



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Wando Rodrigues Fortes

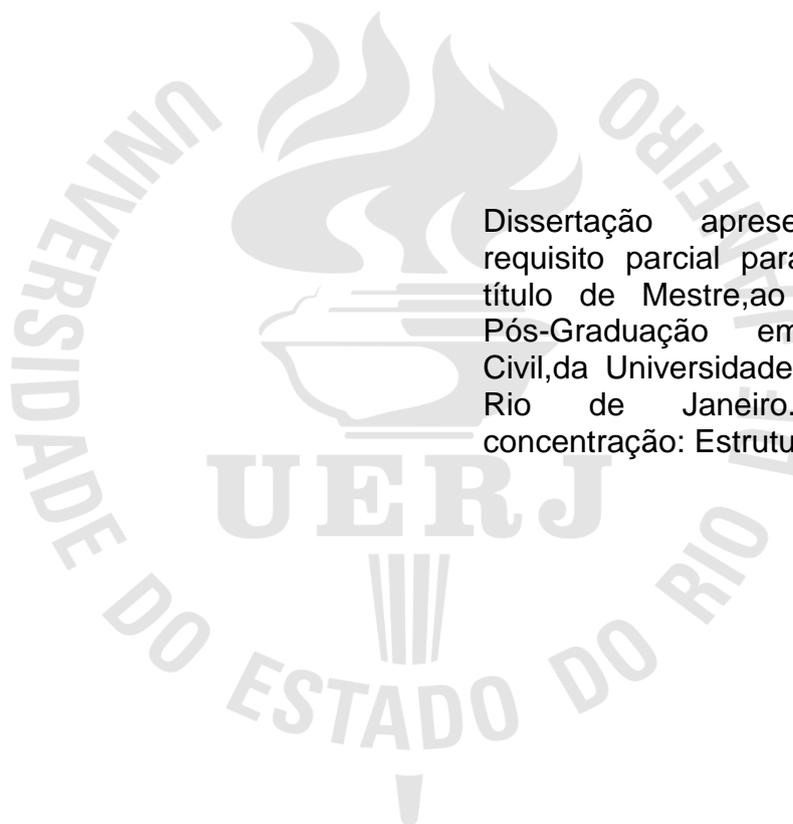
Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo Perfobond

Rio de Janeiro

2018

Wando Rodrigues Fortes

Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo Perfobond



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. André TENCHINI DA SILVA
Prof^a. Monique Cordeiro Rodrigues

Rio de Janeiro

2018

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

F738 Fortes, Wando Rodrigues.
Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo
perfobond / Wando Rodrigues Fortes. – 2018.
113f.

Orientadores: André Tenchini da Silva, Monique Cordeiro
Rodrigues.

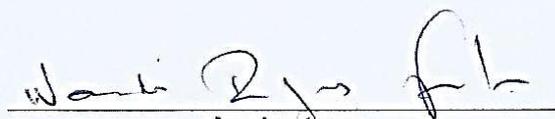
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Construção mista - Teses. 3.
Cisalhamento - Teses. 4. Aço - Teses. 5. Concreto - Teses. 6.
Método dos elementos finitos - Teses. I. Silva, André Tenchini da.
II. Rodrigues, Monique Cordeiro. III. Universidade do Estado do
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.016:621.962

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

03.01.2019
Data

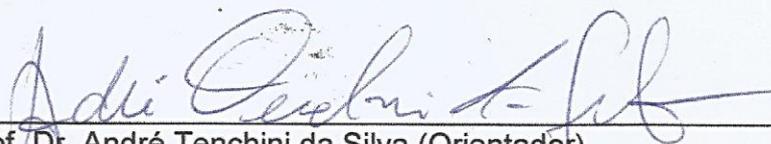
Wando Rodrigues Fortes

Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo Perfobond

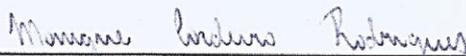
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 22 de fevereiro de 2018.

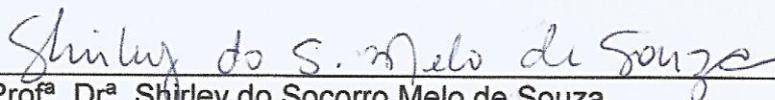
Banca Examinadora:



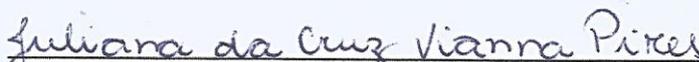
Prof. Dr. André Tenchini da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof.^a. Dr.^a. Monique Cordeiro Rodrigues (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof.^a. Dr.^a. Shirley do Socorro Melo de Souza
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof.^a. Dr.^a. Juliana da Cruz Vianna Pires
Departamento de Engenharia Civil – UFES

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

À minha família, pelo suporte e pelo carinho, permitindo mais essa conquista.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. André Tenchini da Silva, pela orientação no desenvolvimento desta dissertação, demonstrando, além da capacidade técnica inquestionável, dedicação e zelo na transmissão dos conhecimentos. Agradeço também pela sua amizade, confiança em minha capacidade, por sempre mostrar seu lado humano e por me apoiar e resgatar no momento mais crítico dessa jornada, sendo diretamente responsável pela existência deste trabalho.

À minha orientadora, Prof.^a Monique Cordeiro Rodrigues, pela orientação no desenvolvimento desta dissertação e pela paciência, dedicação e tranquilidade nos inúmeros momentos que precisei.

Ao Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, por ser um dos motivos da minha decisão de cursar o mestrado acadêmico, além de sempre servir para mim como exemplo de professor, demonstrando apreço e interesse no trato com seus alunos.

Aos demais professores que de alguma forma contribuíram com a realização deste trabalho e com o meu crescimento profissional.

Aos meus amigos do mestrado, em especial ao Gilmar e Jonathan, por compartilharem seus conhecimentos e sua amizade.

À Engenheira especialista em concreto e amiga, Keila, por dividir seus conhecimentos técnicos e por partilhar das tristezas, angústias e alegrias, decorrentes do processo de elaboração desta dissertação.

A todos os meus amigos pela amizade e pela força sempre demonstradas, mesmo quando mais distantes do que gostaríamos.

À minha namorada, Clarice, pelo incentivo nessa jornada acadêmica, pelo otimismo nos momentos mais difíceis e pela paciência e entendimento nas minhas necessárias ausências.

Ao meus pais Paulo e Angela, e ao meu irmão Wagner, pelo apoio material e emocional, além do incentivo irrestrito a continuação e desenvolvimento de minha carreira profissional.

À UERJ, e em especial ao Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV, pelo apoio através de sua infraestrutura, possibilitando o uso de suas instalações, programas e laboratórios.

À Fundação de amparo à pesquisa do Estado do Rio de Janeiro, FAPERJ, pela bolsa concedida e pelo conseqüente apoio financeiro que viabilizou a produção desta dissertação.

À todos que embora não citados nominalmente compreenderam e contribuíram de forma direta ou indireta para este trabalho.

O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder o entusiasmo.

Winston Churchill

Uma sociedade só é democrática quando ninguém for tão rico que possa comprar alguém e ninguém seja tão pobre que tenha de se vender a alguém.

Jean Jacques Rousseau

RESUMO

FORTES, Wando Rodrigues. *Estudo numérico de conectores de cisalhamento tipo Perfobond*. 2018. 113f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

As estruturas mistas em aço-concreto vêm sendo aplicadas com maior frequência nas construções tanto no Brasil quanto no mundo. Essas podem ser utilizadas em edifícios, pontes e diversos tipos de edificações. De fato, este aumento do uso deve-se a presença de uma solução estrutural eficiente e econômica, graças a utilização otimizada de seus elementos onde o concreto contribui de forma mais significativa na parcela da compressão e o aço contribui na parcela à tração na capacidade estrutural. A garantia de que esses elementos trabalhem em conjunto é fundamental no comportamento das estruturas mistas, para tanto, são utilizados conectores de cisalhamento a fim de unir o aço com o concreto. Para entender o comportamento dos conectores de cisalhamento e definir sua resistência e ductilidade, o Eurocode 4 traz os parâmetros do ensaio experimental chamado *pushout*. Este ensaio apresenta duas lajes de concreto unidas a um perfil metálico por meio de um conector em aço que será submetido ao cisalhamento direto. Fatores como resistência à compressão do concreto, diâmetro das armaduras da laje, geometria e resistência à tração dos conectores e do perfil afetam o desempenho do ensaio experimental. Investigar essas condicionantes através da modelagem numérica de vigas mistas usando conectores *Perfobond* é o objetivo deste trabalho. Para validar as premissas usadas no modelo numérico, os resultados obtidos foram confrontados com os resultados dos ensaios experimentais existentes e também comparados com formulações analíticas presentes na literatura que versa sobre o tema. Uma análise paramétrica é apresentada trazendo um conjunto de resultados sobre os conectores *Perfobond*, auxiliando no entendimento sobre a influência das variações na sua geometria, além de variações nas propriedades dos materiais envolvidos. A resistência à compressão do concreto mostrou-se bastante influente, chegando a registrar um aumento significativo na capacidade da ligação. O diâmetro dos furos registrou um aumento na capacidade resistente até um determinado valor, mostrando haver uma dimensão ótima. Os resultados da presença das armaduras nos furos, da espessura do conector e da altura útil da laje também contribuíram para o aumento da resistência do conector. Em adição, os resultados da análise paramétrica em termos de carga máxima apresentaram valores divergentes em comparação com as equações propostas na literatura.

Palavras-chave: Estruturas mistas aço-concreto; Conector de cisalhamento tipo *Perfobond*; Ensaio *pushout*; Análise não linear; Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

FORTES, Wando Rodrigues. *Numerical study of Perfobond shear connectors*. 2018. 113f. Msc. Dissertation (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Composite steel-concrete structures have been applied more frequently in constructions in Brazil as well as in the world. These can be used in buildings, bridges and various types of buildings. Indeed, this increase is due to presence of an efficient and economical structural solution, thanks to optimized use of elements where the concrete contributes in the most significant in the compression and steel contributes in the tension region in the structural capacity. The assurance that these elements work together is fundamental in composite structures behavior, therefore, shear connectors are used to join steel to concrete. In order to understand the shear connectors behavior and to define their resistance and ductility, Eurocode 4 shows the parameters of experimental test called *pushout*. This test presents two concrete slabs joined to a steel profile through a steel connector that will be subjected to direct shear. Factors such as concrete compressive resistance, reinforcement bar diameter, geometry and tensile strength of connectors and profile affect the experimental test performance. Investigating these parameters through the composite beams numerical modeling using Perfobond connectors is the objective of this work. To validate the assumptions used in the numerical model, the results obtained were compared with the results of existing experimental tests and also compared with literature analytical formulations about the subject. A parametric analysis is presented bringing a range of results about the Perfobond connectors, aiding in the knowledge apud the influence of geometry variations, as well as variations in the materials properties. The concrete compressive strength proved to be an importante parameter, reaching a significant increase in the shear capacity. The holes diameter registered an increase in capacity up to a determined value, showing an optimized dimension. The results of reinforcements in the holes presence, the connector thickness and the useful height of slab also contributed to the increase of the strength of the connector. In addition, the parametric analysis results in terms of maximum capacity presented divergent values in comparison with the equations proposed in the literature.

Keywords: Composite steel-concrete structures; Perfobond shear conector; Pushout test; Nonlinear analysis; Finite element method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	– Exemplos de estruturas mistas (Souza, 2014).....	21
Figura 2	– Exemplos de conectores de cisalhamento.	22
Figura 3	– Tipos de seções transversais de vigas mistas (Eurocode 4, 2001)....	25
Figura 4	– Modos de interação nula, total e parcial (Metálicas, 2017).	26
Figura 5	– Vigas mistas fletidas (David, 2007).	27
Figura 6	– Conectores de cisalhamento tipo Pino (a), <i>Perfobond</i> (b) e <i>Crestbond</i> (c) (Veríssimo, 2007).....	28
Figura 7	– Conectores de cisalhamento em Sistema de Abas (a), Espirais (b) e Perfil U (c) (Cruz, 2011).	28
Figura 8	– Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do <i>Perfobond</i> (Veríssimo, 2007).....	30
Figura 9	– Conector T (Cruz et al., 2006).....	32
Figura 10	– Exemplos de geometrias de T- <i>Perfobond</i> (Vianna, 2009).	32
Figura 11	– Conector de cisalhamento Corrugated <i>Perfobond</i> (PSC) (Kim et al., 2009).....	34
Figura 12	– Geometria e elementos adotados na modelagem do conector Pino 13x65 (Cruz, 2011).	34
Figura 13	– Conectores <i>Perfobond</i> (a), T- <i>Perfobond</i> (b), I- <i>Perfobond</i> (c) e 2T- <i>Perfobond</i> (d) (Costa Neves et al., 2013).....	35
Figura 14	– Corpos de prova com variação nos furos do conector (Zheng et al., 2015).....	36
Figura 15	– Conectores pino com cabeça (a), <i>Perfobond</i> (b) e Y- <i>Perfobond</i> (c) (Kim et al., 2016).....	37
Figura 16	– Curva carga versus deslocamento (Cosenza & Zandorini, 1999).	38
Figura 17	– Curva carga versus deslocamento (David, 2007).	39
Figura 18	– Classificação dos conectores e suas curvas características (David, 2007).....	39
Figura 19	– Cone de concreto ao redor do conector tipo pino (Lam, 2005).	40
Figura 20	– Modos de ruína dos conectores <i>Perfobond</i> (Vianna et al., 2007).	41
Figura 21	– Modos de ruína dos conectores T- <i>Perfobond</i> (Vianna, 2009).....	41
Figura 22	– Ensaio <i>pushout</i> (Eurocode 4, 2005).....	48

Figura 23	– Etapas de ensaios <i>pushout</i> realizados (Vianna, 2009).	50
Figura 24	– Dimensões dos conectores tipo <i>Perfobond</i> (Vianna, 2009).	51
Figura 25	– Montagem das armaduras e formas (Vianna, 2009).	53
Figura 26	– Esquema de carregamento para o controle do ensaio de <i>pushout</i> (Vianna, 2009).	53
Figura 27	– Modelo numérico com corte na dupla simetria.	56
Figura 28	– Detalhamento das dimensões do ensaio <i>pushout</i> , com localização das armaduras (Vianna, 2009).	57
Figura 29	– Geometria do conector utilizado para calibração (Vianna, 2009).	57
Figura 30	– Elemento C3D8R (Abaqus, 2014).	58
Figura 31	– Malha dos elementos utilizados na análise – Parte 1.	58
Figura 32	– Malha dos elementos utilizados na análise – Parte 2.	59
Figura 33	– Curva tensão <i>versus</i> deformação utilizada para o aço do perfil e da armadura.	60
Figura 34	– Curva típica de tensão <i>versus</i> deformação para o aço (a); Curva tensão <i>versus</i> deformação quadri-linear (b) (adaptado de Yun <i>et al.</i> , 2017).	61
Figura 35	– Curva tensão <i>versus</i> deformação para o concreto sob tração (Abaqus, 2014).	63
Figura 36	– Curva tensão <i>versus</i> deformação para o concreto sob compressão (Abaqus, 2014).	63
Figura 37	– Comportamento tensão <i>versus</i> deformação do concreto à compressão (adaptado de Pavlovic, 2013).	67
Figura 38	– Representação gráfica para a relação tensão <i>versus</i> deformação e tensão <i>versus</i> abertura de fissuras para tensões uniaxiais de tração (adaptado de FIB, 2010).	68
Figura 39	– Restrições de deslocamentos na base da laje.	70
Figura 40	– Restrições devido a simetria do modelo.	71
Figura 41	– Local de aplicação do deslocamento.	72
Figura 42	– Região de aplicação de restrições de contato tipo <i>Tie</i> entre conector e perfil.	73
Figura 43	– Laje de concreto e sua armadura de aço com a restrição <i>embedded</i> .	73
Figura 44	– Resultados do ensaio <i>pushout</i> (Vianna, 2009).	74

Figura 45	– Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento - P-2F-120 (28 MPa).	75
Figura 46	– Curvas com malha do concreto de 8 e 10 mm - P-2F-120 (28 MPa).	76
Figura 47	– Curvas força por conector (kN) <i>versus</i> deslizamento (mm) – P-2F-120 (52 MPa).	77
Figura 48	– Distribuição das tensões de von Mises – desl = 10 mm – P-2F-120 (28 MPa).	78
Figura 49	– Distribuição do dano à compressão – P-2F-120 (28 MPa).	79
Figura 50	– Modelo completo apresentando sua estrutura deformada – desl = 10 mm – P-2F-120 (28 MPa).....	79
Figura 51	– Modelo deformado sob distribuição de tensões de von Mises – PSF- 120 (53 MPa).	80
Figura 52	– Distribuição do dano à compressão – PSF-120 (53 MPa).	81
Figura 53	– Deformação das armaduras da laje presentes nos furos do conector – P2F-120-AR (53 MPa).	82
Figura 54	– Resultados em termos de plastificação e distribuição de tensões – P2F-200 (28 MPa).....	83
Figura 55	– Resultados em termos de plastificação e distribuição de tensões – P4F-200 (28 MPa).....	84
Figura 56	– Gráfico força por conector <i>versus</i> resistência do concreto – Grupo 1.	90
Figura 57	– Gráfico força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 1 – Altura da laje de 120 mm.....	91
Figura 58	– Gráfico força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 1 – Altura da laje de 200 mm.....	91
Figura 59	– Gráfico força por conector <i>versus</i> deslizamento para conectores com dois e quatro furos.	92
Figura 60	– Variantes de ruptura do concreto para diferentes espessuras de conector (Veríssimo, 2007).	93
Figura 61	– Gráfico força por conector <i>versus</i> espessura do conector – Grupo 2.	94
Figura 62	– Gráfico força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 2, por espessura.....	94
Figura 63	– Gráfico força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 2, por f_{cm} .	95
Figura 64	– Gráfico força por conector <i>versus</i> altura da laje – Grupo 3.....	97

Figura 65	–	Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 3, por altura da laje.	97
Figura 66	–	Gráfico força por conector <i>versus</i> tensão de escoamento do conector – Grupo 4	99
Figura 67	–	Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 4.	100
Figura 68	–	Gráfico força por conector <i>versus</i> diâmetro dos furos – Grupo 5.....	101
Figura 69	–	Curvas força por conector <i>versus</i> deslizamento – Grupo 5 – parte 1.	102
Figura 70	–	Resultado numérico <i>versus</i> teórico.	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	– Primeira etapa de ensaios <i>pushout</i> (Vianna, 2009).	52
Tabela 2	– Resultados dos ensaios da primeira série.	54
Tabela 3	– Resultados dos ensaios da segunda série.....	54
Tabela 4	– Cargas máximas obtidas para P-2F-120.....	75
Tabela 5	– Comparação de resultados numérico <i>versus</i> experimental.	80
Tabela 6	– Tempo estimado de produção da análise paramétrica	85
Tabela 7	– Grupo 1: Variação de fcm.	86
Tabela 8	– Grupo 2: Variação de espessura do conector.....	87
Tabela 9	– Grupo 3: Variação da altura da laje.....	87
Tabela 10	– Grupo 4: Variação da tensão de escoamento do conector.	87
Tabela 11	– Grupo 5: Variação do diâmetro dos furos.	88
Tabela 12	– Resultados do Grupo 1 - Altura da laje de 120 mm.	89
Tabela 13	– Resultados do Grupo 1 - Altura da laje de 200 mm.	89
Tabela 14	– Resultados do Grupo 2.	94
Tabela 15	– Resultados do Grupo 3.	96
Tabela 16	– Resultados do Grupo 4.	98
Tabela 17	– Resultados do Grupo 5.	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CEB	Comité européen du béton
ELU	Estados Limites Últimos
Eurocode	European Committee for Standardisation
FIB	Federation International du Béton
FIP	Federation International de la Précontrainte
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PGECIV	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

A_c	área efetiva de concreto da seção longitudinal da laje
A_{tr}	área das barras de armadura transversal presente nos furos do conector
L_c	comprimento de contato entre o concreto e a mesa do perfil
A_{sc}	área de concreto nos furos do conector
A_{cc}	área de cisalhamento do concreto por conector
P_{Rk}	resistência característica do conector
E	módulo de elasticidade
E_{sh}	módulo de elasticidade da região de <i>stress hardening</i>
E_0	módulo de elasticidade do material intacto
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do concreto
K_c	relação entre a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão

Letras Romanas Minúsculas

q_u	resistência nominal ao cisalhamento do conector “ <i>perfobond rib</i> ”
d	diâmetro do furo do conector
n	número de furos do conector
f_y	resistência nominal à tração do aço
h_{sc}	altura do conector
t_{sc}	espessura do conector
b	espessura da laje
h	altura da laje
b_f	largura da mesa do perfil de aço
d_{st}	diâmetro das armaduras que passam pelos furos
t_c	espessura da laje

f_u	resistência à ruptura especificada para o material do conector
f_{ut}	resistência à ruptura do conector obtida no ensaio experimental
f_{cm}	resistência média do concreto à compressão no cilindro
n	coeficiente de Poisson
f_u	tensão última
$f_{C_1 \varepsilon_u}$	tensão inicial da região C_1
d_c	dano à compressão do concreto
d_t	dano à tração do concreto
d	dano de compressão ou tração do concreto
f_{cu1}	resistência à compressão do concreto
f_{cuD}	resistência à compressão no ponto D
f_{cuE}	resistência à compressão no ponto E
f_{cuF}	resistência à compressão no ponto F
w	abertura de fissura
w_1	abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0,2f_{ctm}$
w_c	abertura de fissura para tensão residual $\sigma_{ct} = 0$
f_{ctm}	resistência média à tração do concreto
f_{b0}	resistência à compressão no estado biaxial
f_{c0}	resistência à compressão no estado uniaxial

