concreto, a estimativa de capacidade de carga



derivada da equação, apresentou uma subestimação em relação aos resultados da modelagem. Isso levanta questionamentos quanto à segurança da equação em situações envolvendo cisalhamento.

**Tabela 14 – Avaliação da equação proposta por Pessoa (2015)**

GRUPO	Modelo	Modo de falha	Pnum (kN)	Ftotal (kN)	Pnum
					Ftotal
GRUPO I	TPU_2F_20_S275_h76	A + B	319	303	1,05
GRUPO I	TPU_2F_28_S275_h76	A + B	383	303	1,27
GRUPO I	TPU_2F_43_S275_h76	A + B	442	303	1,46
GRUPO I	TPU_2F_48_S275_h76	A	461	303	1,52
GRUPO I	TPU_2F_20_S355_h76	B	336	391	0,86
GRUPO I	TPU_2F_28_S355_h76	B	409	391	1,05
GRUPO I	TPU_2F_43_S355_h76	A + B	487	391	1,25
GRUPO I	TPU_2F_48_S355_h76	A + B + C	504	391	1,29
GRUPO II	TPU_2F_28_S275_h110	A + B + C	429	339	1,26
GRUPO II	TPU_2F_28_S275_h95	A + B + C	416	323	1,29
GRUPO II	TPU_2F_48_S275_h110	A + C	539	339	1,59
GRUPO II	TPU_2F_48_S275_h95	A + C	508	323	1,57
GRUPO II	TPU_2F_28_S355_h95	A + B + C	449	417	1,08
GRUPO II	TPU_2F_28_S355_h110	A + B + C	474	438	1,08
GRUPO II	TPU_2F_48_S355_h110	A + B + C	568	438	1,30
GRUPO II	TPU_2F_48_S355_h95	A + B + C	546	417	1,31
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t6	A	306	161	1,90
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t6	A	337	161	2,10
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t6	A + B	335	208	1,61
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t6	A	361	208	1,74
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t8	A + B	355	223	1,59
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t8	A	416	223	1,87
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t8	A + B	382	288	1,33
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t8	A	462	288	1,60
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t10	A + B	392	290	1,35
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t10	A	473	290	1,63
GRUPO III	TPU_2F_58_S275_t10	A	512	290	1,76
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t10	A + B	414	375	1,11
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t10	A + B	512	375	1,37
GRUPO III	TPU_2F_58_S355_t10	A	552	375	1,47
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t12,7	B	420	389	1,08
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t12,7	A + B	523	389	1,34

**Tabela 14 – Avaliação da equação proposta por Pessoa (2015) (continuação)**

GRUPO	Modelo	Modo de falha	Pnum (kN)	Ftotal (kN)	$\frac{Pnum}{Ftotal}$
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t12,7	B	438	502	0,87
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t12,7	A + B	565	502	1,13
GRUPO III	TPU_2F_20_S275_t20	C	434	644	0,67
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t20	C	524	710	0,74
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t20	C	656	715	0,92
GRUPO III	TPU_2F_20_S355_t20	C	441	782	0,56
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t20	C	542	849	0,64
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t20	C	693	923	0,75
Média:					1,29
Desvio padrão:					0,37
Coeficiente de variação:					0,28

Ao analisar o coeficiente de variação, percebe-se uma dispersão de 0,28 em relação à média, o que indica uma maior distorção nos resultados. Esse coeficiente de variação elevado sugere que os dados apresentam uma variabilidade significativa em relação à média.

#### 4.2 Proposta da formulação analítica

Diante dos resultados apresentados na análise paramétrica, foi proposta uma nova formulação para a resistência do conector. Essa formulação não apenas considera a plastificação do aço, mas também leva em conta a possibilidade de falha ocorrendo no próprio concreto.

Apesar das equações propostas abrangerem um amplo número de casos dos conectores *T-Perfobond* com a mesa sem solda, é importante destacar que existem algumas limitações que devem ser consideradas ao aplicar essas fórmulas em projetos específicos, que são:

- a) Espessuras do conector: as equações são indicadas para espessuras do conector variando de 6 a 20 mm;
- b) Resistência do concreto: o concreto estudado para a proposição das equações abrange valores de resistência de 20 a 58 MPa, que são os usualmente utilizados em diversas aplicações estruturais.

É importante ressaltar que as equações propostas para o dimensionamento dos conectores *T-Perfobond* com mesa sem solda foram fundamentadas na teoria apresentada por três trabalhos: Silva (2011), Pessoa (2015) e Veríssimo (2007). Esses trabalhos serviram como base para a formulação das novas equações, permitindo a expansão do conhecimento e o aprimoramento dos métodos de análise e cálculo dos conectores.