Letras Romanas Gregas

δ_{uk}	valor característico da capacidade de deformação
γ_v	coeficiente de ponderação da resistência
φ	diâmetro da armadura no furo
δ_u	capacidade de deslizamento
δ_{uk}	valor característico de deslizamento
ε	deformação na região elástica
ε_y	deformação no patamar de escoamento
ε_{sh}	deformação inicial da região de <i>stress hardening</i>
$C_1 \varepsilon_u$	deformação inicial da região C_1
σ_{t0}	tensão de ruptura à tração do concreto

σ_{c0}	tensão de compressão final elástica do concreto
σ_{cu}	tensão última à compressão do concreto
σ_c	tensão uniaxial de compressão
σ_t	tensão uniaxial de tração
ε_c	deformação à compressão do concreto
ε_t	deformação à tração
ε_c^{pl}	deformação plástica à compressão
ε_t^{pl}	deformação plástica à tração
σ^*	tensão uniaxial no ponto
σ_0	tensão uniaxial máxima
ε_{c1}	deformação devido à compressão do concreto no pico
ε_{cu1}	deformação última devido à compressão
ε_{cuD}	deformação devido à compressão no ponto D
ε_{cuE}	deformação devido à compressão no ponto E
ε_{cuF}	deformação devido à compressão no ponto F
α_{tE}	fator de redução no ponto E
ψ	ângulo de dilatância
ε	excentricidade

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
Motivação	23
Objetivos	23
Estrutura da dissertação	24
1 REVISÃO	25
1.1 Introdução às vigas mistas	25
1.2 Conectores de cisalhamento	27
1.3 Breve histórico	29
1.4 Classificação do conector	38
1.5 Modos de ruptura	40
1.6 Formulações para o cálculo da resistência de conectores de cisalhamento <i>Perfobond</i>	42
2 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO	47
2.1 Ensaio <i>pushout</i>	47
2.2 Ensaio experimental realizado por Vianna (2009)	49
2.3 Modelagem numérica	55
<u>2.3.1 Características geométricas do modelo numérico</u>	<u>56</u>
<u>2.3.2 Propriedades dos materiais</u>	<u>60</u>
2.3.2.1 Modelo constitutivo para o aço	60
2.3.2.2 Modelo constitutivo para o concreto	62
<u>2.3.3 Condições de contorno e carregamento</u>	<u>70</u>
<u>2.3.4 Restrições e interações de contato</u>	<u>72</u>
2.4 Calibração	74
3 ANÁLISE PARAMÉTRICA	85
3.1 Análise dos resultados do Grupo 1	88
3.2 Análise dos resultados do Grupo 2	92
3.3 Análise dos resultados do Grupo 3	96
3.4 Análise dos resultados do Grupo 4	98
3.5 Análise dos resultados do Grupo 5	100
3.6 Comparação dos resultados com equações de dimensionamento	103
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	105

4.1 Conclusões	106
4.2 Sugestões para trabalhos futuros	107
REFERÊNCIAS.....	109

INTRODUÇÃO

As estruturas mistas de aço-concreto vêm sendo utilizadas na construção civil em todo o mundo há cerca de 100 a 150 anos. A partir da década de 1960, há o desenvolvimento de métodos e soluções construtivas que impulsionam e garantem o uso dos sistemas misto de aço-concreto. Elas podem ser utilizadas em edifícios de múltiplos pavimentos, pontes, estacionamentos, dentre outros.

O aumento do uso das estruturas mistas em aço-concreto deve-se a presença de uma solução estrutural eficiente e econômica, graças a utilização otimizada de seus elementos onde o concreto contribui de forma mais significativa na parcela da compressão e o aço contribui na parcela à tração na capacidade estrutural. Como exemplo de estruturas mistas estão os pilares mistos, as vigas mistas e as lajes mistas (Figura 1).

Os sistemas mistos aço-concreto apresentam diversas vantagens, como: a possibilidade de ampliar as opções arquitetônicas; a redução das seções dos elementos estruturais, resultando em processos mais econômicos; o aumento da competitividade e sustentabilidade da solução estrutural. Para vantagens com relação as soluções somente em concreto armado, pode-se citar: possibilidade de dispensa de formas e escoramentos; redução do prazo de execução da obra; redução do peso próprio e do volume da estrutura, reduzindo assim, os custos.

Em relação as vantagens que as soluções mistas apresentam quando comparadas aos projetos executados em aço estrutural, pode-se citar: redução considerável do consumo de aço estrutural; redução das proteções contra incêndio; aumento da rigidez da estrutura.

Para garantir a transferência de esforços e efetivar o trabalho em conjunto dos diferentes tipos de material podem ser utilizados meios mecânicos (conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos), por atrito (formas de aço com cantos reentrantes), ou por aderência ou repartição de cargas (pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão) (Queiroz *et al.*, 2012).

Os meios mecânicos são os mais comuns para ligação, em vigas mistas, entre o aço e o concreto, sendo realizados por meio de conectores de cisalhamento. Atualmente, existem diversos tipos de conectores, conforme pode ser observado na

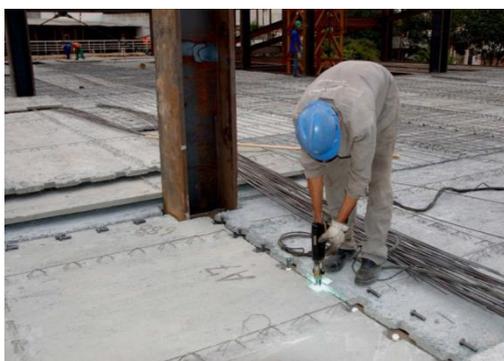
Figura 2. Citando-se o conector tipo pino com cabeça (*stud bolt*), perfis U, *Crestbond*, *Perfobond*, *T-Perfobond*, dentre outros.



(a) Laje mista



(b) Viga mista com laje mista



(c) Viga mista com laje treliçada



(d) Pilar misto



(e) Viga mista com conectores de cisalhamento *Perfobond*

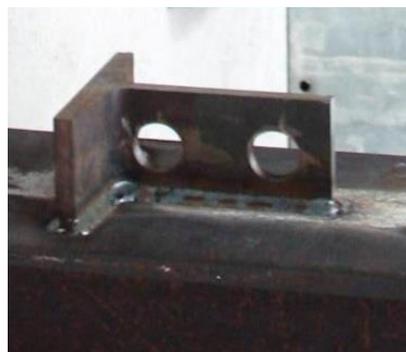
Figura 1 – Exemplos de estruturas mistas (Souza, 2014).



(a) Pino com cabeça (Cruz, 2011)



(b) Perfil U (Souza, 2014)

(c) *Perfobond* (Cândido-Martins, 2010)(d) T-*Perfobond* (Vianna, 2009)**Figura 2 – Exemplos de conectores de cisalhamento.**

Os conectores por serem responsáveis pela transferência de esforços e por garantir a interação entre os elementos são um ponto de análise crucial nas vigas mistas. Portanto, desenvolver, estudar e otimizar estes conectores torna as estruturas mistas mais econômicas e efetivas. Os ensaios experimentais denominados *pushout* são responsáveis por determinar a ductilidade e capacidade resistiva dos conectores ao cisalhamento.

Estes ensaios experimentais exigem laboratórios de engenharia com boa infraestrutura, investimentos de alto impacto em termos financeiros e de insumos, além do dispendioso gasto de tempo para execução dos mesmos. A modelagem numérica é uma solução, que depois de corretamente desenvolvida, apresentará um volume de resultados e análises que irão gerar uma redução de prazo e custo dos ensaios a serem realizados. O desenvolvimento computacional dos modelos tem como função auxiliar em uma escolha mais eficiente dos conectores de cisalhamento a serem ensaiados experimentalmente.

Motivação

O presente trabalho tem por motivação disseminar o conhecimento acerca das estruturas mistas, mais especificamente das vigas mistas e seus conectores de cisalhamento.

Os conectores do tipo Pino (*Stud*) possuem seu dimensionamento e formulação amparadas pela norma brasileira, NBR 8800 (2008), e pelo código europeu, Eurocode 4 (2005), o que garante e auxilia na disseminação do seu uso no Brasil e ao redor do mundo.

Os conectores *Perfobond*, objeto de estudo, não estão contidos nas normas técnicas supra citadas, apesar de existirem equações que tratam de seu dimensionamento, apresentadas por pesquisadores progressos. Portanto, é necessário ampliar a gama de estudos dos mesmos, colaborando com os estudos outrora realizados, a fim de auxiliar na futura normalização destes conectores e torná-los, juntos com as vigas mistas, mais viáveis, seguros, econômicos e eficientes.

Objetivos

Este trabalho tem por objetivo desenvolver e apresentar modelos numéricos capazes de simular ensaios *pushout* com conectores de cisalhamento apresentando seu comportamento estrutural, indicando pontos críticos da análise, modos de falha, além de estudar os parâmetros que colaboram para o aumento de desempenho dos mesmos. Os conectores de cisalhamento utilizados neste estudo foram do tipo *Perfobond*. A fim de viabilizar esta pesquisa objetivou-se:

- Desenvolver modelos numéricos e avaliar os resultados em comparação aos ensaios experimentais realizados por Vianna (2009). Comparar curva força por conector *versus* deslizamento entre os modelos numérico e experimental, a fim de agregar maior valor e segurança aos resultados obtidos.
- Realizar estudo paramétrico com intuito de verificar o comportamento estrutural do conector *Perfobond* e estudar os elementos que influenciam em

sua capacidade estrutural, entre eles: altura da laje, resistência do concreto, presença de armadura passante, espessura, diâmetro e resistência do aço do conector. Comparar esses resultados com as formulações analíticas publicadas por diversos autores.

Estrutura da dissertação

Esta dissertação inicia-se apresentando uma breve introdução sobre o tema de estruturas mistas, a motivação, os objetivos e a organização estrutural deste trabalho.

O capítulo um apresenta as vigas mistas e os conectores de cisalhamento, além de classificá-los, reporta os seus modos de ruptura. Paralelamente, é apresentado uma breve revisão bibliográfica sobre os conectores, além das formulações do dimensionamento dos conectores *Perfobond*, presentes na literatura.

O capítulo dois apresenta as prerrogativas do Eurocode 4 (2005) sobre os ensaios *pushout*, além de apresentar de forma resumida os ensaios experimentais realizados por Vianna (2009). Todo o processo de modelagem numérica e sua calibração, também são abordadas neste capítulo.

O capítulo três aborda a realização de um estudo paramétrico realizado através da modelagem numérica para comparação com formulações analíticas anteriormente publicadas. Também são abordados variações de parâmetros, tais como: influência da resistência do concreto, da resistência do conector, da altura útil da laje de concreto, da espessura do conector e do diâmetro dos furos dos conectores.

O capítulo quatro apresenta as principais conclusões do trabalho, algumas considerações finais e propostas para futuros trabalhos.

1 REVISÃO

1.1 Introdução às vigas mistas

As estruturas mistas têm como principal característica o comportamento conjunto entre o perfil de aço e o concreto armado. Tanto a concepção quanto o dimensionamento podem ser regidos pelas normas vigentes, dentre as principais estão o Eurocode 4 (2005) e a NBR 8800 (2008), com os parâmetros de utilização para as vigas mistas.

As vigas mistas são submetidas essencialmente à flexão e podem ser definidas como resultado da união entre uma viga (perfil) de aço e uma laje de concreto armado ou mista. Os perfis de aço mais utilizados para vigas mistas são os perfis I, H ou tubular retangular.

O estudo desta interface aço-concreto apresenta-se de grande importância para o pleno funcionamento do conjunto estrutural, pois as forças longitudinais de cisalhamento precisam ser resistidas e transmitidas. Esta interação entre o concreto e o aço pode acontecer por aderência, atrito ou por meio mecânico, esse último comumente realizado por meio dos conectores de cisalhamento. A Figura 3 apresenta alguns exemplos de vigas mistas.



Figura 3 – Tipos de seções transversais de vigas mistas (Eurocode 4, 2001).

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou engastadas nos apoios. Para que a viga, de sistema misto, apresente um maior grau de eficiência, a opção de ser simplesmente apoiada deve ser adotada para que a viga trabalhe com

momentos positivos, otimizando as vantagens dos componentes estruturais, com o perfil de aço trabalhando a tração e a laje de concreto a compressão.

De acordo com David (2007), o método construtivo da laje influencia o comportamento estrutural da viga mista. Quando as lajes são escoradas no momento da construção, as vigas não recebem o carregamento da laje durante a fase construtiva, caso usual em lajes maciças moldadas *in loco*. Quando as lajes não são escoradas, por exemplo, em laje com forma de aço incorporada, as vigas de aço recebem todo o carregamento dessa etapa, inclusive o peso da laje. Nesse momento, como o concreto ainda não apresenta resistência, o sistema misto não está constituído e, portanto, a viga de aço responde isoladamente. Nesse caso, as verificações de flechas e da estabilidade lateral das vigas podem ser determinantes.

As vigas mistas apresentam aumento de rigidez, de resistência e redução das flechas quando a interação é satisfatória e a viga de aço trabalha nas zonas de tração e a laje de concreto nas zonas de compressão. Como a aderência da nata do concreto com a mesa do perfil de aço não é suficiente para garantir a interação total, os conectores de cisalhamento precisam ser utilizados para controlar o deslizamento entre os dois elementos estruturais. A interação entre estes diferentes materiais estruturais constituintes pode ser definida como interação nula, parcial ou total.

A definição desse nível de interação afeta a deformada da seção transversal da viga mista, conforme pode ser visto na Figura 4.

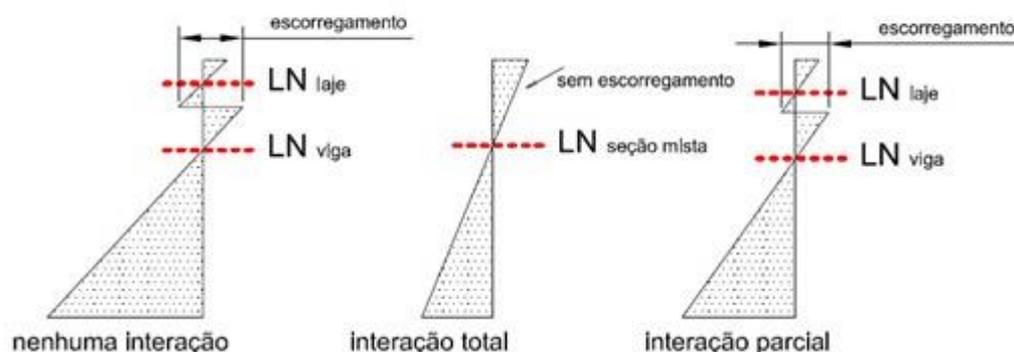


Figura 4 – Modos de interação nula, total e parcial (Metálicas, 2017).

Para o caso de interação parcial, há deslizamento entre a laje de concreto e a viga metálica, portanto as estruturas trabalham separadamente apresentando duas

linhas neutras. Quando os materiais atuam sob regime de interação total, não apresentam deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto armado, trabalhando somente por meio de uma única linha neutra.

A Figura 5 apresenta o comportamento das vigas mistas sob flexão. Em (a) as vigas apresentam comportamento isolado com os dois materiais trabalhando de forma independente, graças ao deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço, além de ocasionar o afastamento entre as estruturas constituintes da viga mista. Em (b) as vigas apresentam interação total, trabalhando de forma conjunta, sem ocorrer deslizamento relativo na interface aço-concreto, gerando um fluxo de cisalhamento longitudinal a ser resistido e transmitido pelos conectores de cisalhamento.

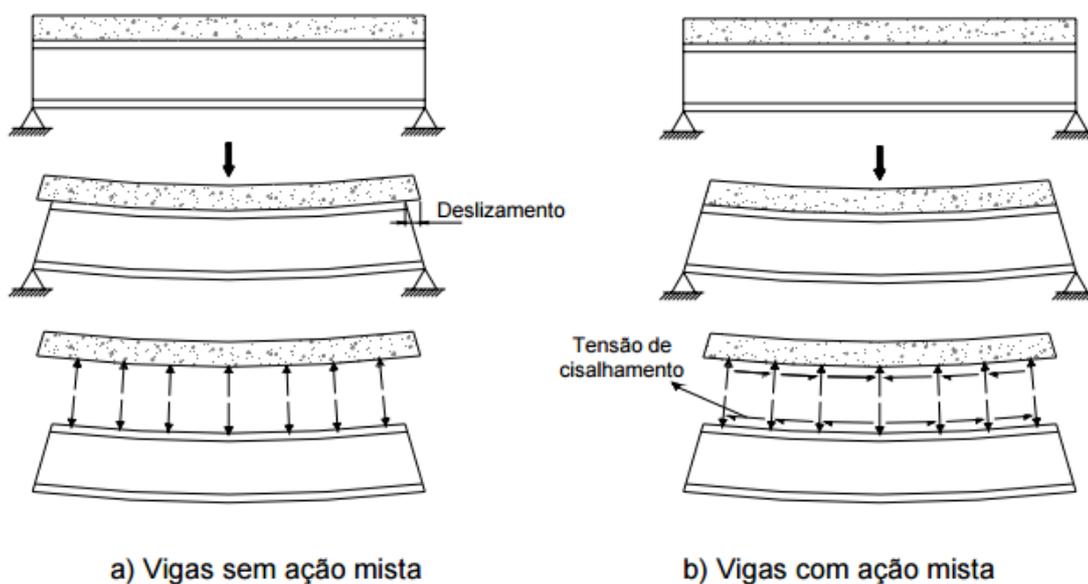


Figura 5 – Vigas mistas fletidas (David, 2007).

1.2 Conectores de cisalhamento

Com a função de garantir que a ação conjunta dos materiais aço-concreto aconteça, são utilizados conectores de cisalhamento, que podem ser definidos como elementos metálicos que tem como principal função transmitir o fluxo de cisalhamento longitudinal atuante na interface aço-concreto, além de impedir o

levantamento (ou *uplift*). Esse efeito que pode provocar a separação vertical da laje de concreto do perfil de aço.

Devido a sua importância supracitada, os conectores de cisalhamento vêm sendo alvo de pesquisas e estudos ao longo dos anos. Na Figura 6, são apresentados alguns tipos de conectores de cisalhamento utilizados atualmente: conector tipo pino com cabeça ou *stud bolt* (a); conector *Perfobond* (b); e conector *Crestbond* (c). A Figura 7 apresenta outros conectores menos usuais, mas também empregados: (a) em sistema de abas, (b) espirais, e (c) perfil U.

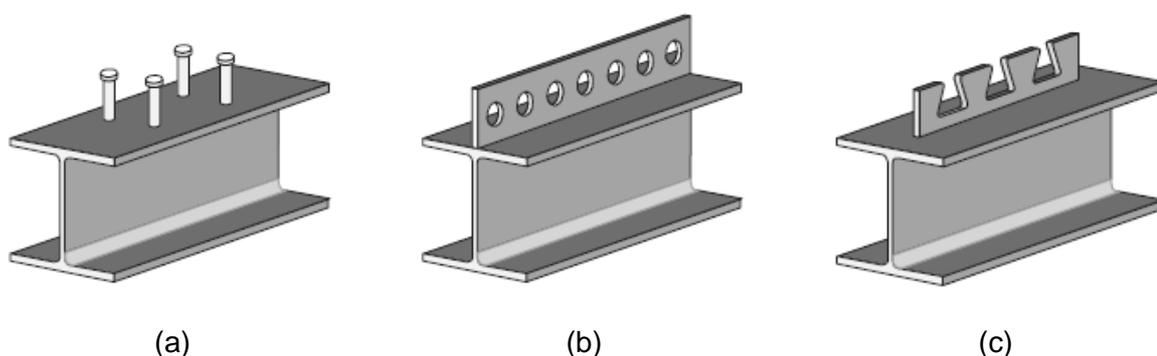


Figura 6 – Conectores de cisalhamento tipo Pino (a), *Perfobond* (b) e *Crestbond* (c) (Veríssimo, 2007).

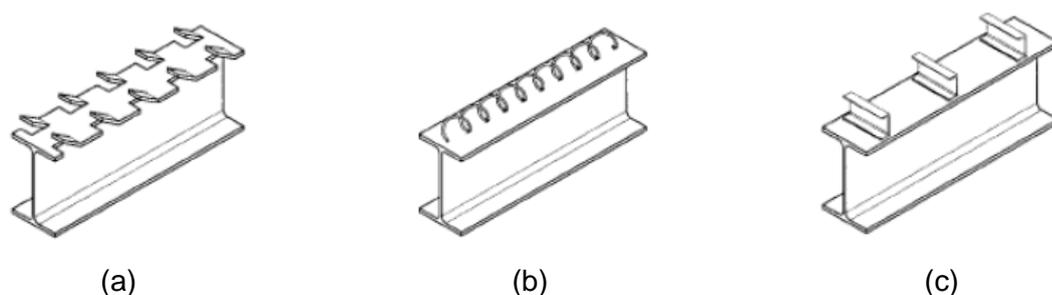


Figura 7 – Conectores de cisalhamento em Sistema de Abas (a), Espirais (b) e Perfil U (c) (Cruz, 2011).

Os conectores do tipo pino com cabeça ou *stud* são os mais utilizados atualmente no mercado mundial. Entre as suas vantagens estão a sua execução que é realizada por solda rápida e fácil, a facilidade e conveniência no uso associado com as armaduras das lajes de concreto, além de ter resistência e rigidez ao cisalhamento em qualquer direção normal ao seu eixo.

Para verificar e garantir o desempenho dos conectores de cisalhamento, o Eurocode 4 (2005) prescreve a realização do ensaio *pushout*, onde pode ser analisada a relação entre a força e o deslizamento no conector, além de definir seu grau de rigidez e ductibilidade.

1.3 Breve histórico

Desde o início do século passado, o sistema de ligação nas vigas mistas vem sofrendo aprimoramentos, graças as constantes pesquisas na área de interação aço-concreto para dar viabilidade às estruturas mistas.

O sistema de abas foi patenteado por Julius Kahn em 1903, e o desenvolvimento de outros conectores mecânicos mais eficientes progrediu ao longo dos anos com a criação dos conectores espirais e rígidos, na Europa, além dos conectores flexíveis em perfil U, no Canadá. Em 1956, os conectores *studs* (tipo pino) foram apresentados como uma significativa evolução, sendo utilizados no mesmo ano em dois tipos diferentes de construção, em um edifício e em uma ponte. A partir de então, estes se popularizaram e se tornaram os conectores de uso mais frequente em sistemas de estruturas mistas (Cosenza & Zandorini, 1999 *apud* Vianna, 2009).

Estudos a respeito de conectores de cisalhamento iniciaram em 1933 na Suíça. O conector espiral analisado era formado por meio de barras redondas com forma de hélice. Para tal estudo, já nesta época, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e ensaios de flexão em vigas mistas (David, 2007).

Os conectores tipo pino representam os conectores com uso mais difundido e tiveram seus estudos iniciados na década de 50. Tal conector consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de corte, possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro.

A desvantagem dos conectores tipo pino está no fato de ser um conector flexível, sendo deformável diante das cargas de serviços, o que limita sua utilização nos casos de ligações sujeitas à fadiga, e no fato de necessitar de um equipamento de solda especial, que inclui um gerador de grande potência, segundo Vianna (2009).

Atualmente, o estudo dos conectores de cisalhamento tem influência de diversos parâmetros, conforme Oehlers & Johnson (1987) e An & Cederwall (1996). Dentre os parâmetros, tem-se maior destaque para: o diâmetro do corpo, a altura e a tensão de ruptura do conector; a força de compressão; a resistência à compressão do concreto e o detalhamento da armadura.

O conector tipo *Perfobond*, foi inicialmente projetado pela empresa de engenharia alemã Leonhardt, Andrä and Partners para aumentar a resistência à fadiga em uma ponte mista de concreto e aço na Venezuela, como alternativa aos conectores tipo pino, que apresentam baixo desempenho à fadiga (Zellner, 1987, *apud* Vianna, 2009).

Este tipo de conector, de acordo com Vianna (2009), é composto por uma chapa retangular de aço, com furos, sendo esta posteriormente soldada na viga de aço. Durante a concretagem, os furos da chapa são preenchidos por concreto, formando cilindros que fornecem a resistência ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto, conforme apresentado na Figura 8. O desempenho estrutural pode ser melhorado pela colocação de barras passantes por meio dos furos.

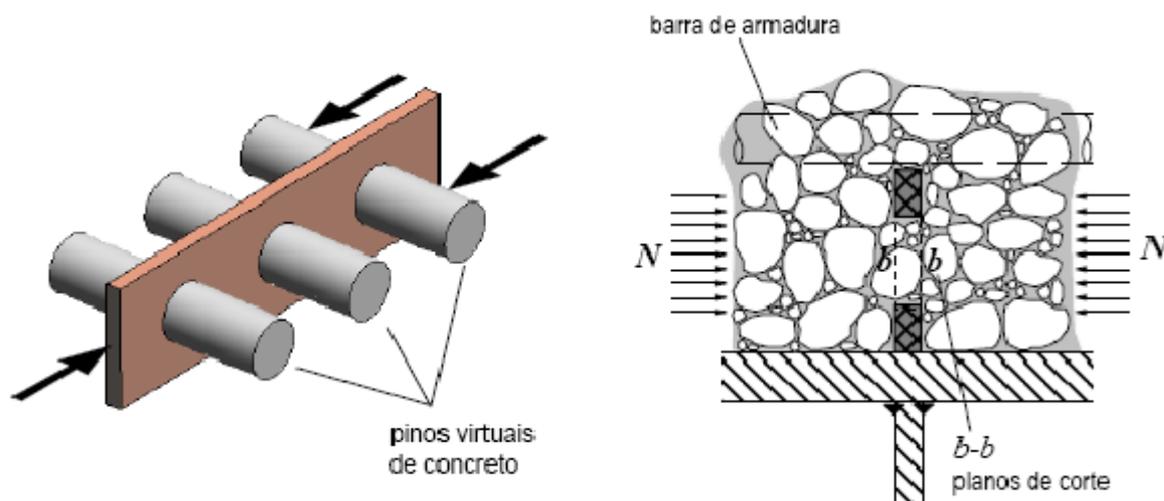


Figura 8 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do *Perfobond* (Veríssimo, 2007).

Diversos autores realizaram uma quantidade considerável de ensaios tipo *pushout* para aferir a resistência dos conectores tipo *Perfobond*, tendo sido

concluído que diversos parâmetros geométricos e do material influenciam significativamente no comportamento estrutural do conector, tais como: a resistência à compressão do concreto, o número de furos, a espessura e dimensões da placa e a quantidade de armadura transversal utilizada (Vianna, 2009).

Oguejiofor & Hosain (1994) deram continuidade ao trabalho e realizaram quarenta ensaios do tipo *pushout* em conectores do tipo *Perfobond*, variando nestes ensaios, a quantidade de furos, o espaçamento entre os furos, a armadura transversal e a resistência do concreto. Ao final dos estudos foi proposta a primeira equação para o cálculo da sua capacidade de carga.

Oguejiofor & Hosain (1997) realizaram algumas análises numéricas e estabeleceram uma nova equação, que quantificaria melhor a capacidade de carga da ligação.

Kraus & Wurzer (1997) propuseram um modelo numérico através do método dos elementos finitos para uma análise não linear do efeito de pino no concreto caracterizado pelos furos.

Ferreira (2000) realizou ensaios do tipo *pushout*, além de um ensaio em escala real de um pórtico plano semirrígido misto com conector tipo *Perfobond*. Também foi responsável por adaptar a geometria do conector tipo *Perfobond* para menores espessuras de laje, além de ser o primeiro autor a isolar a componente da resistência de ponta do conector no ensaio *pushout*.

Ushijima *et al.* (2001) investigaram algumas variáveis, por meio de ensaios experimentais, tais como: espessura da chapa do conector, distância entre dois conectores em paralelo, presença da armadura passante e diâmetro dos furos. Estas variáveis, até então, haviam sido estudadas insuficientemente. Desta forma, ao final do trabalho, duas equações foram propostas para o cálculo da resistência do *Perfobond*.

Medberry & Shahrooz (2002), após realizarem trinta ensaios experimentais, compararam o resultado com alguns relatados por Oguejiofor & Hosain (1994), e propuseram uma terceira equação para o cálculo da resistência do conector *Perfobond*.

O conector “T” consiste basicamente de uma peça curta de perfil T soldado à mesa do perfil metálico (Figura 9), podendo ser produzido com diferentes tamanhos, a partir do corte de perfis laminados comerciais (Cruz *et al.*, 2006). A possibilidade de produzir conectores a partir de perfis laminados tem a vantagem de

não ser necessário produzir um novo elemento de conexão específico. A solda de conectores “T” não requer equipamento especial e apresenta as características de uma solda usual. A espessura da alma e o comprimento do “T” formam a área de corte do conector, que é usualmente superior a do *tipo pino*.

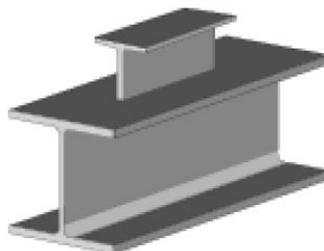


Figura 9 – Conector T (Cruz et al., 2006).

Vianna (2009) estudou o comportamento dos conectores *Perfobond* e *T-Perfobond* em estruturas mistas por meio de um vasto programa de ensaios experimentais envolvendo cinquenta e dois ensaios *pushout* com conectores *Perfobond*, *T-Perfobond* (Figura 10) e “T”, além de um ensaio em escala real e modelagem numérica. O objetivo principal foi desenvolver e caracterizar o conector *T-Perfobond*. Neste sentido, para alcançar essa avaliação foi necessário o estudo do conector estrutural *Perfobond*, já que este compõe uma grande parte do conector proposto.

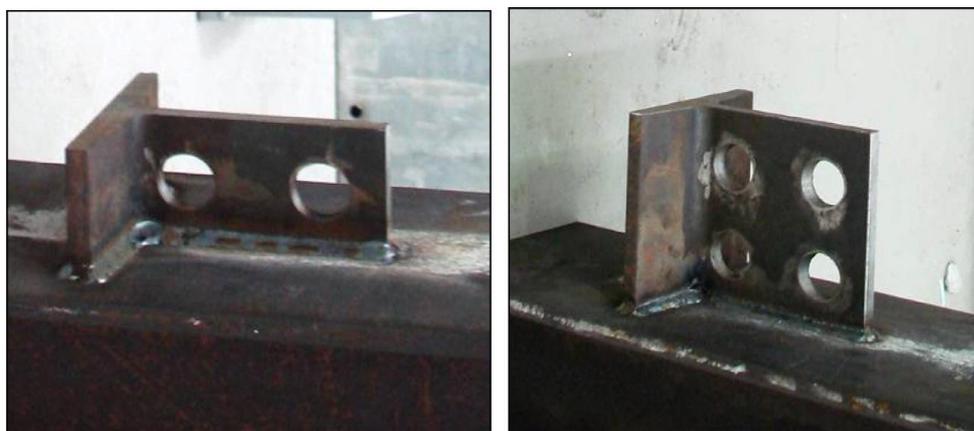


Figura 10 – Exemplos de geometrias de T-Perfobond (Vianna, 2009).

Sob o ponto de vista econômico, um estudo comparativo dos custos dos conectores *Perfobond*, *T-Perfobond* e *Studs* foi realizado. Concluiu-se que os conectores *Perfobond* e *T-Perfobond* são mais econômicos em até 33% que os conectores *Studs*, além de possuir vantagens estruturais, como: alta resistência, fácil produção e instalação no perfil de aço, e bom comportamento à fadiga.

Kim *et al.* (2009) apresentaram um estudo sobre o conector de cisalhamento *Corrugated Perfobond* (PSC), formado por um conector *Perfobond* que apresenta uma geometria não linear (Figura 11). O resultado esperado era o aumento da resistência ao cisalhamento e ganho de ductilidade em comparação ao tradicional conector *Perfobond*. Para examinar o comportamento estrutural do elemento em relação ao cisalhamento, foram examinadas as seguintes variantes por meio de ensaios *pushout*: profundidade e altura das abas, diâmetro do furo na aba não alinhada e uso de armadura no furo. Os autores, por meio dos resultados obtidos e apresentados, concluíram que o conector PSC apresentou uma capacidade resistente ao cisalhamento maior que o conector *Perfobond* convencional. Porém, para apresentar uma equação de dimensionamento efetiva para este novo conector são necessárias novos ensaios experimentais do tipo *pushout*.

Cruz (2011) estudou o comportamento de conectores do tipo pino e *Perfobond* por meio de modelos numéricos adequados à investigação de ensaios *pushout*, indicando pontos críticos da análise, como também, medidas adequadas à melhoria do desempenho dos mesmos. Desenvolveu modelos de elementos finitos por meio do programa ANSYS, incorporando não linearidades físicas e geométricas. Após algumas validações, foram adotados diferentes tipos de geometrias para o conector tipo pino: 3x65; 16x75; 22x100; para concretos de 25, 30, 35, 40 MPa. Também foi modelado conector 16x75 com f_{ck} de 25 MPa com barra de armadura da laje, onde em um primeiro momento, foi somente aumentada a taxa de armadura apresentando um acréscimo de resistência da ordem de 4%, desta forma sendo pouco eficaz. E em um segundo momento, houve a inclusão de uma barra de aço de 10 mm apresentando um aumento de 10% da resistência mecânica do conector. A Figura 12 apresenta o modelo numérico desenvolvido.

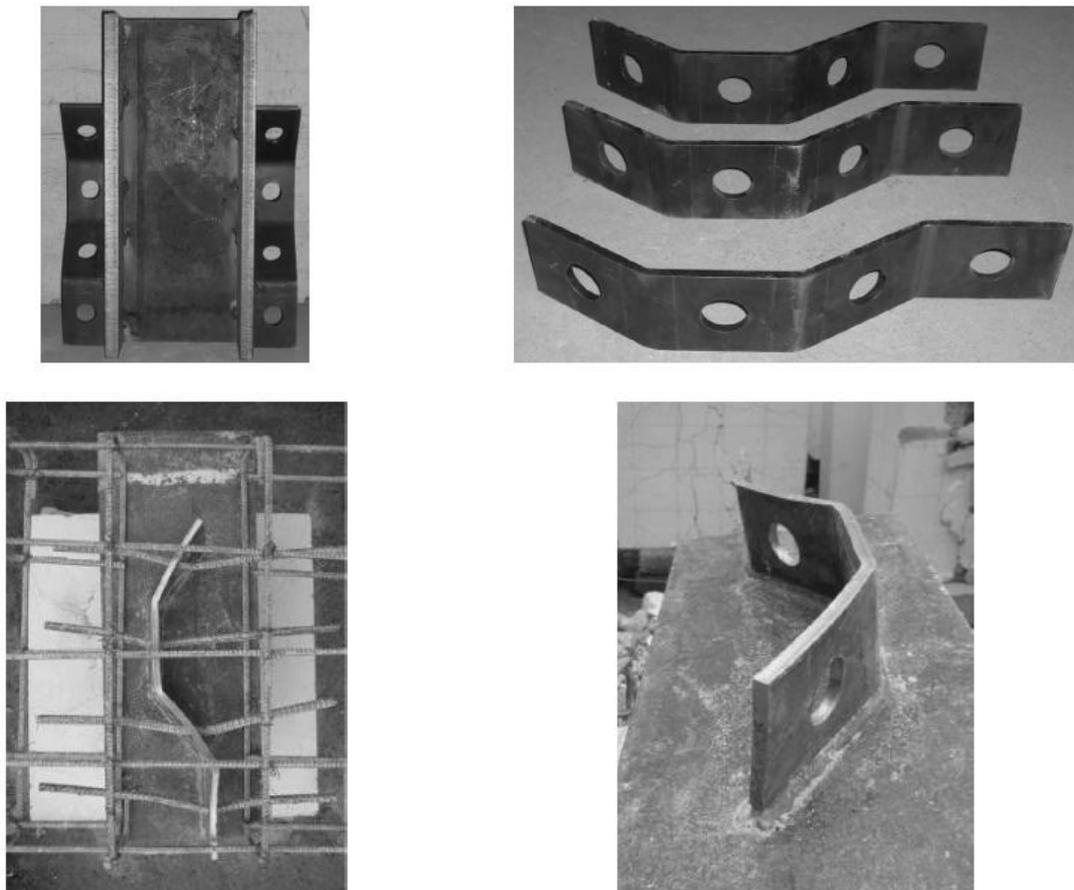


Figura 11 – Conector de cisalhamento *Corrugated Perforbond* (PSC) (Kim et al., 2009).

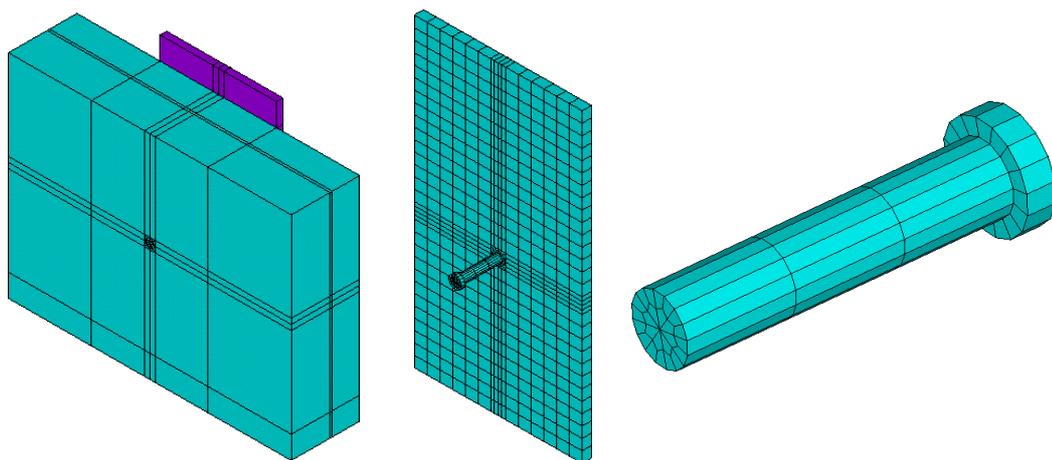


Figura 12 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector Pino 13x65 (Cruz, 2011).

No que tange aos conectores *Perforbond*, Cruz (2011) utilizou três modelos: P-SF-120, P-2F-120 e P-2F-AR-120, onde P significa conector *Perforbond*; 2F e SF, 2

furos e sem furos respectivamente; AR, presença de armadura transversal nos furos; e 120, altura do conector em milímetros. Todos os conectores *Perfobond* supracitados são parte da segunda série de ensaios apresentada por Vianna (2009). Foi utilizado resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 28 MPa para todos os modelos. Apesar das dificuldades em modelar um material heterogêneo como o concreto, Cruz (2011) apresentou resultados satisfatórios no que tange as pequenas diferenças entre os resultados dos modelos numéricos e os experimentais.

Costa Neves *et al.* (2013) apresentaram novos ensaios experimentais para conectores de cisalhamento de variadas geometrias. Destes, oito ensaios foram de conectores *Perfobond* e *T-Perfobond*, já anteriormente estudados pelos próprios autores, e mais oito ensaios *pushout* com duas geometrias novas, o *I-Perfobond* e o *2T-Perfobond* (Figura 13). As variáveis investigadas pelos autores foram o uso de barras de aço transversal atravessando os furos, além da variação da geometria.

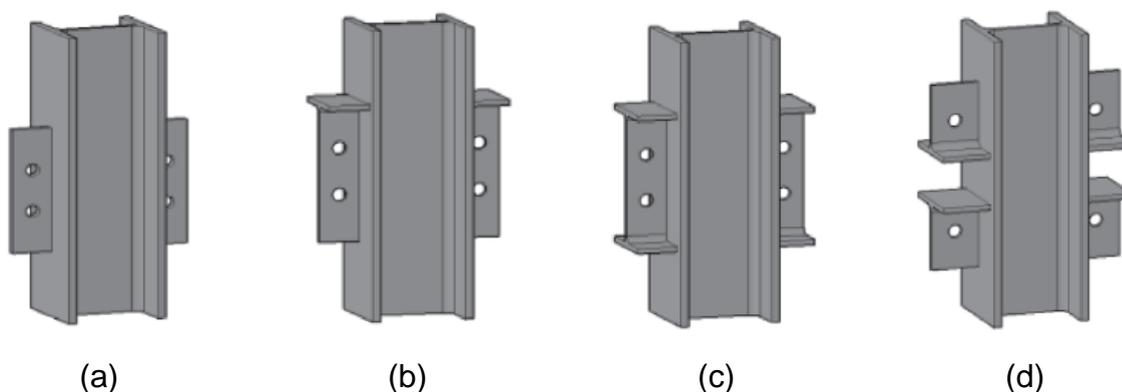


Figura 13 – Conectores *Perfobond* (a), *T-Perfobond* (b), *I-Perfobond* (c) e *2T-Perfobond* (d) (Costa Neves *et al.*, 2013).

De modo comparativo, as conexões com barras de aço transversais nos furos aumentam a resistência da interface aço-concreto para todas as geometrias, mas aparentam ser mais efetivo nos conectores *Perfobond* do que nos demais conectores estudados. A presença de flanges nos conectores é determinante para uma maior capacidade de resistência ao cisalhamento, ficando, portanto, o conector *Perfobond* com o menor desempenho dentre os conectores testados. Com a presença de um flange no conector houve um acréscimo de 200% na resistência, e

na presença de dois flanges foi registrado um aumento de 300% na capacidade resistiva da conexão ao cisalhamento. Somente o conector *Perfobond* reforçado com barras apresentou comportamento dúctil.

Para problemas de limitação de espaço, seja na distância entre conectores ou na altura de suas abas, Zheng *et al.* (2015) apresentaram um artigo com um conector *Perfobond* com geometria alternativa, desenvolvendo conectores com furos mais longilíneos nas placas de aço (Figura 14). Para testar estes novos modelos foram realizados vinte e um ensaios do tipo *pushout*, além de oitenta e sete modelos de elementos finitos, realizados no programa Abaqus, para ampliar o estudo em termos de geometria do furo e resistência do concreto.



Figura 14 – Corpos de prova com variação nos furos do conector (Zheng *et al.*, 2015).

Um modelo analítico também foi proposto por Zheng *et al.* (2015) tanto para os furos circulares, como para os furos longilíneos, com objetivo de calcular a resistência ao cisalhamento do conector *Perfobond* com variação de furos. Esta equação foi validada por meio de estudo paramétrico realizado com resultados numéricos e experimentais. Os modos de falha dos modelos de ambos os furos, convencional e longilíneo, ficaram caracterizados pela falha do concreto. Os estudos mostraram que a resistência ao cisalhamento é proporcional a resistência à compressão do concreto. A resistência ao cisalhamento também aumenta conforme se aumenta a área dos furos dos conectores *Perfobond*, independentemente do formato e direção do furo.