Para o cálculo da resistência do conector, compreende-se que, embora possam existir múltiplos modos de falha, haverá um modo que será predominante, ou seja, um dos materiais irá falhar primeiro. Com base nessa premissa, foi estabelecido que o cálculo da resistência do conector será determinado pelo valor mínimo entre as forças de resistência do concreto e do aço.

$$F_{\text{conector}} = \text{mínimo} \left\{ \begin{array}{l} F_{\text{concreto}} \\ F_{\text{aço}} \end{array} \right. \quad (40)$$

$$F_{\text{concreto}} = F_{\text{mesa\_concreto}} + F_{\text{alma\_concreto}} \quad (41)$$

$$F_{\text{aço}} = F_{\text{mesa\_aço}} + F_{\text{alma\_aço}} \quad (42)$$

Com o intuito de determinar a resistência do concreto na região da mesa, Equação (43), utilizou-se a fórmula proposta por Pessoa (2015), considerando também a influência da excentricidade do conector em relação ao plano médio da laje, conforme mencionado por Veríssimo (2007) e descrito na Equação (5).

$$F_{\text{mesa\_concreto}} = 2 \times f_{ck} \times h \times b \times \sqrt{\frac{h_c}{h}} \quad (43)$$

onde:

$f_{ck}$  é a resistência característica no concreto

$h$  é a altura da mesa

$b$  é a metade da largura da mesa desconsiderando a espessura da alma

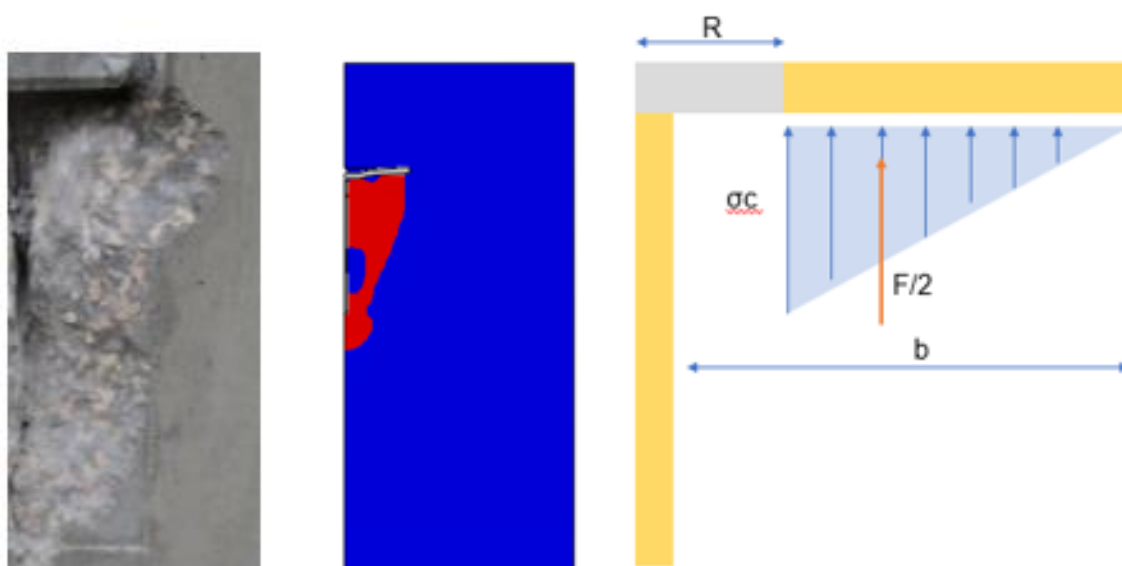
$t_f$  é a espessura da mesa

$R$  é o raio entre a mesa e a alma

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura (MPa)

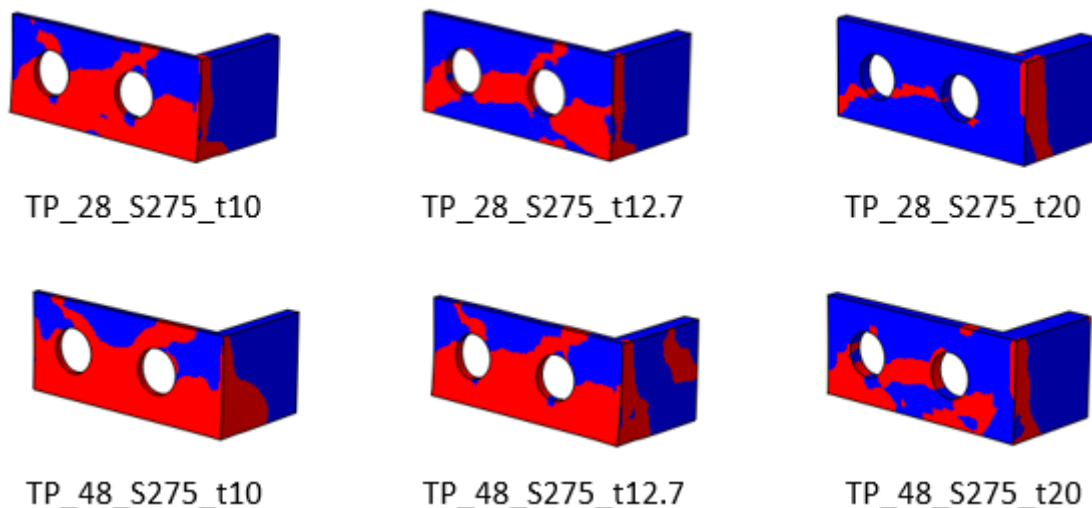
Pessoa (2015) considerou, em sua análise, um carregamento distribuído retangular exercido pelo concreto. No entanto, tanto nos ensaios experimentais quanto na modelagem numérica, foi constatado que o padrão de esmagamento no concreto, na região da mesa, assemelha-se mais a um carregamento distribuído triangular. Conseqüentemente, ao calcular a resistência do aço na mesa, levou-se em consideração esse carregamento triangular resultante na região livre da mesa, o que demandou uma modificação na equação original do autor, conforme ilustrado na Figura 100(c).

Adicionalmente, foi observado que, em casos de espessuras de alma iguais ou superiores a 10 mm, a mesa sofre uma carga relativamente baixa, mesmo quando se trata de lajes com alta resistência do concreto, como no caso de 58 MPa, devido à rigidez imposta pela própria alma. Além disso, conforme ilustrado na Figura 101, é possível notar que a região de plastificação da mesa se estende no máximo até a metade de sua área.



a) Ensaio experimental      b) Modelagem      c) Diagrama de forças

**Figura 100 – Esmagamento no concreto**



**Figura 101 – Plastificação para carga máxima dos conectores do Grupo III**

Como resultado dessa constatação, definiu-se que, para espessuras de alma excedendo os 10 mm, a resistência da mesa seria reduzida à metade. A formulação para esse cálculo é desenvolvida nas Equações (44) e (45) e definida na Equação (46).

$$F_{\text{mesa}_\text{aço}} \times \left(\frac{b-R}{3}\right) = M_{\text{pl}} \quad (44)$$

$$F_{\text{mesa}_\text{aço}} \times \left(\frac{b-R}{3}\right) = 0,25 \times h \times t_f^2 \times f_y \quad (45)$$

$$F_{\text{mesa}_\text{aço}} = \frac{0,25 \times h \times t_f^2 \times f_y}{\left(\frac{b-R}{3}\right)} \quad t < 10 \text{ mm} \quad (46)$$

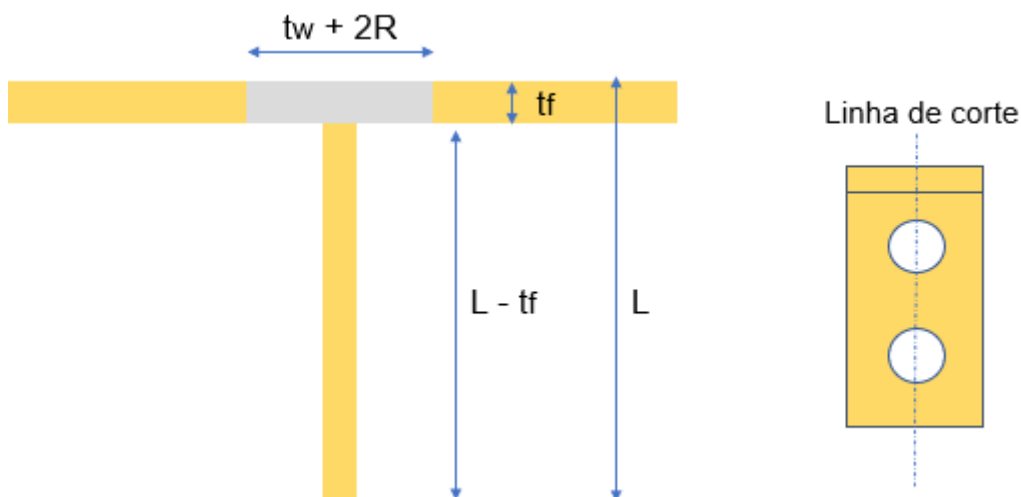
$$F_{\text{mesa}_\text{aço}} = \frac{0,25 \times h \times t_f^2 \times f_y}{\left(\frac{b-R}{3}\right)} \times 0,5 \quad t \geq 10 \text{ mm}$$

A resistência do aço à plastificação da alma do conector foi determinada a partir da área de cisalhamento, representada pela linha de corte da Figura 102, indicadas

nas Equações (47) e (48). A área de cisalhamento foi considerada com base na equação proposta por Pessoa (2015).

$$A_v = (L - t_f - n\varnothing) \times t_w + (t_w + 2R) \times t_f \quad (47)$$

$$F_{Alma\_aço} = A_v \times f_y \quad (48)$$



**Figura 102 – Demonstração da área de cisalhamento**

O dimensionamento da resistência do concreto na região da alma envolveu uma análise dos modos de falha identificados no processo de modelagem, abrangendo tanto o esmagamento do concreto quanto as fissuras de tração resultantes dos esforços de cisalhamento. A determinação do dimensionamento foi estabelecida com base no valor mínimo entre esses dois modos.

Em ambos os cenários, a influência da excentricidade do conector em relação à laje, conforme proposto por Veríssimo (2007), foi levada em consideração. Esse aspecto se tornou evidente na modelagem, onde foi observado que o aumento da altura do conector causava um impacto mais significativo na degradação do concreto.

Além disso, em sua pesquisa, Silva (2011) constatou que substituir a resistência do concreto pelo seu módulo de elasticidade conduz a um modelo genérico capaz de estimar a capacidade do conector para concretos com qualquer densidade. Em consonância com essa abordagem, verificou-se que o emprego do módulo de elasticidade proporcionou uma convergência mais consistente dos resultados, justificando sua aplicação no cálculo da resistência à degradação do concreto.

As Equações (49) e (51) correspondem à capacidade resistente dos conectores com resistência à compressão inferior a 30 MPa e as Equações (50) e (52) correspondem à capacidade resistente dos conectores com resistência a compressão superior a 30 MPa.

Em essência, essa diferenciação nas equações dos conectores com base na resistência do concreto foi derivada dos resultados obtidos por meio de modelos idênticos, onde variou-se a resistência do concreto considerando valores de  $f_{cm}$  em 20, 28, 30,6, 37, 43 e 48 MPa. Esses modelos permitiram identificar padrões e comportamentos distintos para diferentes faixas de resistência do concreto.