Kim *et al.* (2016) investigaram a performance do conector de cisalhamento tipo *Y-Perfobond* submetidos a forças de cisalhamento e separação vertical em estruturas mistas aço-concreto (Figura 15). Previamente, os autores apresentaram uma série de ensaios *pushout* para investigar o comportamento estrutural do conector; além disso, formulações empíricas foram propostas baseadas nestes modelos experimentais. O artigo propôs uma fórmula geral para conectores tipo *Y-Perfobond* para múltiplas abas, variando suas dimensões em altura e largura, além de desenvolver um modelo numérico por meio do programa Abaqus.

Depois de modelar diversas composições e geometrias, Kim *et al.* (2016) concluíram que os conectores com as abas mais largas apresentam maior resistência ao cisalhamento, porém tem sua ductilidade reduzida, e a resistência ao cisalhamento e ductilidade aumentam, conforme aumenta a altura. Os conectores estudados são representados na Figura 15.

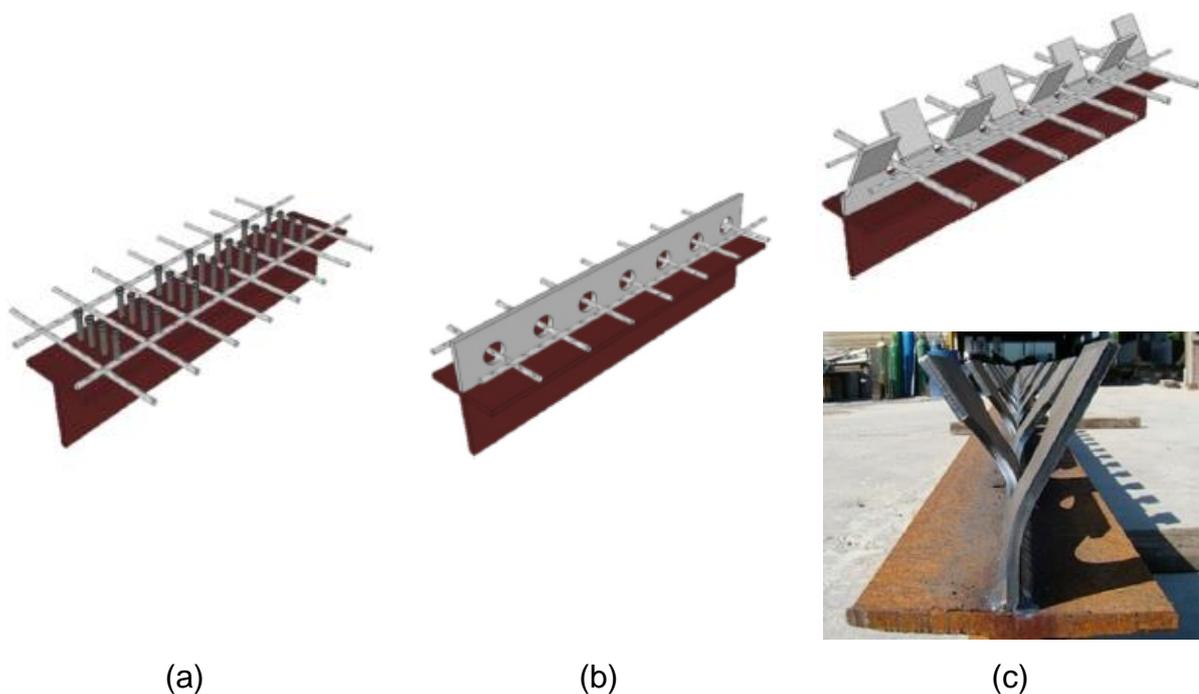


Figura 15 – Conectores pino com cabeça (a), *Perfobond* (b) e *Y-Perfobond* (c) (Kim *et al.*, 2016).

O conector de cisalhamento *Y-Perfobond*, de maneira resumida, é mais econômico que os conectores convencionais demonstrando alta resistência ao cisalhamento e ductilidade. Para aplicação da fórmula proposta é necessário uma

investigação mais profunda para com os efeitos da fadiga, além de outros estudos de viabilidade econômica.

1.4 Classificação do conector

A relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato na interface aço-concreto representam a característica mais relevante no que concerne ao cálculo dos conectores de cisalhamento. A curva carga *versus* deslocamento pode ser determinada por ensaios em escala real ou por meio de ensaios de cisalhamento direto, como os ensaios *pushout*. A Figura 16 apresenta as curvas carga *versus* deslocamento para alguns tipos de conectores.

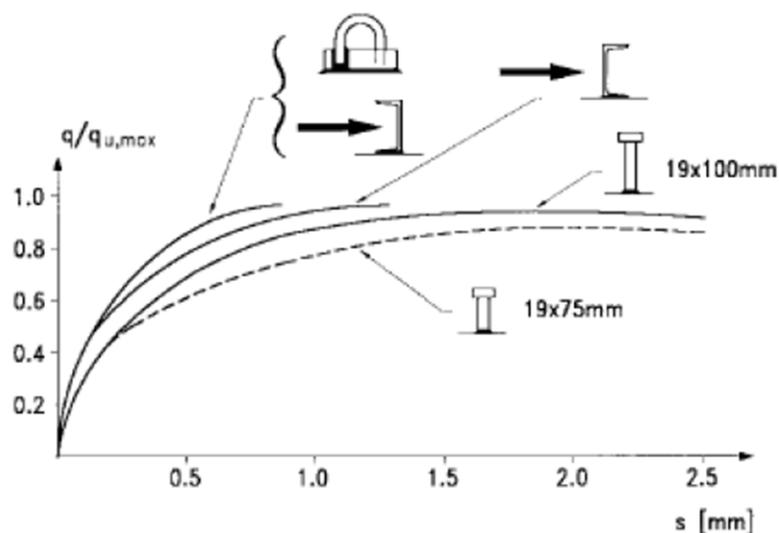


Figura 16 – Curva carga *versus* deslocamento (Cosenza & Zandorini, 1999).

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. Os conectores flexíveis apresentam uma menor rigidez, ou seja, uma menor relação carga *versus* deslocamento. Sob efeito de cargas de serviço, estes conectores se deformam permitindo um deslizamento relativo entre o aço e o concreto. O conector rígido, por outro lado, não apresenta deslocamento relativo entre o perfil de aço e laje de concreto, exatamente por apresentar pequenas deformações.

O Eurocode 4 (2005) recomenda a classificação de um conector como dúctil, aquele conector que apresentar o valor característico da capacidade de deformação (δ_{uk}) igual ou superior a 6 mm. Caso esse valor característico não seja verificado, o conector será classificado como frágil. A Figura 17 apresenta a curva carga *versus* deslocamento e a Figura 18 apresenta a classificação dos conectores de acordo com suas curvas características.

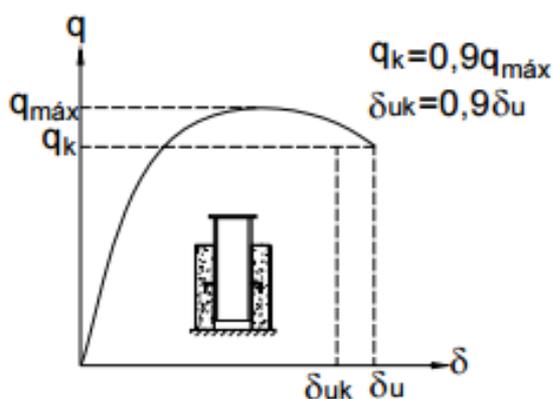


Figura 17 – Curva carga *versus* deslocamento (David, 2007).

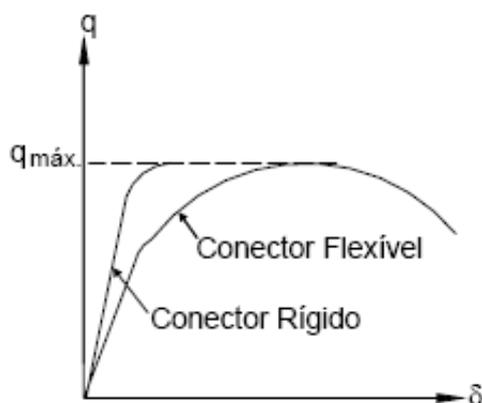


Figura 18 – Classificação dos conectores e suas curvas características (David, 2007).

A ductilidade dos conectores não afeta o comportamento da viga em regime de utilização, fase elástica. Porém, no regime último, fase pós-elástica, esta permite a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Isto significa que sob o carregamento crescente, um conector dúctil pode continuar a se deformar com solicitações próximas à sua ruptura e com isso, permitir que os conectores seguintes absorvam maior força de cisalhamento e atinjam sua

resistência. Isso uniformiza o fluxo de corte permitindo espaçar igualmente os conectores, otimizando a execução da viga mista (David, 2007 *apud* Vianna, 2009).

Para efeitos do modo de falha por meio da fadiga, o conector flexível, por se deformar sob ação de cargas de serviço, não é a escolha ideal na maioria das situações, como pode ser exemplificado pelos conectores tipo pino.

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).

1.5 Modos de ruptura

Os modos de ruptura ou modos de ruína apresentam grande importância como forma de identificar a componente mais frágil da ligação mista aço-concreto, possibilitando um dimensionamento mais preciso e tendo como consequência um uso mais econômico dos materiais, evitando excessos e desperdícios.

Lam (2005) explicita os modos de falha do conector tipo pino separando-os em três tipos: o primeiro modo é a falha do cone de concreto, Figura 19, ao redor do conector diante dos esforços de compressão antes do conector atingir o limite de escoamento; o segundo modo é caracterizado pelo completo escoamento do conector sem qualquer sinal de falha observado no concreto e o terceiro modo é a combinação dos modos anteriores, tendo-se o escoamento do conector e a ruptura do concreto.

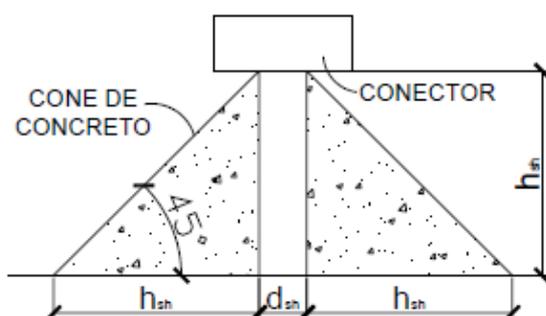


Figura 19 – Cone de concreto ao redor do conector tipo pino (Lam, 2005).

Vianna *et al.* (2007), após realizar ensaios experimentais em conectores *Perfobond* e *T-Perfobond*, apresentaram resultados referentes aos modos de ruptura. A Figura 20 e Figura 21 apresentam os modos de ruína encontrados, caracterizando-se pela fissuração da laje (a) e pela plastificação do conector (b).

Vianna (2009) concluiu que o surgimento de uma fissura está relacionado a um deslizamento na interface, seguido pela formação de fissuras maiores e 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 da solda do conector.

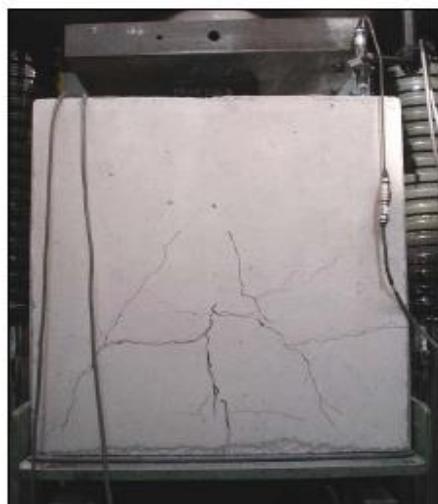


(a)



(b)

Figura 20 – Modos de ruína dos conectores *Perfobond* (Vianna *et al.*, 2007).



(a)



(b)

Figura 21 – Modos de ruína dos conectores *T-Perfobond* (Vianna, 2009).

1.6 Formulações para o cálculo da resistência de conectores de cisalhamento *Perfobond*

O dimensionamento das vigas mistas pode seguir o prescrito do Eurocode 4 (2005), e devem ser verificadas nos Estados Limites Últimos (ELU) com relação a seção transversal, flambagem lateral, compressão da alma e cisalhamento longitudinal. Para os Estados Limites de Utilização (ELS) as verificações estão relacionadas as deformações, a fissuração no concreto e as vibrações.

As normas que regem o dimensionamento de construções mistas utilizam extensivos programas de ensaios experimentais para validar suas equações de dimensionamento para cálculo da resistência do conector.

Existem também equações que não fazem parte da norma, equações essas deduzidas por pesquisadores, mas que ainda precisam de mais estudo e ensaios para determinar as restrições aplicáveis, assim como aferir maior grau de confiabilidade as equações.

Os conectores de cisalhamento do tipo pino apresentam dimensionamento regido pela NBR 8800 (2008) e pelo Eurocode 4 (2005). Os conectores *Perfobond* possuem somente equações deduzidas por pesquisadores, e portanto, não possuem equações normalizadas sendo um campo contínuo de estudos. Serão então apresentadas as formulações relativas aos conectores *Perfobond*, foco deste trabalho.

Oguejiofor & Hosain (1994) apresentaram a primeira equação para o cálculo da resistência do conector *Perfobond*, considerando três parâmetros essenciais: a laje de concreto sujeita ao cisalhamento, a armadura transversal e os cilindros de concreto formados por meio dos furos do conector *Perfobond*. A Equação (1) descreve a formulação proposta.

$$q_u = 0,590 \cdot A_c \cdot \sqrt{f'_c} + 1,233 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2,871 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

onde,

q_u é a resistência nominal ao cisalhamento do conector “*perfobond rib*” (N);

A_c é a área efetiva de concreto da seção longitudinal da laje (mm²);

A_{tr} é a área das barras de armadura transversal presente nos furos do conector (mm^2);

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

n é o número de furos do conector;

f'_c é a resistência média do concreto à compressão (MPa);

f_y é a resistência nominal à tração do aço (MPa).

Alguns anos depois, e com a ajuda de análises numéricas, Oguejiofor & Hosain (1997) apresentaram uma nova equação, que quantificaria com maior precisão a capacidade de resistência ao cisalhamento da ligação. A primeira parte da nova equação difere da Equação (1), na qual se refere à resistência local sob o conector *Perfobond*, representada na Equação (2).

$$q_u = 4,5 \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f'_c + 0,91 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 3,31 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

onde,

h_{sc} é a altura do conector [mm];

t_{sc} é a espessura do conector [mm];

A_{tr} é a área total da armadura transversal [mm^2];

Medberry & Shahrooz (2002) propuseram uma nova equação para o cálculo da resistência do conector de cisalhamento *Perfobond*. De acordo com os autores, as equações anteriores são limitadas para conectores com 12,7 mm de espessura, com 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, sendo então proposta a Equação (3).

$$q_u = 9 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{f'_c} + 60 \cdot b_f \cdot L_c + 0,9 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 20 \cdot n \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

onde,

q_u é a resistência nominal ao cisalhamento do conector *Perfobond* [lbs];

b é a espessura da laje [in];

h é a altura da laje [in];

f'_c é a resistência média 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];

n é o número de furos do conector;

d é o diâmetro do furo do conector [in];

A_{tr} é a área total de armadura transversal presente na laje [in²];

f_y é a resistência nominal à tração do aço [psi];

O primeiro termo avalia a contribuição da laje de concreto, o segundo avalia a ligação química, o terceiro termo a armadura transversal e o último termo a contribuição dos cilindros de concreto. A Equação (4) corresponde a Equação (3) transformada para o sistema SI, resultando a resistência em N (Newton).

$$q_u = 0,747 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{f'_c} + 0,413 \cdot b_f \cdot L_c + 0,9 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 1,66 \cdot n \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

Ushijima *et al.* (2001) propuseram duas equações baseadas em estudos experimentais que calcula a resistência por furo. A primeira equação, Equação (5), é para os conectores *Perfobond* sem armaduras nos furos e é limitada pela seguinte condição da Equação (6).

$$q_u = 3,38 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{t_{sc}}{d} \cdot f'_c} - 39 \quad (5)$$

$$22 < d^2 \cdot \sqrt{\frac{t_{sc}}{d} \cdot f'_c} < 194 \quad (6)$$

A segunda equação, Equação (7), considera a presença de armaduras nos furos e é limitada pela Equação (8).

$$q_u = 1,45 \cdot [(d^2 - d_{st}^2) f'_c + d_{st}^2 f_y] - 26,1 \quad (7)$$

$$51 < [(d^2 - d_{st}^2) f'_c + d_{st}^2 f_y] < 488 \quad (8)$$

onde,

d_{st} é o diâmetro das armaduras que passam pelos furos (mm).

Al Darzi *et al.* (2007) publicaram no *American Journal of Applied Sciences* um estudo sobre o conector *Perfobond*, no qual propuseram a Equação (9) para o cálculo da sua resistência.

$$q_u = 255,31 + 7,62 \times 10^{-4} \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f_{ck} - 7,59 \times 10^{-7} \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2,53 \times 10^{-3} \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (9)$$

onde,

q_u é a resistência ao cisalhamento (kN);

A_{sc} é a área de concreto nos furos do conector;

$f_{ck} = f'_c$.

Veríssimo (2007) comparou seus resultados com os apresentados anteriormente por Oguejiofor & Hosain (1994), e com uma análise de regressão múltipla propôs a Equação (10).

$$q_u = 3,68 \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} (h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f'_c) + 2,6 \cdot n \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'_c} + 0,13 A_{cc} \cdot \sqrt{f'_c} + 34,3 \times 10^6 \left(\frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (10)$$

onde,

t_c é a espessura da laje (mm);

A_{cc} é a área de cisalhamento do concreto por conector (a área longitudinal da laje menos a área do conector) (mm²);

A_{tr} é a área total da armadura transversal no entorno do conector (incluindo as armaduras dos furos e as externas) (mm²).

Vianna (2009), por meio de um programa de ensaios experimentais e numéricos, além de estudar o conector de cisalhamento *Perfobond*, apresentou estudos sobre o conector *T-Perfobond*. A autora propôs uma nova equação para o conector *Perfobond*, Equação (11) e Equação (12). Tais equações foram propostas por meio de uma análise de regressão múltipla com os dados dos ensaios realizados, e foram comparadas as equações propostas até então pelos pesquisadores pregressos. A Equação (11) é válida para conectores *Perfobond* com resistência a compressão inferior a 30 MPa e a Equação (12) têm validade para resistência a compressão superior a 30 MPa.

$$q_u = 152,9 + 3,21 \times 10^{-3} (h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f_{ck}) - 0,86 \times 10^{-3} (A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \quad (11)$$

$$q_u = 31,8 + 1,9 \times 10^{-3} (h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f_{ck}) + 0,53 \times 10^{-3} (A_{tr} \cdot f_y) - 0,6 \times 10^{-6} (A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \quad (12)$$

2 DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO

Os ensaios experimentais apresentam elevada importância no estudo das estruturas mistas, e mais precisamente no estudo dos conectores de cisalhamento, que são o foco desta dissertação. Portanto, para calibrar os modelos numéricos, torna-se necessária a utilização desses ensaios para determinar a validade dos modelos computacionais estudados.

Este capítulo apresentará o ensaio *pushout* preconizado pelo código europeu, suas características, limitações, configurações, preparação e avaliação dos resultados obtidos. Serão ainda mostrados os ensaios de *pushout* realizados por Vianna (2009), por meio de uma breve descrição de seu desenvolvimento e dos resultados.

Por fim, será apresentada a calibração do modelo numérico realizado pelo programa de elementos finitos Abaqus (2014) realizado a partir dos ensaios experimentais de Vianna (2009).

2.1 Ensaio *pushout*

O ensaio *pushout*, conforme apresentado na Figura 22, é a principal forma de caracterização da resistência de conectores de cisalhamento, e consiste em um perfil de aço, de seção transversal "I", ligado, por meio dos conectores que deseja ensaiar, a duas lajes de concreto armado. É, então, aplicada uma carga vertical no perfil de aço, que produz uma força de cisalhamento na interface entre o concreto e a mesa do perfil, caracterizando a ação do cisalhamento direto nos conectores.

O Eurocode 4 (2005) apresenta os procedimentos a serem seguidos neste tipo de ensaio, quanto ao preparo e a avaliação dos resultados obtidos:

- (1) 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;

- (2) Os incrementos de carga após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos;
- (3) 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;
- (4) Deve-se medir também, próximo aos conectores, a separação transversal entre a mesa e a laje.