Portanto, as equações foram ajustadas para refletir essas variações e fornecer estimativas mais precisas da capacidade resistente dos conectores com base na resistência do concreto em diferentes níveis, garantindo uma abordagem mais adequada ao dimensionamento desses elementos em diversas situações.

$$F_{\text{alma\_concreto\_esmag.}} = 7,5 \times 10^{-6} \sqrt{\frac{h}{h_c}} E_{cs} \cdot h \cdot t_w \quad f_{ck} < 30 \text{ MPa} \quad (49)$$

$$F_{\text{alma\_concreto\_esmag.}} = 4,2 \times 10^{-6} \sqrt{\frac{h}{h_c}} E_{cs} \cdot h \cdot t_w \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad (50)$$

$$F_{\text{alma\_concreto\_cis.}} = 1,3 \times 10^{-7} \sqrt{\frac{h}{h_c}} A_{cc} \cdot E_{cs} \quad f_{ck} < 30 \text{ MPa} \quad (51)$$

$$F_{\text{alma\_concreto\_cis.}} = 0,9 \times 10^{-7} \sqrt{\frac{h}{h_c}} A_{cc} \cdot E_{cs} \quad f_{ck} \geq 30 \text{ MPa} \quad (52)$$

$$A_{cc} = L_c \times h_c - L \times h \quad (53)$$

$$F_{\text{Alma\_concreto}} = \text{mínimo} \begin{cases} F_{\text{Alma\_concreto\_esmagamento}} \\ F_{\text{Alma\_concreto\_cisalhamento}} \end{cases} \quad (54)$$

A Tabela 15 exhibe os resultados obtidos com o novo dimensionamento proposto para a resistência do conector *T-Perfobond* com apenas a alma soldada, comparando-os com os resultados previamente obtidos por meio de modelagem numérica.

**Tabela 15 – Avaliação da proposta de dimensionamento do conector T-Perfobond com apenas a alma soldada**

GRUPO	Modelo	Pnum	Modo de falha	Fconcreto	Faço	Fproposto	Modo de falha	Pnum
		(kN)	numérico	(kN)	(kN)	(kN)	determinante na formulação proposta	Fproposto
GRUPO I	TPU_2F_20_S355_h76	336	B	272	546	272	B	1,24
GRUPO I	TPU_2F_20_S275_h76	319	A + B	272	423	272	B	1,17
GRUPO I	TPU_2F_28_S355_h76	409	B	355	546	355	B	1,15
GRUPO I	TPU_2F_28_S275_h76	383	A + B	355	423	355	B	1,08
GRUPO I	TPU_2F_43_S355_h76	487	A + B	458	546	458	B	1,06
GRUPO I	TPU_2F_43_S275_h76	442	A + B	458	423	423	A	1,05
GRUPO I	TPU_2F_48_S275_h76	461	A	506	423	423	A	1,09
GRUPO I	TPU_2F_48_S355_h76	504	A + B + C	506	546	506	B	1
GRUPO II	TPU_2F_28_S355_h95	449	A + B + C	424	560	424	B	1,06
GRUPO II	TPU_2F_28_S355_h110	474	A + B + C	480	570	480	B	0,99
GRUPO II	TPU_2F_28_S275_h110	429	A + B + C	480	442	442	A	0,98
GRUPO II	TPU_2F_28_S275_h95	416	A + B + C	424	434	424	B	0,98
GRUPO II	TPU_2F_48_S275_h110	539	A + C	643	442	442	A	1,22
GRUPO II	TPU_2F_48_S275_h95	508	A + C	584	434	434	A	1,17
GRUPO II	TPU_2F_48_S355_h110	568	A + B + C	643	570	570	A	1
GRUPO II	TPU_2F_48_S355_h95	546	A + B + C	584	560	560	A	0,98
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t6	306	A	335	264	264	A	1,16
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t6	335	A + B	335	341	335	B	1
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t6	337	A	497	264	264	A	1,28
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t6	361	A	497	341	341	A	1,06
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t8	382	A + B	355	447	355	B	1,07
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t8	355	A + B	355	346	346	A	1,03



Tabela 15 – Avaliação da proposta de dimensionamento do conector T-Perfobond com apenas a alma soldada (continuação)

GRUPO	Modelo	Pnum (kN)	Modo de	Fconcreto (kN)	Faço (kN)	Fproposto (kN)	Modo de falha	Pnum
			falha do modelo numérico				determinante na formulação proposta	
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t8	416	A	506	346	346	A	1,2
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t8	462	A	506	447	447	A	1,04
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t10	414	A + B	375	549	375	B	1,1
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t10	392	A + B	375	426	375	B	1,04
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t10	473	A	515	426	426	A	1,11
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t10	512	A + B	515	549	515	B	1
GRUPO III	TPU_2F_58_S275_t10	512	A	610	426	426	A	1,20
GRUPO III	TPU_2F_58_S355_t10	552	A	610	549	549	A	1,01
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t12.7	438	B	404	704	404	B	1,09
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t12.7	420	B	404	545	404	B	1,04
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t12.7	565	A + B	529	704	529	B	1,07
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t12.7	523	A + B	529	545	529	B	0,99
GRUPO III	TPU_2F_20_S355_t20	441	C	376	1139	376	C	1,17
GRUPO III	TPU_2F_20_S275_t20	434	C	376	882	376	C	1,15
GRUPO III	TPU_2F_28_S355_t20	542	C	465	1139	465	C	1,16
GRUPO III	TPU_2F_28_S275_t20	524	C	465	882	465	C	1,13
GRUPO III	TPU_2F_48_S355_t20	693	C	559	1139	559	C	1,24
GRUPO III	TPU_2F_48_S275_t20	656	C	559	882	559	C	1,17
Média:								1,09
Desvio padrão:								0,083
Coeficiente de variação:								0,076

Uma análise detalhada dos dados na tabela revela que a nova equação de dimensionamento proporcionou uma aproximação mais satisfatória em relação à carga máxima da modelagem numérica.

Percebe-se ainda, uma concordância entre os modos de falha identificados na modelagem numérica e o principal modo de falha derivado da formulação analítica, nos casos em que os modos de falha da modelagem se apresentam como fenômenos isolados. No entanto, quando ocorre uma combinação entre os modos de falha nos modelos numéricos, verifica-se uma tendência de convergência entre os valores das capacidades resistentes do aço e concreto, no qual o menor valor irá predominar.

Além disso, foi observado que a maioria dos resultados ficou abaixo da carga máxima estimada pela modelagem, o que sugere uma margem de segurança considerável nas análises realizadas.

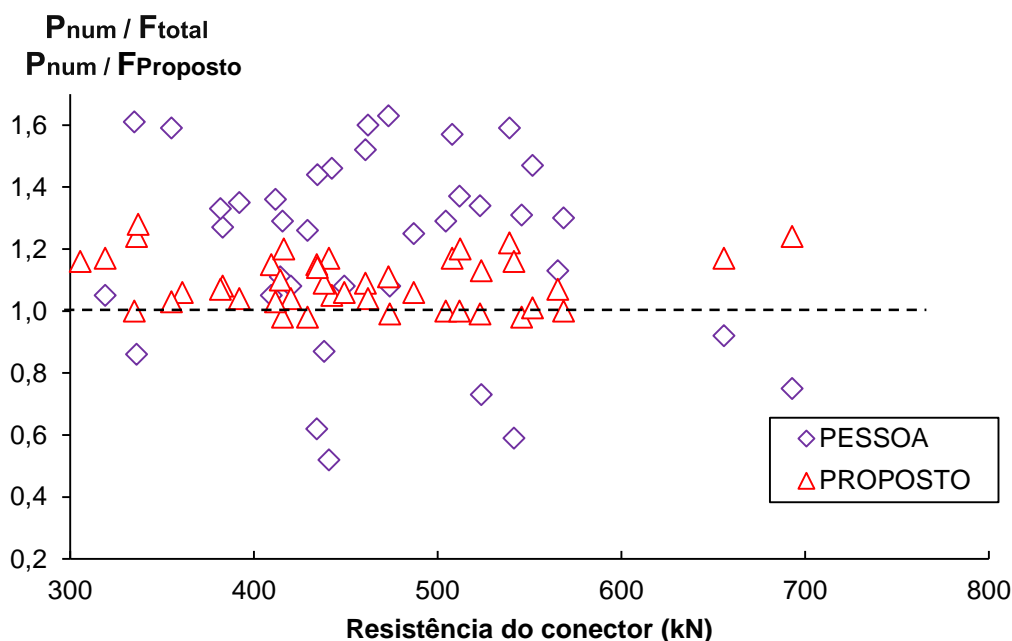
Ao analisar a média da relação entre a capacidade de carga do conector e o valor estimado pela formulação proposta neste trabalho, para os modelos com apenas plastificação do conector, os resultados obtiveram uma média de 1,12. Adicionalmente, nos modelos que sofreram apenas cisalhamento ou esmagamento do concreto, as médias foram de 1,17 e 1,12, respectivamente. Nos casos em que ocorrem mais de um modo de falha, a média foi de 1,05.

Em todos os casos, as médias obtidas superaram o valor de um, indicando que a formulação tende a favorecer a segurança e se aproximar mais da capacidade de carga máxima. Isso contrasta com as médias resultantes da formulação de Pessoa (2015) para cada modo de falha.

Uma análise adicional por meio do coeficiente de variação revelou um desvio médio de apenas 0,076. Esse valor indica que os dados obtidos com a nova abordagem têm uma variabilidade reduzida em relação à média, aumentando a confiabilidade dos resultados.

A Figura 103 apresenta um gráfico comparativo entre os resultados do dimensionamento proposto neste trabalho e os de Pessoa (2015). Nota-se que os valores do novo dimensionamento estão concentrados próximos a um, indicando uma concordância mais precisa com os valores esperados. Por outro lado, os valores de Pessoa (2015) demonstram uma maior dispersão, o que pode sugerir limitações em sua abordagem.

Contudo, é importante ressaltar que, apesar dos resultados promissores e da eficiência da nova equação proposta, as abordagens ainda apresentam limitações, conforme discutido anteriormente.