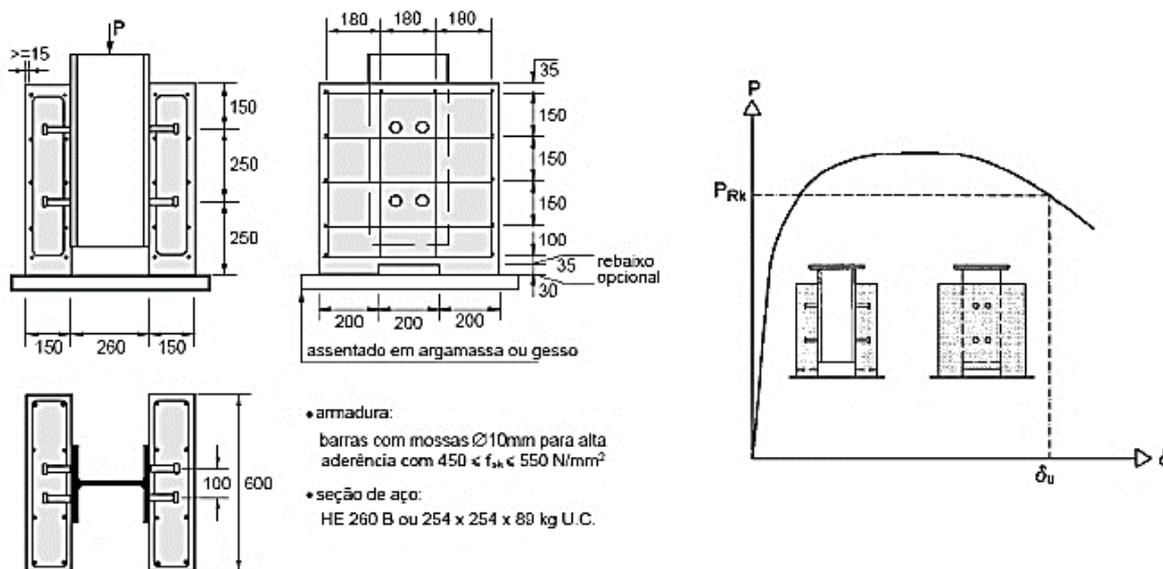


Figura 22 – Ensaio *pushout* (Eurocode 4, 2005).

Na fase (1), o carregamento deve ser feito com o controle de carga, enquanto que na fase (2), deve-se optar por controle de deslocamento (Vianna, 2009).

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 pode ser determinada pela Equação (13).

$$q_{rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{Y_V} < \frac{P_{Rk}}{Y_V} \quad (13)$$

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;

γ_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%.

A capacidade característica do deslizamento (δ_{uk}) deve ser tomado como o valor de teste mínimo reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados do teste. A capacidade de deslizamento de uma amostra deve ser tomada como o deslizamento máximo medido ao nível de carga característica (P_{RK}).

O Eurocode 4 (2005) ainda apresenta algumas recomendações para serem seguidas na preparação, tratando da cura do concreto, resistência do escoamento do aço e a eliminação da aderência química entre a laje de concreto e a mesa do perfil de aço.

2.2 Ensaios experimentais realizados por Vianna (2009)

Vianna (2009) estudou o comportamento de conectores *Perfobond* e T-*Perfobond* em estruturas mistas por meio de um programa de ensaios experimentais envolvendo cinquenta e dois ensaios *pushout*, com conectores *Perfobond*, T-*Perfobond* e "T", além de um ensaio em escala real e a modelagem numérica. Os conectores estudados são apresentados na Figura 23.

Para os conectores *Perfobond* estudados, Vianna (2009) utilizou como base o estudo realizado por Leite (2006). Nesse estudo, uma série de variações da geometria do conector foram propostas, onde a viabilidade econômica apresentou-se como um fator importante a ser levado em consideração. Ainda segundo Leite (2006), os fatores que contribuíram para o menor custo final foi o custo da chapa de aço. Apesar de ter sido uma das opções que necessitava do maior número de conectores e mais insumo de solda; a quantidade de aço utilizada por conector foi inferior a maioria dos outros tipos, acarretando uma economia no custo final. Percebeu-se também que um diâmetro menor e um número menor de furos no conector contribuiu para a economia de chapa, já que permitiam um comprimento total menor, mesmo que reduzindo a resistência individual do conector e gerando a necessidade de um maior número desses para resistir à força longitudinal.

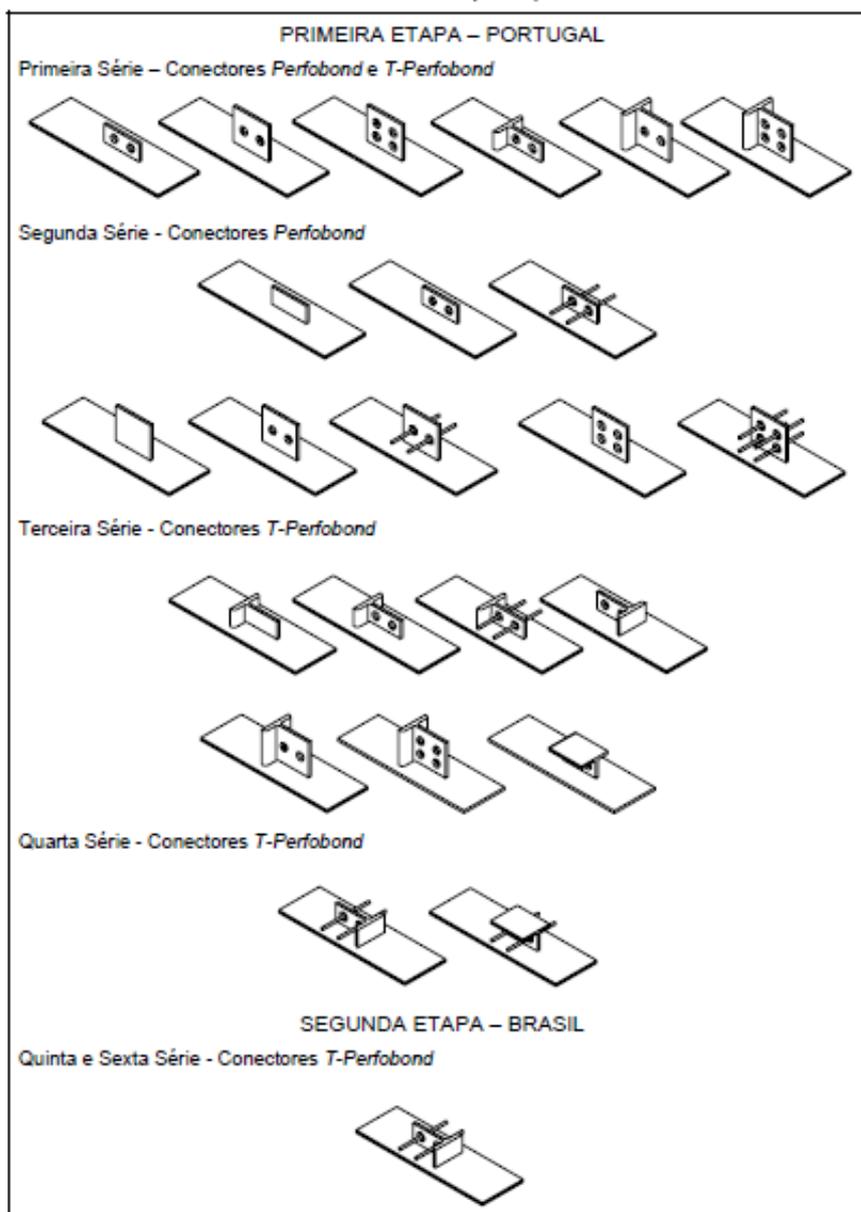


Figura 23 – Etapas de ensaios *pushout* realizados (Vianna, 2009).

As dimensões dos conectores tipo *Perfobond* foram estabelecidas por Vianna (2009) em função da laje e do espaçamento entre os furos, obedecendo ao mínimo recomendado de $2,25d$, segundo Oguejiofor & Hosain (1994). 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. Na Figura 24 estão as configurações adotadas para os conectores *Perfobond*.

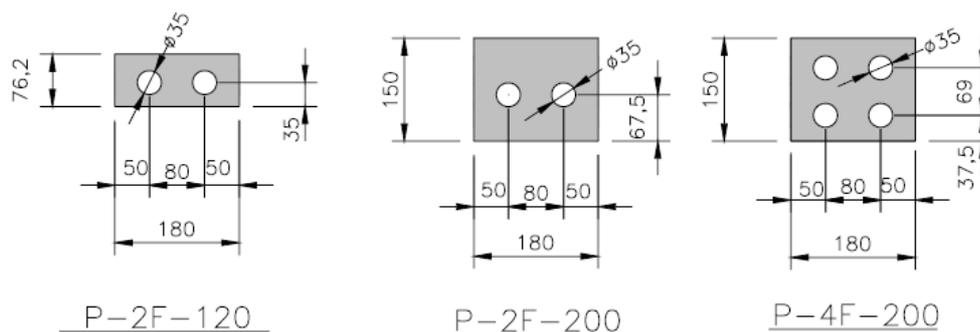


Figura 24 – Dimensões dos conectores tipo *PerFOBOND* (Vianna, 2009).

As nomenclaturas adotadas possuem o seguinte significado: P – *PerFOBOND*, TP – T-*PerFOBOND*, T – conector tipo “T”; SF – sem furos, 2F ou 4F – número de furos no conector; AR – quando há presença de armaduras passantes nos furos; 120 ou 200 - espessura da laje em mm; IN – posição do conector invertida; A/B é a identificação do modelo. A Tabela 1 apresenta os ensaios realizados na primeira etapa por Vianna (2009).

As séries foram divididas da seguinte forma: primeira, com 12 ensaios e concreto de 25 MPa; segunda, com 16 ensaios e concreto classe C50/60; terceira, 14 ensaios e concreto C40/50; quarta e última, com quatro ensaios e concreto de classe C30/37. Para determinar as resistências do concreto foram moldados corpos de prova de dimensões 15x15x15cm referentes a cada série para ensaio de resistência a compressão. Na primeira série foram moldados vinte e três corpos de prova cúbicos. Nas terceira e quarta séries foram moldados nove corpos de prova de concreto.

Os ensaios foram preparados com as formas e armaduras como mostra a Figura 25. Os protótipos foram concretados *in loco*, e mantidos no laboratório para a cura dos mesmos até que atingissem as idades previstas. O carregamento foi aplicado por uma prensa hidráulica, seguindo ao preconizado pelo Eurocode 4 (2005), conforme Figura 26.

Tabela 1 – Primeira etapa de ensaios *pushout* (Vianna, 2009).

Série	Tipo	Nomenclatura	f_{cm} (MPa)	Armadura nos furos		Total
				presença	φ (mm)	
1	<i>Perfobond</i>	P-2F-120-A/B	28,3	não	-	12
		P-2F-200-A/B		não	-	
		P-4F-200-A/B		não	-	
	<i>T-Perfobond</i>	TP-2F-120-A/B	28,3	não	-	
		TP-2F-200-A/B		não	-	
		TP-4F-200-A/B		não	-	
2	<i>Perfobond</i>	P-SF-120-A/B	51,9	não	-	16
		P-2F-120-A/B		não	-	
		P-2F-AR-120-A/B		sim	10	
		P-SF-200-A/B		não	-	
		P-2F-200-A/B		não	-	
		P-2F-AR-200-A/B		sim	10	
		P-4F-200-A/B		não	-	
		P-4F-AR-200-A/B		sim	10	
3	<i>T-Perfobond</i>	TP-SF-120-A/B	43,9	não	-	14
		TP-2F-120-A/B		não	-	
		TP-2F-AR-120-A/B		sim	10	
		TP-2F-120-IN-A/B		não	-	
		TP-2F-200-A/B		não	-	
		TP-4F-200-A/B		não	-	
		T-2F-120-A/B		não	-	
4	<i>T-Perfobond</i>	TP-2F-AR-120-A-IN-10	33	sim	10	4
		TP-2F-AR-120-B-IN-12		sim	12	
		T-2F-AR-120-A-10		sim	10	
		T-2F-AR-120-B-12		sim	12	
					TOTAL	46

Na Tabela 2 são apresentados os resultados obtidos para a primeira série de ensaios, composta de conectores *Perfobond* e *T-Perfobond* de dois e quatro furos e lajes de 120 a 200 mm. São apresentados o f_{ck} do concreto, a carga última obtida no ensaio *pushout* ($q_{u,test}$), a resistência característica (P_{rk}), além da capacidade de deslizamento (δ_u) e também o valor característico de deslizamento (δ_{uk}).

Todos os conectores *Perfobond* cumpriram a exigência mínima de deslocamento de 6 mm definido pelo Eurocode 4 (2005).

Os resultados da segunda série de ensaios mostrados na Tabela 3, composta de conectores *Perfobond* sem furos, com dois e quatro furos, variação das lajes de 120 a 200 mm, além da presença ou não de armadura nos furos.

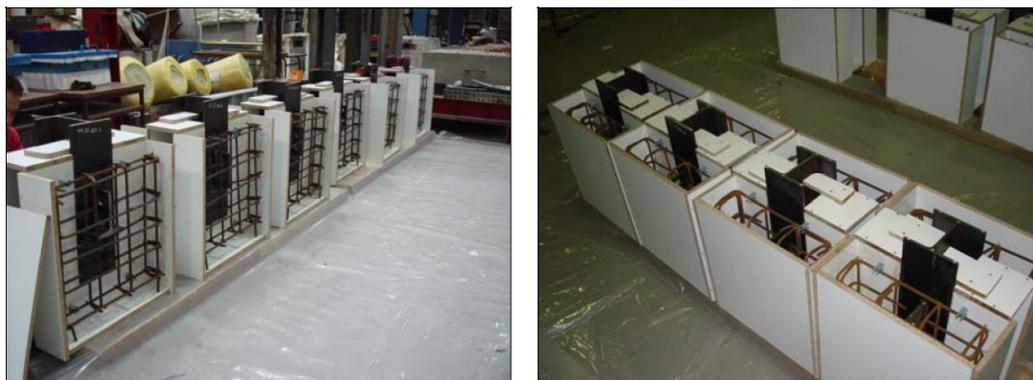


Figura 25 – Montagem das armaduras e formas (Vianna, 2009).

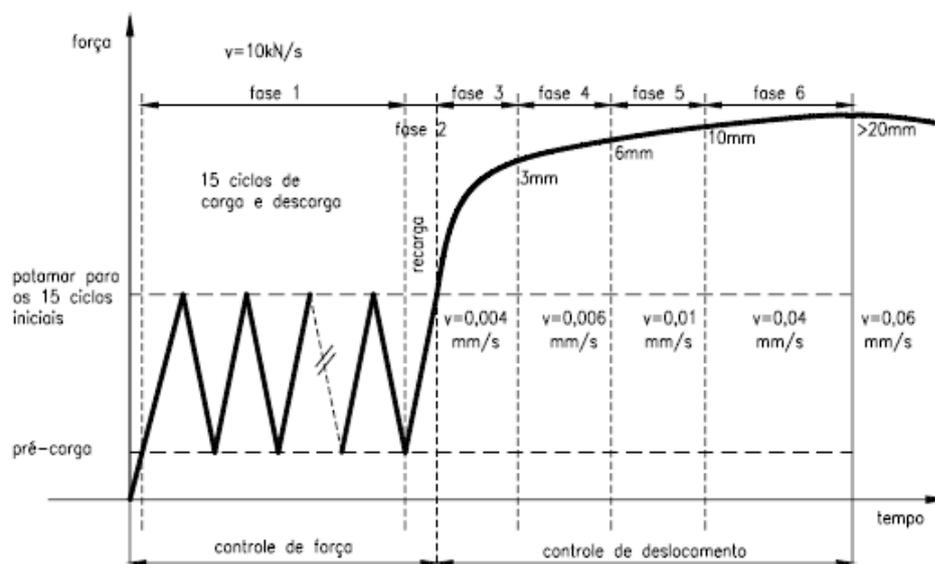


Figura 26 – Esquema de carregamento para o controle do ensaio de *pushout* (Vianna, 2009).

Tabela 2 – Resultados dos ensaios da primeira série.

Protótipo	Idade (dias)	Fck (MPa)	qu,test (kN)	P _{rk} (kN)	δ _u (mm)	δ _{uk} (mm)
P_2F_120_A	38	26,00	329,55	296,6	7,77	6,99
P_2F_120_B	42	26,09	324,1	291,69	11,22	10,10
P_2F_200_A	43	26,09	450,2	405,18	16,48	14,83
P_2F_200_B	49	27,30	444,03	399,62	22,00	19,80
P_4F_200_A	55	26,40	431,85	388,67	22,88	20,59
P_4F_200_B	52	27,30	435,7	392,13	21,29	19,16
TP_2F_120_A	52	27,34	527,48	474,73	2,80	2,52
TP_2F_120_B	57	26,40	520,48	468,54	3,10	2,79
TP_2F_200_A	58	26,17	706,28	635,65	6,50	5,85
TP_2F_200_B	58	26,17	659,33	593,39	4,44	4,00
TP_4F_200_A	64	26,97	705,98	635,38	4,62	4,16
TP_4F_200_B	62	27,25	676,3	608,67	4,00	3,60

Tabela 3 – Resultados dos ensaios da segunda série.

Protótipo	Idade (dias)	qu,test (kN)	P _{rk} (kN)	δ _u (mm)	δ _{uk} (mm)
P_SF_120_A*	30	319,28	287,35	11,00	9,90
P_SF_120_B	31	319,25	287,33	10,40	9,36
P_2F_120_A*	31	344,85	310,37	6,57	5,91
P_2F_120_B	34	394,20	354,78	7,80	7,02
P_2F_AR_120_A*	35	443,03	398,73	7,67	6,90
P_2F_AR_120_B	34	465,68	419,11	7,85	7,07
P_SF_200_A*	35	536,78	474,10	31,67	28,50
P_SF_200_B	36	495,00	445,50	26,61	23,95
P_2F_200_A*	36	503,43	453,09	35,00	31,50
P_2F_200_B	36	501,48	451,33	35,00	31,50
P_2F_AR_200_A*	37	549,7	494,73	35,00	31,50
P_2F_AR_200_B	37	554,25	498,83	35,00	31,50
P_4F_200_A*	37	458,93	413,04	35,00	31,50
P_4F_200_B	37	460,98	414,88	35,00	31,50
P_4F_AR_200_A	38	562,23	506,01	35,00	31,50
P_4F_AR_200_B*	38	559,93	503,94	35,00	31,50

* Protótipos considerados representativos para a análise de resultados.

2.3 Modelagem numérica

Este trabalho apresenta em seu cerne o desenvolvimento de um modelo numérico, capaz de reproduzir, de forma satisfatória, resultados anteriormente apresentados em ensaios experimentais. E a partir disso, coletar resultados numéricos, com certo grau de confiabilidade, por meio de uma parametrização para obtenção de uma vasta gama de resultados.

Para a execução do objetivo supracitado, um modelo numérico foi produzido utilizando o Abaqus (2014), um programa de análise estrutural, que apresenta como base o Método dos Elementos Finitos. Este programa possui capacidade de processar análises estáticas ou dinâmicas, lineares ou não lineares.

Para a calibração do modelo numérico, foram utilizadas, a geometria, os parâmetros, condições de contorno, e as propriedades dos materiais característicos do ensaio experimental *pushout* realizados por Vianna (2009). E para questões complementares, por ventura, não apresentadas, foram seguidas as determinações do Eurocode 4 (2005), que tratam dos ensaios de cisalhamento direto em conectores para vigas mistas.

O Abaqus solicita diversas informações para a produção do modelo numérico. Estas etapas servem de guia e auxiliam durante todo o processo de modelagem. São elas:

- *Part*- definição de toda geometria do modelo; escolha dos tipos de elementos finitos a serem adotados.
- *Property* - definição das propriedades físicas dos materiais envolvidos na análise, por meio de seus respectivos modelos constitutivos.
- *Assembly* - definição da geometria final do modelo, por meio da alocação das parts, no plano cartesiano global.
- *Step* - definição dos parâmetros necessários para o processamento, entre eles, número de incrementos, de iterações, critério de convergência e tipo de análise.
- *Interaction* - definição das interações entre os diferentes elementos.
- *Load* - definição das condições de contorno e da aplicação das cargas e/ou deslocamentos.

- *Mesh* - definição da malha de elementos finitos a ser adotada.
- *Job* - definição do tipo de esforço computacional para o processamento do modelo.

Todos os itens supracitados são apresentados e detalhados ao longo deste capítulo, com referência ao modelo de calibração.

2.3.1 Características geométricas do modelo numérico

Para a modelagem do ensaio *pushout*, optou-se por utilizar somente um quarto da geometria de toda estrutura, uma vez que esta apresenta dupla simetria, como mostra a Figura 27. O custo computacional é um fator importante no desenvolvimento de modelos numéricos e utilizar modelos simplificados, como é o caso da aplicação da dupla simetria, conduz a uma otimização do processamento, gerando modelos e análises mais eficientes.

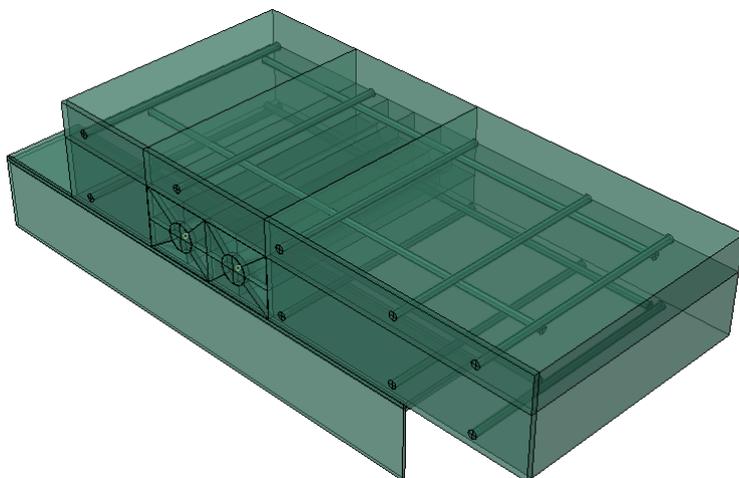


Figura 27 – Modelo numérico com corte na dupla simetria.