**Figura 103 – Comparação dos resultados da equação do Pessoa (2015) com a formulação proposta**

### 4.3 Análise de confiabilidade

Neste trabalho, as equações propostas foram submetidas a um processo de avaliação de confiabilidade utilizando o método de análise estatística recomendado pela AISI S100 (2016), conforme descrito na Equação (55).

$$\beta_0 = \frac{\ln(C_\phi M_m F_m P_m / \phi)}{\sqrt{V_M^2 + V_F^2 + C_p V_P^2 + V_Q^2}} \geq 3,5 \quad (55)$$

onde:

$C\phi$  é o coeficiente de calibração;

$M_M$  é o valor médio do fator material;

$F_M$  é o valor médio do fator calibração;

$P_M$  é o valor médio do fator profissional;

$\beta_0$  é o índice de confiabilidade alvo;

$\phi$  é o fator de resistência;

$V_M$  é o coeficiente de variação do fator material;

$V_F$  é o coeficiente de variação do fator fabricação;

$V_Q$  é o coeficiente de variação do fator carga;

$V_P$  é o coeficiente de variação obtidos nos ensaios numéricos;

$C_P$  é o fator de correção determinado pelas Equações (56) e (57), dependendo do valor de  $n$ .

$$C_P = \frac{m(1 + \frac{1}{n})}{(m-2)} \quad \text{para } n \geq 4 \quad (56)$$

$$C_P = 5,7 \quad \text{para } n=3 \quad (57)$$

Os parâmetros, coeficientes e fatores necessários para o cálculo do Índice de Confiabilidade Alvo ( $\beta_0$ ) estão apresentados na Tabela 16. Vale ressaltar que os valores de  $M_M$ ,  $V_M$ ,  $F_M$  e  $V_F$  foram obtidos da tabela K2.1.1.1 da AISI S100 (2016), enquanto  $P_M$  e  $V_P$  foram retirados da Tabela 15 deste trabalho. Segundo a norma, o coeficiente de calibração ( $C\phi$ ) para o estado limite último deve ser de 1,52.

É crucial destacar que a norma determina que o Índice de Confiabilidade Alvo ( $\beta_0$ ) para conectores avaliados por meio do estado limite último deve atingir no mínimo o valor de 3,5. Neste cenário, para a formulação de Pessoa (2015), o Índice de Confiabilidade Alvo ( $\beta_0$ ) foi calculado em 3,27, enquanto que na formulação desenvolvida neste estudo obteve-se o valor de 4,12.

Com isso, o resultado ressalta que formulação proposta neste trabalho, não apenas garante uma margem de segurança, mas também exhibe uma confiabilidade estatística satisfatória.

**Tabela 16 – Parâmetros utilizados para o cálculo do Índice de confiabilidade alvo ( $\beta_0$ ).**

<b>Parâmetros</b>	<b>Formulação proposta</b>	<b>Formulação de Pessoa (2015)</b>
C $\theta$	1,52	1,52
MM	1,10	1,10
FM	0,90	0,90
e	2,72	2,72
VM	0,10	0,10
VF	0,10	0,10
VQ	0,21	0,21
$\Phi$	0,55	0,55
n	42	42
m	41	41
CP	1,08	1,08
VP	0,076	0,28
PM	1,09	1,29
$\beta_0$	4,12	3,27

## 5 CONCLUSÕES

### 5.1 Introdução

Neste trabalho, foi realizado um estudo sobre análise numérica em ensaios do tipo *push-out* dos conectores *T-Perfobond* com a mesa não soldada, com intuito de avaliar o seu comportamento diante às variações de determinados parâmetros.

A pesquisa foi iniciada com uma revisão bibliográfica que permitiu uma compreensão aprofundada das principais características e aplicações dos conectores de cisalhamento, bem como uma análise abrangente dos diversos modos de falha que podem surgir em suas configurações.

Para atingir os objetivos propostos, foram desenvolvidos modelos numéricos sendo comparados com ensaios experimentais do tipo *push-out* realizados por Pessoa (2015). Os resultados foram confrontados em termos de carga *versus* deslizamento e modos de falha. Além disso, foi conduzido uma simulação numérica do conector ensaiado por Vianna (2009) para validar a modelagem em cenários envolvendo concretos mais resistentes.

A partir da validação do modelo numérico, procedeu-se a uma análise paramétrica detalhada com o intuito de compreender melhor a capacidade resistente e os modos de falha. A análise paramétrica investigou os seguintes parâmetros: resistência do concreto, espessura da mesa, alma e resistência do aço e altura do conector.

Diante dos resultados apresentados na análise paramétrica, foram comparados os resultados da modelagem numérica com as formulações de dimensionamento proposto por Pessoa (2015) para conectores *T-Perfobond* com a mesa não soldada. O autor considera como premissa para suas formulações que, sempre haverá plastificação da mesa e da alma deste conector. Além disso, fundamentado nos resultados desta mesma análise, foi apresentada uma nova formulação para o dimensionamento dos conectores *T-Perfobond* com apenas a alma soldada. Essa formulação não apenas considera a plastificação do aço, mas também leva em conta a possibilidade de falha ocorrendo no próprio concreto.

## 5.2 Considerações finais

Os resultados numéricos se alinharam satisfatoriamente aos resultados experimentais, tanto no que diz respeito à carga *versus* deslizamento quanto aos modos de falha.

A análise dos parâmetros indicou que a resistência do concreto desempenha um papel crucial na capacidade de carga dos conectores, sendo que concretos com maior resistência permitiram suportar cargas mais elevadas e contribuiu para um comportamento mais dúctil. Além disso, a resistência do aço influenciou significativamente a capacidade de carga dos conectores, aumentando à medida que a resistência do aço aumentava. Entretanto, quanto à ductilidade, este material diminuiu a capacidade de deslizamento com o aumento de sua resistência, devido a maior transferência de esforços para o concreto.

Apesar desse aumento na capacidade de carga, foi observado que não foi proporcional ao aumento de resistência do concreto ou do aço. Isto está diretamente vinculada aos diferentes modos de falha envolvidos, ou seja, quando ocorre o aumento da resistência do aço e, no entanto, o modo de falha ocorre no concreto, o acréscimo na capacidade de carga do conector não segue uma relação proporcional. Esse fenômeno ocorre devido à incapacidade do aço de alcançar seu limite máximo de resistência quando a falha é determinada pelas características do concreto.

O aumento da espessura do conector ocasionou em uma diminuição na capacidade de deslizamento. Ademais, foi observado que, o aumento da altura do conector e de sua espessura apresentaram um discreto aumento na capacidade de carga devido à robustez elevada do conector.

Os modos de falha ocorreram na maioria dos casos pelo esmagamento do concreto da região frontal e no entorno do conector, bem como pela plastificação do conector. Em situações em que se utilizou conectores com espessura ou altura elevada, houve o aparecimento de fissuras de cisalhamento, contribuindo para um acréscimo pequeno na capacidade de carga do conector.

A comparação com a formulação de Pessoa (2015), revelou que, nos casos em que a plastificação foi o único modo de falha, a equação proposta por Pessoa (2015) tendeu a superestimar significativamente a capacidade de carga. Em contraste, para os modelos com apenas cisalhamento do concreto, a estimativa de capacidade de

carga derivada da equação, apresentou uma notável subestimação em relação aos resultados da modelagem.

A nova formulação proposta proporcionou uma melhor aproximação em relação à carga de pico da modelagem numérica. Além disso, verificou-se uma concordância entre os modos de falha identificados na modelagem numérica e o principal modo de falha derivado da formulação analítica, nos casos em que os modos de falha numéricos se apresentam como fenômenos isolados. No entanto, para combinações de modos de falha, houve uma tendência de convergência entre as capacidades de resistência do aço e do concreto, prevalecendo o menor valor.

Com base nos resultados da análise de confiabilidade seguindo a AISI S100 (2016), a nova formulação não apenas oferece margem de segurança, mas também demonstra confiabilidade estatística satisfatória.

### **5.3 Sugestão para trabalhos futuros**

Com base nos resultados e conclusões obtidas nesta pesquisa, abrem-se diversas possibilidades para estudos futuros, que visam aprofundar o conhecimento e avançar na área de conectores de cisalhamento em estruturas de concreto e aço.

Uma sugestão é realizar estudos sobre a influência de outros parâmetros relevantes no comportamento dos conectores *T-Perfobond* com apenas a alma soldada, tais como o diâmetro do furo e a geometria da armadura passante.

Além disso, investigar outras variações das resistências do aço e do concreto pode contribuir para abranger o maior número de casos nas formulações analíticas proposta neste trabalho.

Para aprimorar ainda mais a pesquisa, é importante considerar um maior número de ensaios e aplicar técnicas de regressão múltipla para refinar a equação proposta. Dessa forma, será possível validar e calibrar os modelos teóricos com maior precisão, tornando-os mais confiáveis para aplicações práticas em projetos de construção.

Outra abordagem relevante é a análise paramétrica utilizando modelos de elementos finitos, que possibilita simular ensaios de viga mista em escala real. Essa análise permitirá obter informações sobre questões cruciais dos conectores que não



podem ser diretamente medidas no ensaio *push-out*, como a influência da quantidade e espaçamento entre os conectores. Essa visão mais detalhada do comportamento estrutural contribuirá para o aprimoramento do projeto e otimização desses elementos, tornando-os mais eficientes e confiáveis.

Ao abordar essas questões em pesquisas futuras, será possível avançar significativamente no conhecimento dos conectores de cisalhamento e, conseqüentemente, melhorar o projeto e a construção de estruturas de concreto e aço, promovendo maior segurança, eficiência e economia na indústria da construção civil.

## REFERÊNCIAS

ABAQUS Inc S. *ABAQUS Analysis user's manual. 614th ed.* Dassault Systèmes Simulia Corp. Johnston, Rhode Island, 2014.

AISI S100. *North American Specification for the Design of Cold-Formed steel Structural Members.* [S.l.]. 2016.

AL-DARZI, S. Y. K.; CHEN, A.; LIU, Y. Q. *Finite element simulation and parametric studies of Perfobond rib connector. American Journal of Applied Sciences* 4, 122–127, 2007.

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

AISC. AMERICAN NATIONAL STANDARD INSTITUTE. ANSI. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC 360-05: *Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, 2005.

ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2008.

ASSUNÇÃO, B. C. *Análise Experimental de Conectores de Cisalhamento Tipo T-Perfobond Modificado.* Tese (Doutorado em Engenharia civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

BARBOSA, W. C. de S. *Estudo de conectores de cisalhamento em barras de aço para vigas mistas de aço e concreto.* Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

CAVALCANTE, O. R. de O. e. Estudo de conectores de cisalhamento do tipo “V” em viga mista. Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

CARDOSO, H. S. Avaliação Do Comportamento De Conectores Constituídos Por Chapas De Aço Com Recortes Regulares — Ênfase Em Conectores De Geometria Crestbond Aplicados Em Pilares. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2018.