Todos os elementos presentes no ensaio *pushout* foram modelados, tais como: laje de concreto com sua armadura em aço, conector de cisalhamento em aço e perfil metálico. A Figura 28 detalha todas as dimensões utilizadas nos ensaios experimentais realizados por Vianna (2009). Para calibração do modelo numérico, e efetiva validação dos resultados, foi escolhido o conector *Perfobond* referente ao ensaio P-2F-120B, com dois furos e dimensões apresentadas na Figura 29 (a). Na

Figura 29 (b) é apresentado o conector modelado no Abaqus (2014) e as repartições necessárias para a modelagem.

Este conector foi escolhido para a calibração por apresentar geometria mais simples, dentre os ensaiados, e por apresentar a oportunidade de validação de seus resultados com os resultados experimentais obtidos por Vianna (2009) e com os resultados numéricos desenvolvidos por Cruz (2011).

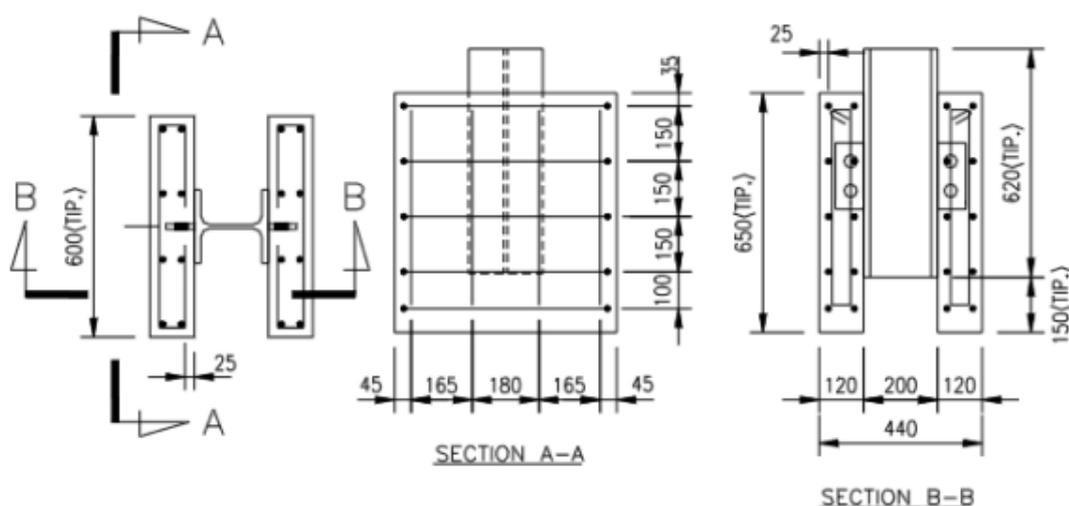


Figura 28 – Detalhamento das dimensões do ensaio *pushout*, com localização das armaduras (Vianna, 2009).

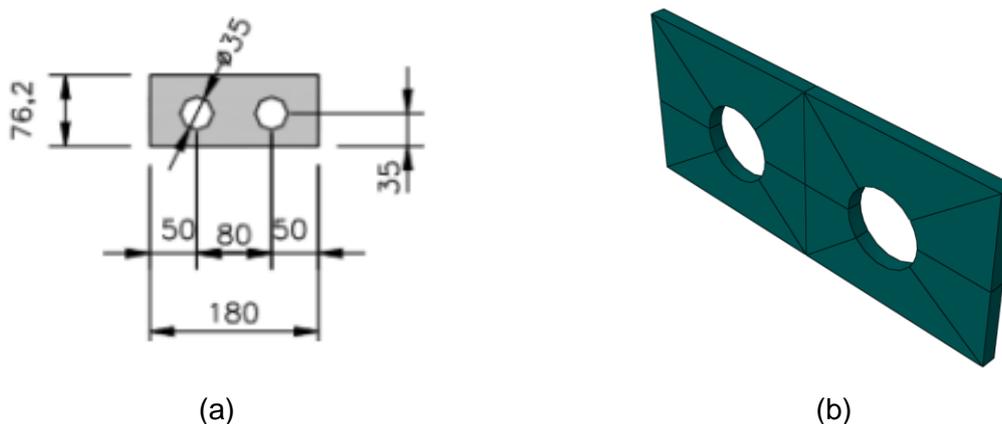


Figura 29 – Geometria do conector utilizado para calibração (Vianna, 2009).

O conector metálico, o perfil de aço, a armadura da laje e a laje de concreto foram modelados utilizando elementos sólidos do tipo C3D8R, conforme consta na biblioteca do Abaqus (2014), apresentados na Figura 30. Esses elementos possuem

oito nós com integração reduzida e cada nó possui três graus de liberdade translacionais.

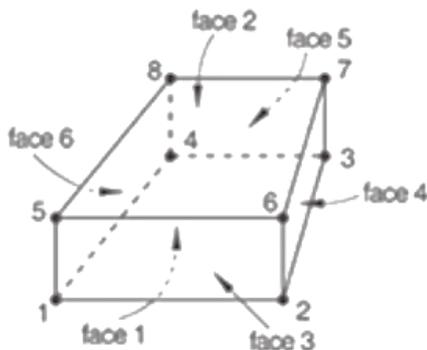
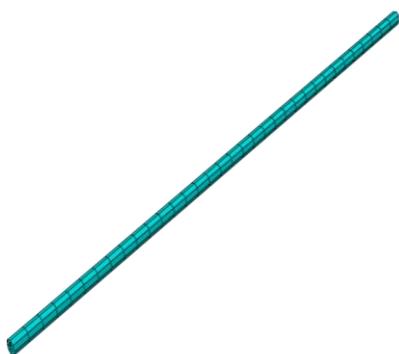
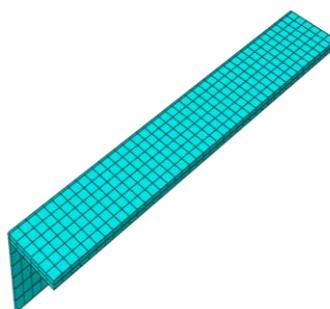


Figura 30 – Elemento C3D8R (Abaqus, 2014).

O Abaqus (2014) normalmente gera a malha dos elementos de forma automática. A Figura 31 e a Figura 32 apresentam todos os elementos e suas malhas. Na Figura 31, a armadura da laje (a) e perfil metálico (b), e na Figura 32, o conector de aço (a), laje de concreto (b) e o modelo completo (c). Todos estes elementos foram discretizados com uma malha estruturada e para elementos de geometria mais complexa, como o conector e a laje de concreto, foram utilizadas partições para deixar os elementos mais uniformes, possibilitando assim uma malha mais refinada.

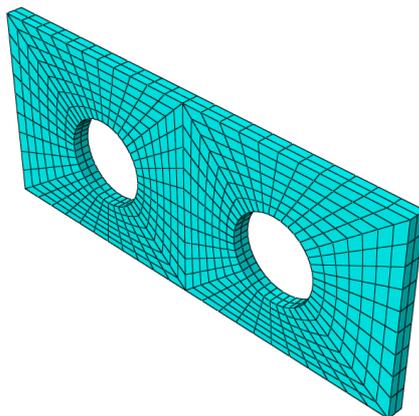


(a) Armadura da laje – nº de nós: 646 –
Tamanho dos elementos: 15 mm.

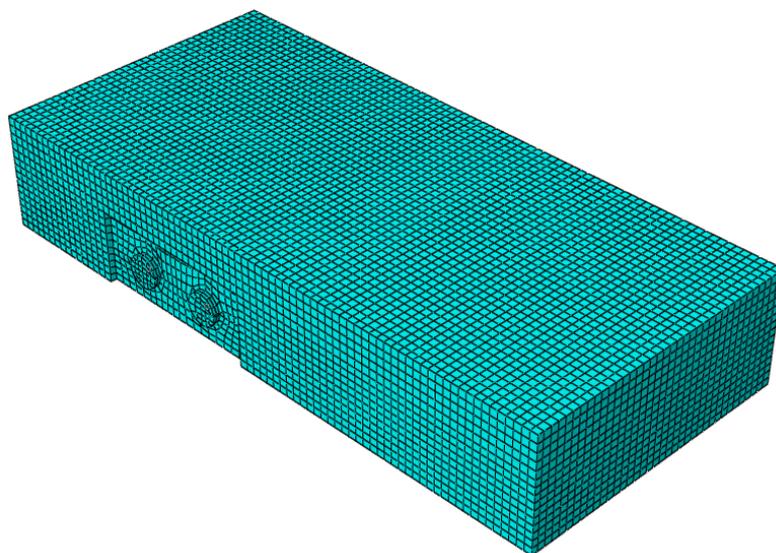


(b) Perfil metálico – nº de nós: 1512 –
Tamanho dos elementos: 15 mm.

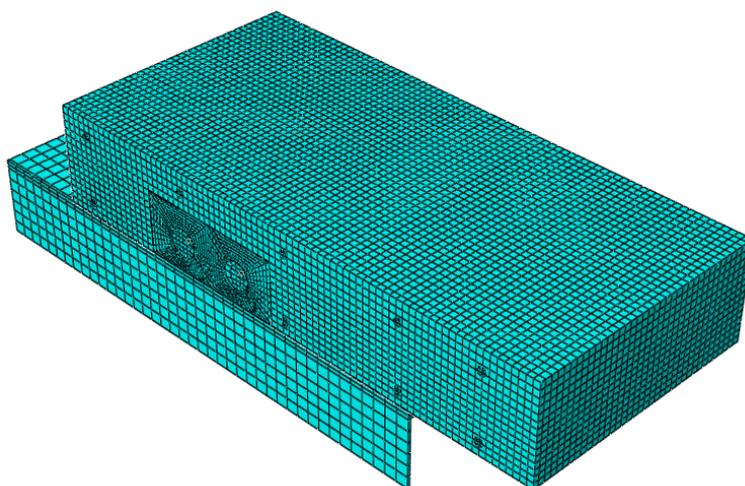
Figura 31 – Malha dos elementos utilizados na análise – Parte 1.



(a) *Perfobond* – nº de nós: 1914 – Tamanho dos elementos: 5 mm.



(b) Laje de concreto – nº de nós: 49995 – Tamanho dos elementos: 8 mm.



(c) Modelo completo do ensaio *pushout*. – nº total de nós: 59178.

Figura 32 – Malha dos elementos utilizados na análise – Parte 2.

2.3.2 Propriedades dos materiais

2.3.2.1 Modelo constitutivo para o aço

Foram utilizados dois tipos de modelo constitutivo para o aço: modelo elasto-plástico perfeito e modelo quadri-linear. Para ambos, foi considerado o comportamento não linear do material. Foram admitidos, para todos os elementos de aço presentes no modelo, módulo de elasticidade $E = 210000$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$.

Tanto para o perfil metálico, quanto para as armaduras da laje foi admitido um comportamento elasto-plástico perfeito, ou seja, o material não apresenta fase de *stress hardening* (encruamento), associado ao critério de escoamento de von Mises. A curva tensão *versus* deformação apresenta duas fases, conforme mostra a Figura 33. Em detalhes, para tensões menores que a tensão de escoamento o material apresenta comportamento elástico-linear, e para as demais tensões o material apresenta deformações plásticas.

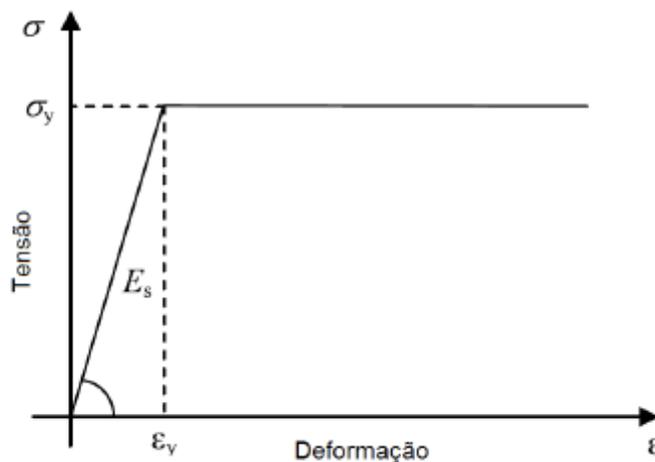


Figura 33 – Curva tensão *versus* deformação utilizada para o aço do perfil e da armadura.

Para a armadura da laje foi utilizada tensão de escoamento $f_y = 500$ MPa e para o perfil metálico foi utilizada tensão de escoamento $f_y = 275$ MPa.

Para o conector de cisalhamento foi utilizado o modelo constitutivo quadri-linear, proposto por Yun *et al.* (2017), para perfis laminados. Com o objetivo de aproximar as curvas do modelo numérico e ensaio experimental, Yun *et al.* (2017)

apresentou algumas opções de curva para além do modelo elasto-plástico perfeito, tais como modelo elasto-plástico, apresentando fase de *stress linear hardening*, modelo trilinear e o modelo quadri-linear.

Uma típica curva tensão *versus* deformação é apresentada na Figura 34 (a). A curva quadri-linear, na Figura 34 (b), pode ser definida através da Equação (14) e da Equação (15) e são necessários somente três parâmetros: módulo de elasticidade (E), tensão de escoamento (f_y) e tensão última (f_u). A curva contínua em vermelho representa a curva quadri-linear, enquanto a curva tracejada em preto representa a curva experimental do aço.

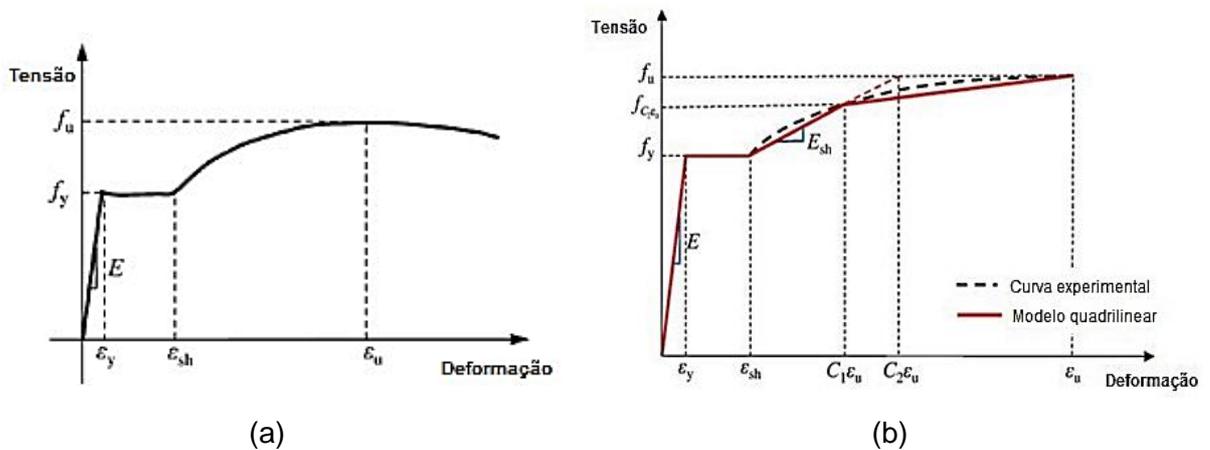


Figura 34 – Curva típica de tensão *versus* deformação para o aço (a); Curva tensão *versus* deformação quadri-linear (b) (adaptado de Yun *et al.*, 2017).

$$f(\epsilon) = \begin{cases} E\epsilon \rightarrow \text{para } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y \rightarrow \text{para } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \end{cases} \quad (14)$$

$$f(\epsilon) = \begin{cases} f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}) \rightarrow \text{para } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_1\epsilon_u \\ f_{C_1\epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1\epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1\epsilon_u}(\epsilon - C_1\epsilon_u) \rightarrow \text{para } C_1\epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (15)$$

onde,

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

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

f_u é a tensão última do aço (MPa);

$f_{C_1\epsilon_u}$ é a tensão inicial da região C_1 (MPa);

- ε é a deformação na região elástica;
- ε_y é a deformação no patamar de escoamento;
- ε_{sh} é a deformação inicial da região de *stress hardening*;
- $C_1\varepsilon_u$ é a deformação inicial da região C_1 ;
- E_{sh} é o módulo de elasticidade da região de *stress hardening*.

A primeira fase da curva apresenta comportamento elástico, para tensões menores que a tensão de escoamento (f_y). Para tensões iguais a tensão de escoamento (f_y) e deformações entre a deformação de escoamento (ε_y) e a deformação de início da fase de *stress hardening* (ε_{sh}), há 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 ($f_{C_1\varepsilon_u}$). A quarta fase linear está compreendida entre a tensão ($f_{C_1\varepsilon_u}$) e a tensão última (f_u).

Para o conector de cisalhamento foram utilizadas tensão de escoamento $f_y = 355$ MPa e tensão última $f_u = 490$ MPa.

2.3.2.2 Modelo constitutivo para o concreto

A heterogeneidade oriunda da composição do concreto é o principal fator que dificulta sua simulação numérica. Portanto, muitos modelos constitutivos podem ser utilizados para definir este material, variando conforme o objetivo da modelagem e o enfoque do problema estudado.

O modelo de dano com plasticidade do concreto (*Concrete Damaged Plasticity*) pressupõe um dano progressivo (isotrópico), por meio da indução da redução da rigidez elástica, pela deformação plástica, tanto na compressão, quanto na tração. São assumidos dois mecanismos de falha que são a fissuração por tração e o esmagamento por compressão (Abaqus, 2014).

Este modelo assume que a resposta do concreto para tensões uniaxiais de tração e compressão são caracterizadas pelo dano da região plástica (*Damaged Plasticity*). Sob tração uniaxial a resposta tensão *versus* deformação apresenta característica linear elástica até que seja alcançada a tensão de ruptura, σ_{t0} . Essa tensão corresponde ao aparecimento de micro fissuras no concreto. Após esse ponto, a curva apresenta o comportamento de *tension softening*, onde há o

escalonamento do dano plástico, e onde o concreto intacto tenta resistir as aberturas de fissuras próximas, gerando a curva apresentada na Figura 35.

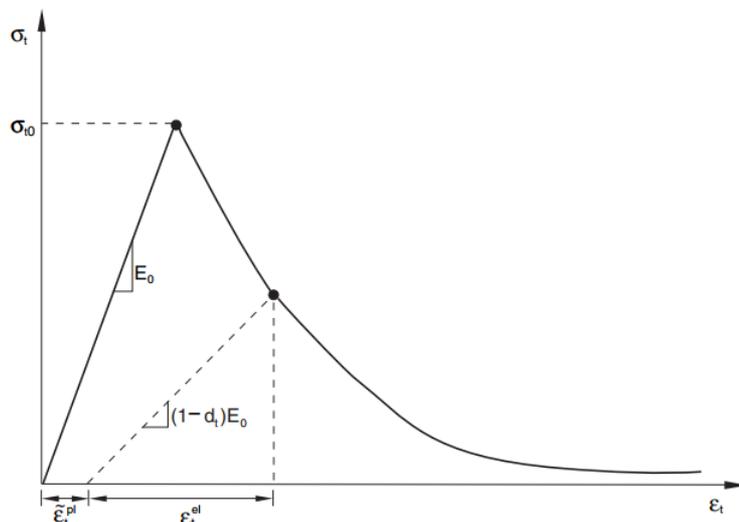


Figura 35 – Curva tensão versus deformação para o concreto sob tração (Abaqus, 2014).

Sob compressão uniaxial, a resposta é linear até a tensão final elástica, σ_{c0} . No regime plástico, a curva se caracteriza por *stress hardening*, apresentando ganho de resistência, até a tensão última, σ_{cu} , e após, apresenta redução de resistência, rigidez e acentuação do dano, com o comportamento *strain softening*, conforme mostra a Figura 36.

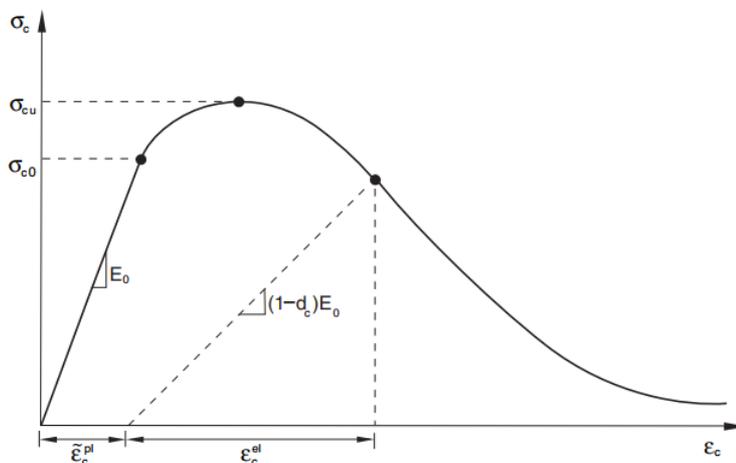


Figura 36 – Curva tensão versus deformação para o concreto sob compressão (Abaqus, 2014).

O módulo de elasticidade E_0 é a rigidez elástica inicial do material, que corresponde a relação tensão *versus* deformação sob carregamentos uniaxiais de compressão, dada pela Equação (16), e de tração, dada pela Equação (17).

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (16)$$

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (17)$$

onde,

σ_c é a tensão uniaxial de compressão (MPa);

σ_t é a tensão uniaxial de tração (MPa);

E_0 é o módulo de elasticidade do material intacto;

d_c é o dano à compressão;

d_t é o dano à tração;

ε_c é a deformação à compressão;

ε_t é a deformação à tração;

ε_c^{pl} é a deformação plástica à compressão;

ε_t^{pl} é a deformação plástica à tração.

As curvas tensão *versus* deformação podem ser convertidas em curvas tensão *versus* deformação plástica. Essa conversão é feita de forma automática pelo Abaqus (2014), onde são solicitadas tensão uniaxial e deformação inelástica.

O dano pode variar de zero, representando o material intacto, até um, que representa a total perda de resistência do concreto naquele ponto. Essa redução da rigidez elástica é caracterizada por duas variáveis de dano, d_t e d_c , respectivamente, dano devido a tração e dano devido a compressão, que podem ser funções da deformação plástica e da temperatura.

Muitas fórmulas empíricas foram propostas para especificar a evolução do dano. Algumas delas são baseadas na simplificação de que a não linearidade antes da tensão de pico (σ_0) é somente causada pela plasticidade, enquanto o comportamento *softening* é somente induzido pelo dano. Nesta simplificação a variável d é definida como uma função linear da tensão na região com

comportamento *softening*, como apresentado na Equação (18), dada por Chi *et al.* (2017).

$$d = 1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_0} \quad (18)$$

onde,

d é o dano de compressão ou tração do concreto;

σ^* é a tensão uniaxial no ponto (MPa);

σ_0 é a tensão uniaxial máxima (MPa).

Entretanto, alguns testes experimentais atestam, que a redução de rigidez causada pelo aparecimento de microfissuras ocorre mais significativamente onde a deformação aumenta. Assim sendo, é razoável assumir que a evolução do dano possui estreita relação com a deformação, tanto com a deformação plástica, quanto com a deformação inelástica (Chi *et al.*, 2017).

Existem muitos modelos constitutivos que podem ser usados para simular o comportamento do concreto à compressão. Essas curvas podem ser encontradas em normas internacionalmente conhecidas como o Eurocode 2 (2004), FIB - CEB/FIP (2010), entre outras. Adicionalmente, muitos autores vem pesquisando as mais diversas curvas tentando encontrar uma curva ótima para cada tipo de situação. Algumas destas curvas foram utilizadas a fim de encontrar um modelo que pudesse ser calibrado de forma mais satisfatória. Alfarah *et al.* (2017), Genikomsou *et al.* (2015), Chi *et al.* (2017) e Pavlovic (2013), foram alguns dos autores pesquisados e suas curvas testadas para os problemas específicos da relação dos conectores com a laje de concreto que trata esta dissertação.

O modelo constitutivo para o concreto à compressão apresentado por Pavlovic (2013) foi o que apresentou os melhores resultados, portanto foi o modelo utilizado. Para o modelo de calibração, o coeficiente de Poisson adotado foi $\nu = 0,2$, o módulo de elasticidade $E_{cm} = 35,8$ GPa para o concreto, com resistência a compressão do cilindro $f_{cm} = 52$ MPa. Estes parâmetros variam de acordo com a resistência do concreto utilizado e são usados para definir a tensão de compressão σ_c em função da deformação uniaxial (ϵ_c), de acordo com a Equação (19), a Equação (20) e a Equação (21) (Eurocode 2, 2004).

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta \leq \varepsilon_{cu1}/\varepsilon_c \quad (19)$$

$$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1} \quad (20)$$

$$k = 1,05\varepsilon_{c1}E_{cm}/f_{cm} \quad (21)$$

onde,

σ_c é a tensão uniaxial de compressão no concreto;

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

ε_c é a deformação devido à compressão do concreto (uniaxial);

ε_{c1} é a deformação devido à compressão do concreto no pico;

ε_{cu1} é a deformação última devido à compressão;

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

A deformação última adotada para o concreto foi $\varepsilon_{cu1} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ mm/mm, e a deformação na tensão de compressão máxima foi $\varepsilon_{c1} = 2,38 \cdot 10^{-3}$ mm/mm, todas de acordo com o Eurocode 2 (2004). Para problemas com conectores de cisalhamento é comum aparecerem grandes deformações por esmagamento na parte frontal dos mesmos. Portanto, é preciso ir além da deformação última, ε_{cu1} , introduzida pelo Eurocode 2 (2004), que serve para a maioria das situações mais comuns envolvendo concreto armado. Portanto, Pavlovic (2013) expandiu a curva tensão versus deformação do Eurocode 2 (2004) para além desta deformação última, conforme ilustra a Figura 37. Uma extensão é feita, conforme mostra a Equação (22) a Equação (24), com uma parte senoidal entre os pontos D-E e uma parte linear entre os pontos E-F.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}(\mu^{\text{atD}} \cdot \alpha_{tE} \pi/2)}{\beta \cdot \text{sen}(\alpha_{tE} \pi/2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{[f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})]}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, & \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (22)$$

$$\mu = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}) / (\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}) \quad (23)$$

$$\beta = f_{cm}/f_{cu1} \quad (24)$$

onde,

ϵ_c é a deformação do concreto à compressão;

σ_c é a tensão de compressão do concreto;

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

f_{cu1} é a resistência à compressão do concreto.

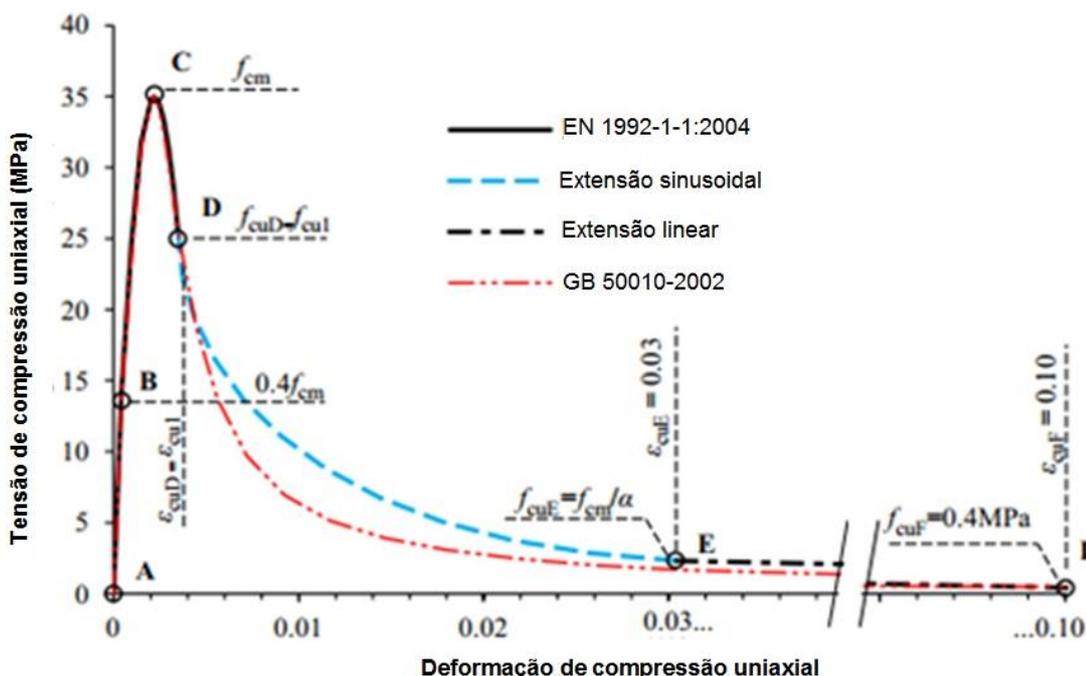


Figura 37 – Comportamento tensão *versus* deformação do concreto à compressão (adaptado de Pavlovic, 2013).

A extensão senoidal se inicia pelo ponto D, onde $\epsilon_{cuD} = \epsilon_{cu1}$ e $f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\epsilon_{cu1})$ e termina no ponto E, onde o concreto apresenta a deformação ϵ_{cuE} com a resistência do concreto reduzida para f_{cuE} pelo fator $\alpha = f_{cm} / f_{cuE}$. A última parte é linear e termina no ponto F com deformação ϵ_{cuF} e tensão residual f_{cuF} . A deformação $\epsilon_{cuF} = 0,10$ foi escolhida suficientemente grande para que não fosse alcançada durante as simulações numéricas. A resistência residual final do concreto $f_{cuF} = 0,4$ MPa, o fator de redução $\alpha = 15$, a deformação no ponto E de $\epsilon_{cuE} = 0,03$, os fatores $\alpha_{tD} = 0,5$ e $\alpha_{tE} = 0,9$ foram todos determinados por Pavlovic (2013).

De acordo com o Eurocode 2 (2004), o concreto apresenta comportamento linear até $0,4 f_{cm}$, e portanto, a partir deste ponto B começa a deformação inelástica, que é o parâmetro de deformação solicitado pelo Abaqus (2014). A curva tensão *versus* deformação do concreto à compressão descrita como GB 50010-2002 (2002), é oriunda do Código Chinês para Projetos de Estruturas de Concreto (GB 50010-2002, 2002), e é mostrada na Figura 37 para efeito de comparação. Este comportamento tensão *versus* deformação já obteve sucesso em análises de Modelos Finitos (Xu *et al.*, 2012). O dano no concreto sob compressão no Abaqus (2014) também progride de acordo com a deformação inelástica.

Para modelar o comportamento do concreto à tração, foi utilizado o Código da Federação Internacional de Concreto (FIB, 2010), conforme Figura 38. A falha do concreto à tração é sempre um fenômeno discreto. Portanto, para descrever o comportamento à tração sob a relação tensão *versus* deformação, deve ser usado para o concreto intacto, e a relação tensão *versus* abertura de fissuras deve ser usado para seções com fissura, conforme mostra a Figura 38 (FIB, 2010).

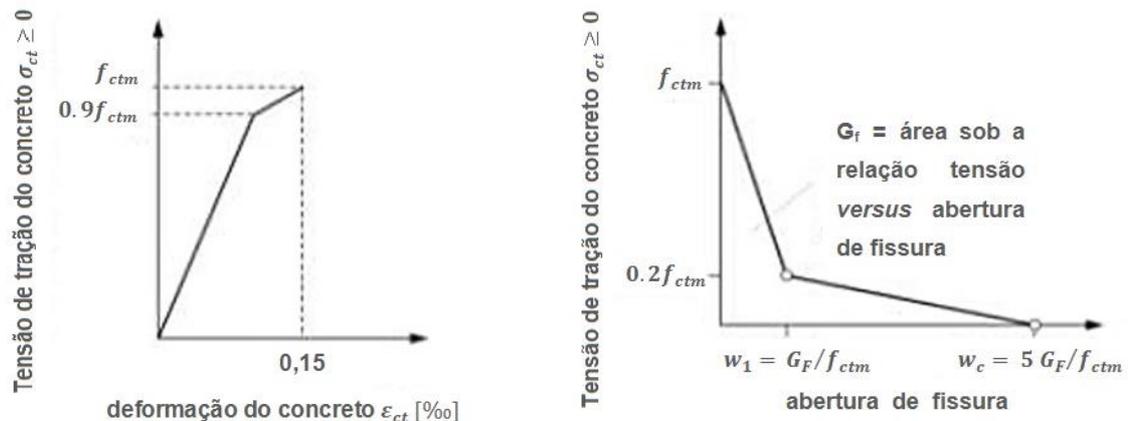


Figura 38 – Representação gráfica para a relação tensão *versus* deformação e tensão *versus* abertura de fissuras para tensões uniaxiais de tração (adaptado de FIB, 2010).

O Abaqus (2014) suporta tanto a entrada de dados de tensão *versus* deformação, como de tensão *versus* abertura de fissuras. Para a relação tensão *versus* deformação é necessária maior sensibilidade ao uso da malha, pois as deformações dependem do tamanho das mesmas. Para a relação tensão *versus* abertura de fissuras, a utilização de deslocamento, ao invés de deformação, há uma

redução na sensibilidade do uso da malha nos elementos definidos como concreto, e portanto esta foi a relação usada na modelagem.

Para a construção das curvas de pré-fissuração e pós-fissuração foram utilizadas a Equação (25) e a Equação (26), respectivamente.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right), \text{ para } w \leq w_1 \quad (25)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right), \text{ para } w_1 < w \leq w_c \quad (26)$$

onde,

w é a abertura de fissura;

w_1 é a abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0,2 f_{ctm}$, e pode ser determinada pela razão entre a energia de fratura e a resistência média à tração;

w_c é a abertura de fissura para tensão residual $\sigma_{ct} = 0$, e pode ser determinada como $5w_1$.

Ainda podem ser utilizadas a Equação (27) e a Equação (28) para o desenvolvimento das curvas, onde f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto e E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente.

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct}, \text{ para } \sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm} \quad (27)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,1 \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 \frac{f_{ctm}}{E_{ci}}} \right), \text{ para } 0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} < f_{ctm} \quad (28)$$

O dano devido à esforços de tração, apresenta o mesmo comportamento, escalando a partir da fase inelástica, similar ao anteriormente dito sobre o dano devido à compressão.

O modelo de dano para concreto com plasticidade solicita, ainda, alguns parâmetros, como: o ângulo de dilatância (ψ), a razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), excentricidade (ε), viscosidade e a

relação entre a magnitude da tensão desviadora de tração uniaxial e a de compressão uniaxial (K_c).

O ângulo de dilatância foi definido como 36° , o mesmo usado por Silva (2013) e Dutra *et al.* (2014). A razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial utilizada foi, $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$, que é o valor padrão admitido pelo Abaqus (2014). A excentricidade utilizada foi $\varepsilon = 0,1$, de acordo com o recomendado também pelo programa (Abaqus, 2014). Para a viscosidade foi admitido valor igual a zero. O parâmetro, K_c , varia de 0,5 até 1,0 pelo programa, com valor padrão de $2/3$, sendo este o escolhido para as análises.

2.3.3 Condições de contorno e carregamento

As condições de contorno são extremamente importantes e necessárias para garantir a reprodução dos ensaios experimentais em modelos numéricos. Portanto, para simular o ensaio *pushout*, foram executadas restrições em três diferentes regiões. Na base da laje, foram restringidos os deslocamentos nos três eixos, permitindo somente as rotações, conforme a Figura 39.

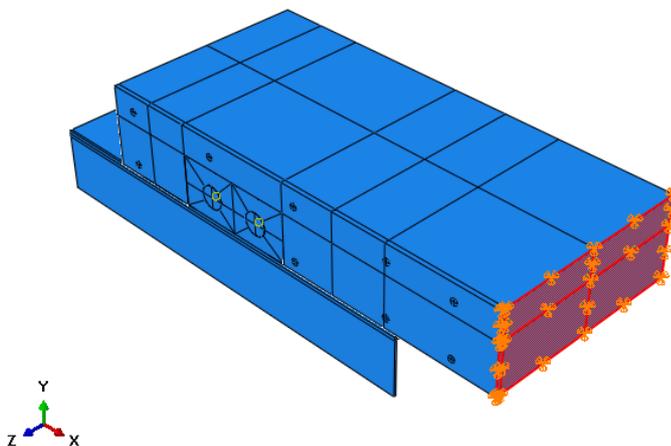


Figura 39 – Restrições de deslocamentos na base da laje.

Devido a utilização da dupla simetria de corte, serão utilizadas restrições para simular a existência dessas condições. Na base da alma do perfil de aço, foram utilizadas restrições de deslocamento no eixo y , e restrição de rotações em x e em z , conforme mostra a Figura 40 (a). No outro eixo de simetria, toda lateral da laje, do

conector e do perfil foram restringidos em deslocamentos no eixo z e em rotações em x e em y, conforme ilustra a Figura 40 (b).

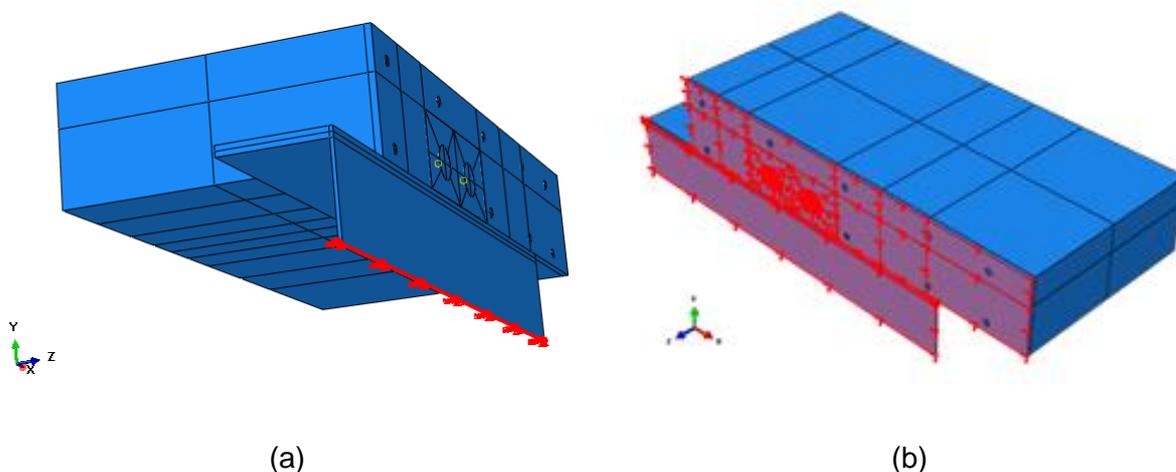


Figura 40 – Restrições devido a simetria do modelo.

Na aplicação do carregamento foi utilizado deslocamento prescrito no RP (*Reference Point*), de acordo com a Figura 41. Foi aplicado na alma do perfil metálico na direção do eixo x. A partir da força de reação do modelo ao deslocamento prescrito aplicado foi obtido o valor de carregamento.

Uma restrição dos graus de liberdade do tipo *Rigid Body* foi utilizada no local de aplicação do deslocamento prescrito (RP) para transmitir os deslocamentos e esforços na região do topo da seção do perfil metálico, conforme mostra a Figura 41. Também por meio do *Rigid Body*, é possível consultar a força de reação causada pelo deslocamento prescrito aplicado.

A aplicação de força foi preterida, pois apresenta, por vezes, dificuldades de convergência devido a oscilação de seus valores, principalmente após a carga máxima. Já o deslocamento apresenta-se sempre de modo progressivo, e no caso do ensaio *pushout* facilita a análise pelo programa de elementos finitos e aumenta as chances de convergência. O valor do deslocamento prescrito aplicado nas análises foi de 10 mm.

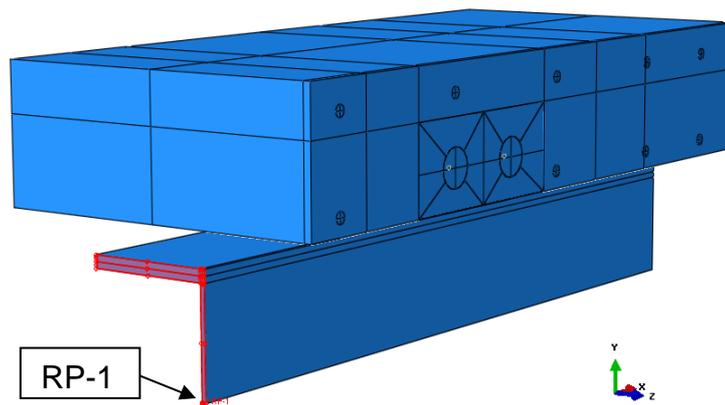


Figura 41 – Local de aplicação do deslocamento.

2.3.4 Restrições e interações de contato

Os elementos do modelo numérico precisam de parâmetros para simularem as interações reais que acontecem durante o ensaio *pushout*, tais como, contato conector com perfil, contato das armaduras transversais com a laje de concreto e a laje de concreto com os demais elementos.

No ensaio experimental, o conector de cisalhamento é soldado ao perfil metálico. E para simular esse contato, foi utilizada a restrição do tipo *Tie*. Essa restrição relaciona duas superfícies unindo-as durante toda a simulação. Graças a elevada rigidez e resistência da solda, os deslocamentos podem ser considerados os mesmos para ambas as superfícies, sendo essa, uma das características da restrição do tipo *Tie*. Uma das superfícies da restrição é designada para ser a superfície *slave* (conector), e a outra para ser a superfície *master* (perfil), conforme mostra a Figura 42.

A restrição *embedded* foi utilizada para simular que as barras de aço transversais estejam imersas dentro da laje de concreto, trabalhando de forma conjunta, garantindo a compatibilidade de deslocamentos entre os dois elementos. Para tanto, o concreto foi definido como *host*, e a armadura em aço como elemento *embedded*. A Figura 43 apresenta ambos os elementos com a restrição aplicada.

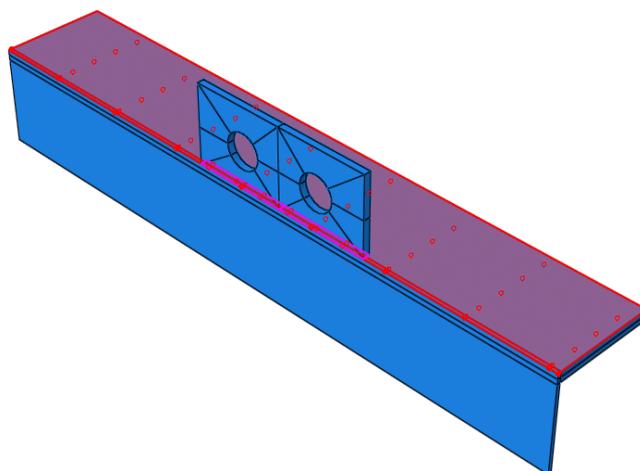


Figura 42 – Região de aplicação de restrições de contato tipo *Tie* entre conector e perfil.