CEB-FIP. *Model code. Model code for concrete structures. International Federation for Structural Concrete (FIB), Switzerland, 2010.*

CHI, Y.; YU, M.; HUANG, L.; XU, L. *Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. Journal of Engineering Structures* 148, 23-35, 2017.

COSTA NEVES, L.F., FIGUEIREDO, J.P., VELLASCO, P.C.G.S., VIANNA, J.C., *Perforated shear connectors on composite girders under monotonic loading: An experimental approach. Journal of Engineering Structures*, 56 (2013) 721-737.

CRUZ, P. J. S.; VALENTE, M. I. B.; VERÍSSIMO, G.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas. Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto: Anais, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 20p, 2006.

DAVID, D. L. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

DUTRA, C. M.; VERÍSSIMO, G. de S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. Análise numérica do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento tipo crestbond. Congresso Latino-americano da Construção Metálica, São Paulo, 2014.

EUROCODE 4, EN 1994-1-1. *Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1 general rules and rules for buildings*. CEN, European Committee for Standardization, 2004.

EUROCODE 2. EN 1992-1-1. *Design of concrete structures, Part 1: general rules and rules for building*. CEN, European Committee for Standardization, 2004.

FORTES, W. R. Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo *Perfobond*. 113p. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. *Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*. *Journal of Engineering Structures* 98, 38-48, 2015.

MA, Y.; ZHANG, B.; PENG, A.; & WANG, L. Experimental and analytical investigation on shear mechanism of steel-UHPC composite T-*Perfobond* shear connectors. *Engineering Structures*, 286, 2023.

MALEKI, S.; BAGHERI, S. (2008). *Behavior of Channel Shear Connectors - Part II: Analytical study*. *Journal of Constructional Steel Research*, 64,1341-1348, 2008.

MALITE, M. Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MALITE, M. Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

MALITE, M.; SÁLES, J. J.; GONÇALVES, R.M. Algumas considerações sobre a nova norma brasileira de dimensionamento de elementos estruturais de aço formados a frio. ABM, 1998.

MALM, R. *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. Bulletin 97 – Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2009.*

MEDBERRY, S. B.; SHAHROOZ, B. M. *Perfobond shear connectors for composite construction. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, 39, 2–12, 2002.*

OEHLERS, D. J. *Splitting induced by shear connectors in composite beams. Journal of Structural Engineering, 115, 341-362, 1989.*

OEHLERS, D. J.; NGUYEN, N.T; AHMED, M.; BRADFORD, M.A. *Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. Journal of Constructional Steel Research, 41, 235 – 248, 1997.*

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. *A parametric study of Perfobond rib shear connectors. Canadian Journal of Civil Engineering, 21, 614 – 625, 1994.*

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. *Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors. Journal of Computers and Structures 62, 617– 624, 1997.*

PAPANIKOLAOU, V. K.; KAPPOS, A. J. *Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. International Journal of Solids and Structures, 44, 7021–7048, 2007.*

PAVLOVIC, M. S. *Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks. 199p. Doctoral Dissertation – Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, 2013.*

PESSOA, L. F. C. *Conectores T-Perfobond Unconnected submetidos a carregamento monotónico, dissertação de mestrado, Faculdade de ciências e tecnologia da Universidade de Coimbra, 80p. 2015.*

PETRAUSKI, M. C. Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores *CRESTBOND*. 214 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2016.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J (2010). Estruturas mistas. Vol.1 Manual de Construções em Aço, Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ.

QURESHI, J.; LAM, D. *Behaviour of headed shear stud in composite beams with profiled metal decking. Advances in Structural Engineering* 15, 1547-1558, 2012.

SILVA, H. P. Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo *Crestbond*. 109p. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2013.

SILVA, M. A. P. *Semiempirical models for estimation of the strength of Crestbond and Perfobond shear connectors*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia; Saneamento ambiental) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

TRISTÃO, G. A. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. 125p. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

VELLASCO, P. C. G. S.; ANDRADE, S. Comportamento e projeto de estruturas de aço, 2016.

VERMEER, P.; BORST, R. *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. HERON* nº 3, 29, ISSN 0046-7316, 1984.

VERÍSSIMO, G. de S. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. 316p. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2007.

VIANNA, J. d C. Avaliação do comportamento estrutural de conectores *Perfobond* e T-*Perfobond* em vigas mistas. 300p. Tese (Doutorado em Engenharia civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

YUN, X.; GARDNER, L. *Stress-strain curves for hot-rolled steels. Journal of Constructional Steel Research* 133, 36 – 46, 2017.

ZELLNER, W. *Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, N.H., 240 – 252, 1987.

ZHAN, Y.; HUANG, W.; LI, Y.; LI, J.; SHAO, J.; & TIAN, B. Experimental investigation on mechanical behavior of T-type *Perfobond* rid shear connectors under combined shear and tension. *Building Engineering*, 73, 2023.

ZHENG, S.; LIU, Y.; YODA, T.; LIN, W. *Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole Perfobond shear connector. Journal of Constructional Steel Research* 117, 64–80, 2016.

ZHENG, S.; LIU, Y.; LIU, Y. ZHAO, C. *Experimental and numerical study on shear resistance of notched Perfobond shear connector. Materials* 2019, 12-34, 2019.