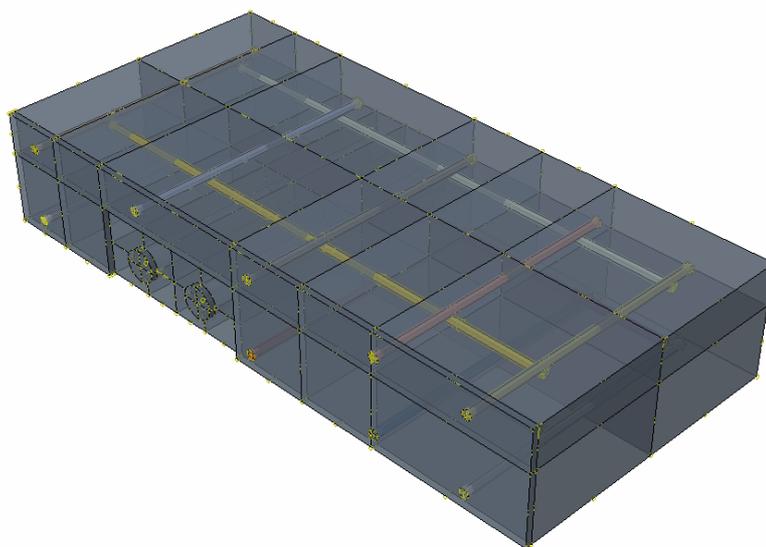


Figura 43 – Laje de concreto e sua armadura de aço com a restrição *embedded*.

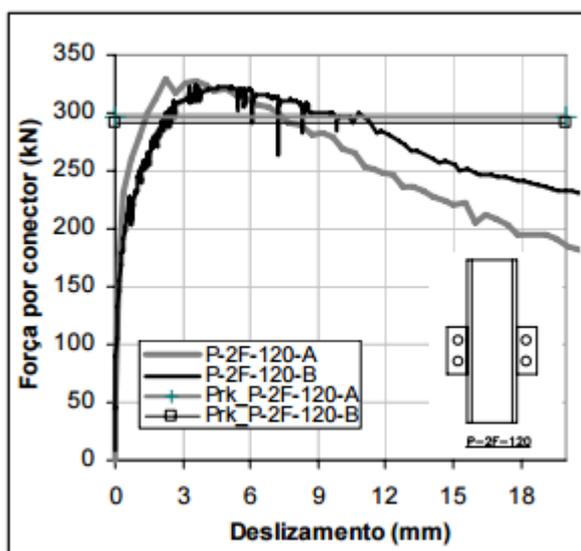
O Abaqus (2014) utiliza uma relação entre as geometrias do elemento *host* e do elemento embebido. Se um nó do elemento embebido estiver dentro do elemento *host*, os graus de liberdade translacionais no nó são eliminados e o nó se torna um “nó embebido”. Os graus de liberdade translacionais do nó embebido são restringidos para valores interpolados dos correspondentes graus de liberdade do elemento *host*. Elementos embebidos podem ter grau de liberdade rotacional, entretanto essas rotações não são restringidas (Abaqus, 2014).

Para simular o contato e a transmissão de esforços entre o conector e a laje, e também, entre laje de concreto e perfil metálico, foi utilizada a interação *General Contact*. Para comportamentos tangenciais foi utilizado coeficiente de atrito de 0,14 e utilizada a formulação de atrito “*penalty*”, conforme utilizado por Pavlovic (2013). Para comportamentos normais foi utilizada a formulação “*hard contact*”.

2.4 Calibração

Para calibração do modelo numérico, e efetiva validação dos resultados, foi escolhido o conector *Perfobond* da primeira série de ensaios de Vianna (2009), P-2F-120, conforme mencionado anteriormente.

A curva força por conector (kN) versus deslizamento (mm) do conector do ensaio é apresentada na Figura 44 (a). Além da curva extraída do ensaio experimental *pushout*, também são apresentados os valores da resistência característica (P_{rk}), que de acordo com o Eurocode 4 (2005), para quando o desvio padrão for menor que 10%, o mesmo deve ser reduzido em 10%. A Figura 44 (b) apresenta o perfil I metálico com os conectores *Perfobond* de dois furos, após o ensaio experimental *pushout*. O conector apresentou deformação menos acentuada em relação aos demais conectores ensaiados por Vianna (2009).



(a) Curva força versus deslizamento



(b) Plastificação do conector

Figura 44 – Resultados do ensaio *pushout* (Vianna, 2009).

Os resultados numéricos obtidos pelo Abaqus (2014) para o conector P-2F-120 tanto para o concreto com resistência $f_{cm} = 28$ MPa, como para o concreto com resistência $f_{cm} = 52$ MPa, são apresentados comparativamente aos resultados experimentais de Vianna (2009) e numéricos de Cruz (2011) na Tabela 4, sendo descritos o tipo de conector, a resistência do concreto, e a resistência máxima por conector do ensaio experimental de Vianna (2009), do modelo numérico realizado no Ansys (Cruz, 2011), e do modelo executado no Abaqus (2014).

Tabela 4 – Cargas máximas obtidas para P-2F-120.

f_{cm} (MPa)	Tipo	P_{exp} (kN)	Cruz (2011) P_{num_ansys} (kN)	P_{num_abaqus} (kN)	$\frac{P_{exp}}{P_{num_abaqus}}$
28	P-2F-120	324,10	341,44	325,65	0,99
52	P-2F-120	344,85	-	433,79	0,79

Para o concreto de resistência de $f_{cm} = 28$ MPa, o conector apresentou resistência de 325,65 kN, aproximadamente igual ao modelo experimental e 4,86% menor que o numérico obtida por Cruz (2011). A Figura 45 apresenta e compara as curvas de força resistida por conector com o deslizamento. O modelo numérico, representado pela curva azul, conseguiu atingir de forma satisfatória a resistência do conector e foi capaz de reproduzir a fase elástica com relevante aproximação.

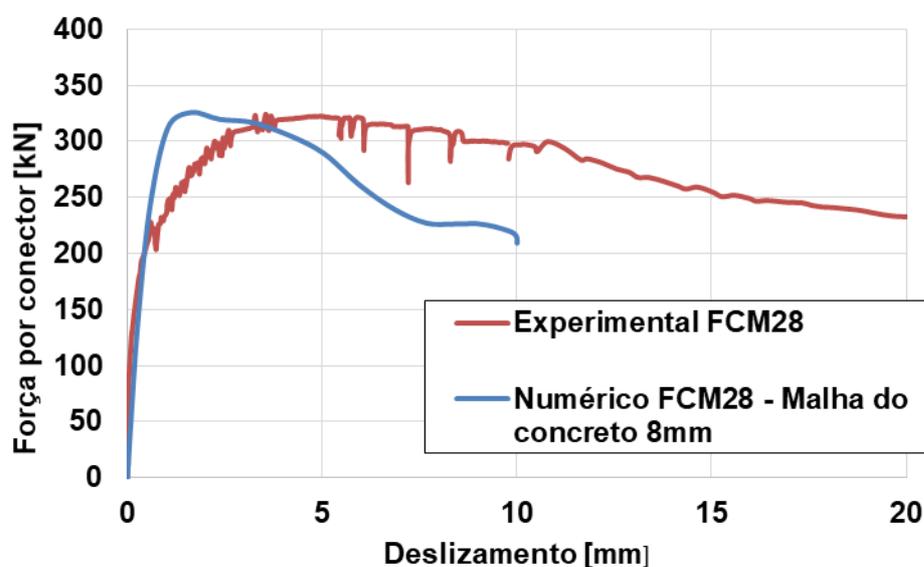


Figura 45 – Curvas força por conector versus deslizamento - P-2F-120 (28 MPa).

Para um melhor entendimento da influência da malha do concreto nos resultados do modelo ensaiado, foram realizadas duas análises numéricas, utilizando a malha do concreto de 8 mm e 10 mm, com os resultados apresentados na Figura 46. A malha de 8 mm apresentou carga máxima de 325,60 kN, enquanto a malha de 10 mm apresentou 332,06 kN. Portanto, a malha do concreto de 8 mm apresentou os melhores resultados em termos de carga máxima, com 0,46% de diferença para a carga máxima obtida nos resultados experimentais, que foi de 324,10 kN.

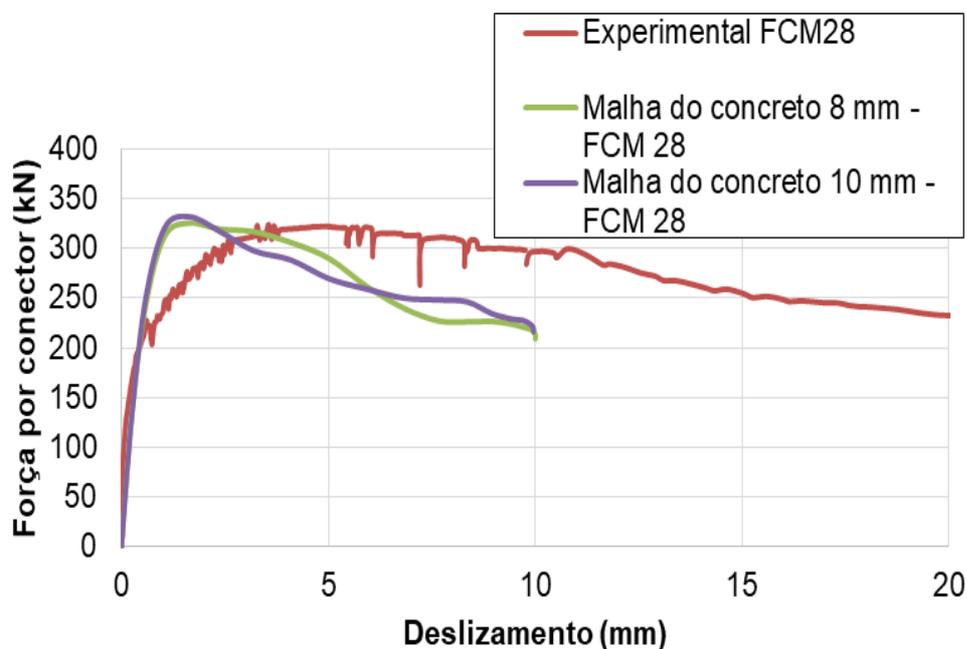


Figura 46 – Curvas com malha do concreto de 8 e 10 mm - P-2F-120 (28 MPa).

Para o concreto de resistência de $f_{cm} = 52$ MPa, a força resistiva apresentada pelo conector foi de 433,79 kN, enquanto o modelo experimental apresentou como resistência 344,85 kN, uma diferença de aproximadamente 21%. A Figura 47 apresenta e compara as curvas de força resistida por conector com o deslizamento. O modelo numérico conseguiu reproduzir a fase elástica de forma bastante satisfatória, e além disso, apresentou uma queda pós pico similar ao ensaio experimental.

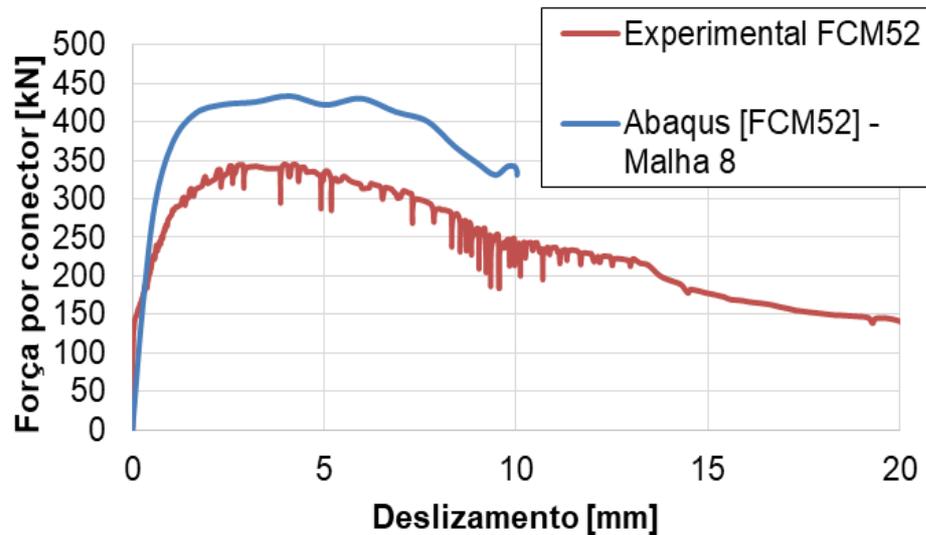
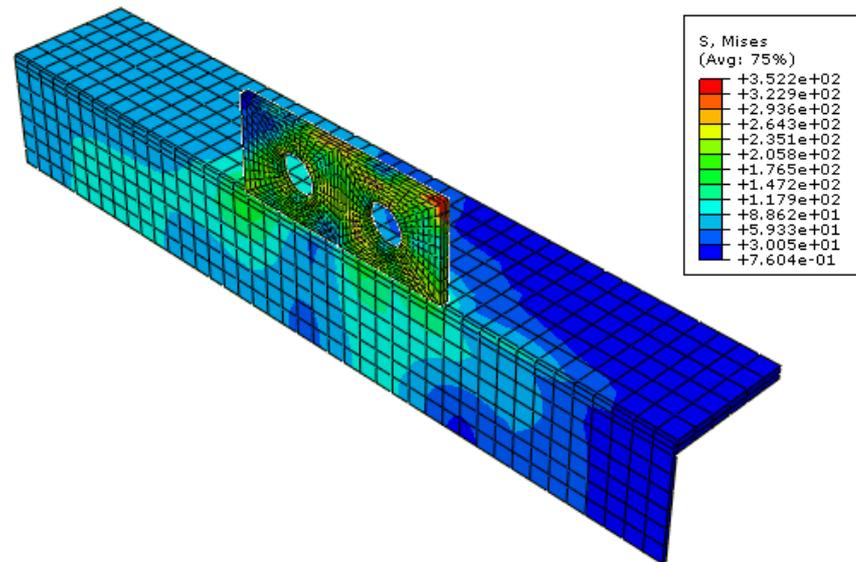


Figura 47– Curvas força por conector (kN) versus deslizamento (mm) – P-2F-120 (52 MPa).

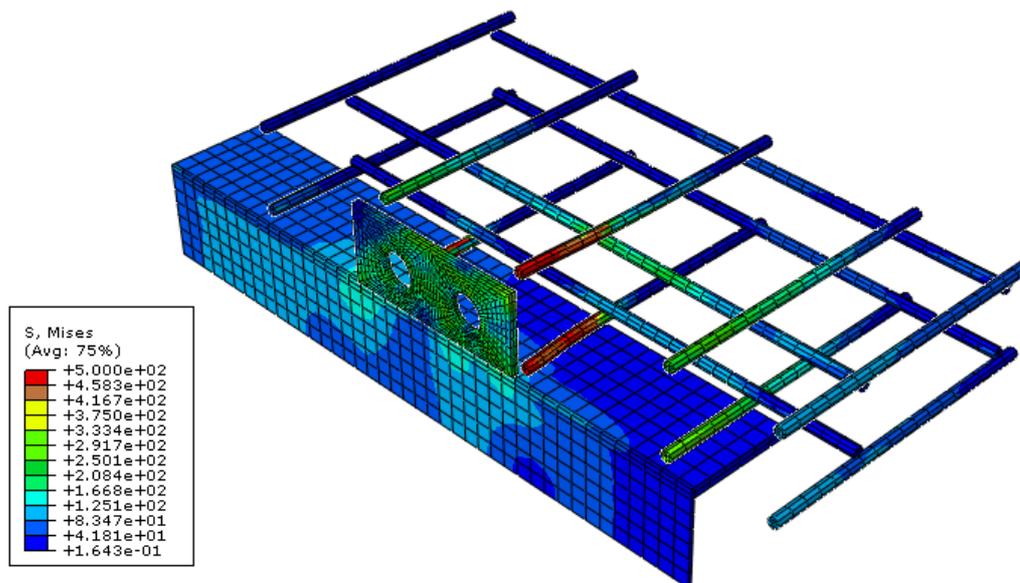
O conector *Perfobond* não apresentou, no modelo numérico com f_{cm} igual a 28 MPa (Figura 46), um comportamento dúctil, apresentando pouca deformação. A Figura 48 (a), mostra o conector e o perfil sob a distribuição de tensões de von Mises, no modelo deformado. A distribuição de tensões para as armaduras também são apresentadas na Figura 48 (b), apresentando plastificação na região frontal do conector, onde há maior concentração de tensões.

A Figura 49 mostra a concentração de elementos que mais apresentam dano devido à compressão, resultando no esmagamento do concreto.

A Figura 50 apresenta todo o modelo numérico, com sua estrutura deformada, no ponto onde o deslocamento aplicado atingiu 10 mm. A laje de concreto apresenta grande deformação no seu topo, na região de transmissão e concentração de tensões entre o conector e a laje, resultando no movimento de *uplift*, característico da laje de concreto em vigas mistas com conectores de cisalhamento.



(a) Conjunto conector-perfil



(b) Conjunto conector-perfil e armaduras transversais

Figura 48 – Distribuição das tensões de von Mises – desl = 10 mm – P-2F-120 (28 MPa).

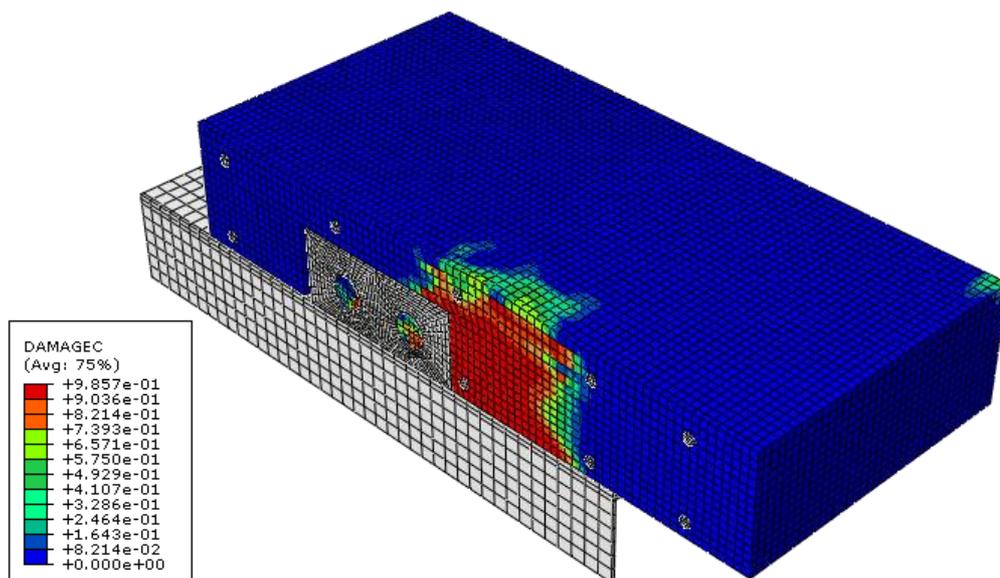


Figura 49 – Distribuição do dano à compressão – P-2F-120 (28 MPa).

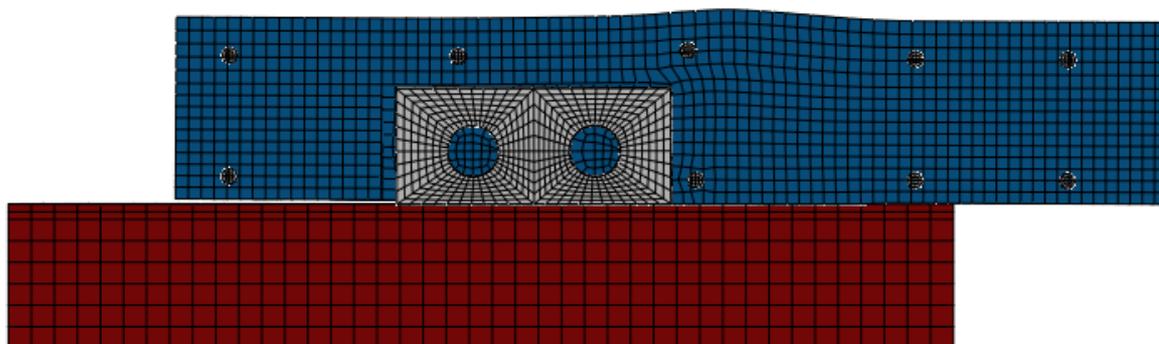


Figura 50 – Modelo completo apresentando sua estrutura deformada – $desl = 10 \text{ mm}$ – P-2F-120 (28 MPa).

Para ampliar a calibração e entender o comportamento de outras configurações de conectores *Perfobond*, novos modelos com diferentes geometrias foram comparados com os resultados experimentais. A Tabela 5 apresenta os resultados, tanto para os modelos numéricos, como para os experimentais.

Tabela 5 – Comparação de resultados numérico versus experimental.

Modelo	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	Abaqus P_{num_abaqus} (kN)	Experimental P_{num_exp} (kN)	$\frac{P_{num_exp}}{P_{num_abaqus}}$
PSF-120	45	53	370,48	319,28	0,86
P2F-120	20	28	328,79	324,10	0,99
P2F-120	45	53	433,79	344,85	0,79
P2F-120-AR	45	53	459,26	443,03	0,96
P2F-200	20	28	535,99	450,20	0,84
P2F-200	45	53	604,35	503,43	0,83
P4F-200	20	28	530,58	435,70	0,82
P4F-200	45	53	593,14	458,93	0,77
Média					0,87
Desvio padrão					0,10

O conector *Perfobond* sem furo, PSF-120, apresentou diferença de resistência de aproximadamente 14%, sendo o modelo numérico mais rígido que o modelo experimental. A Figura 51 apresenta a deformada de todo o modelo e a Figura 52 apresenta a concentração de dano à compressão.

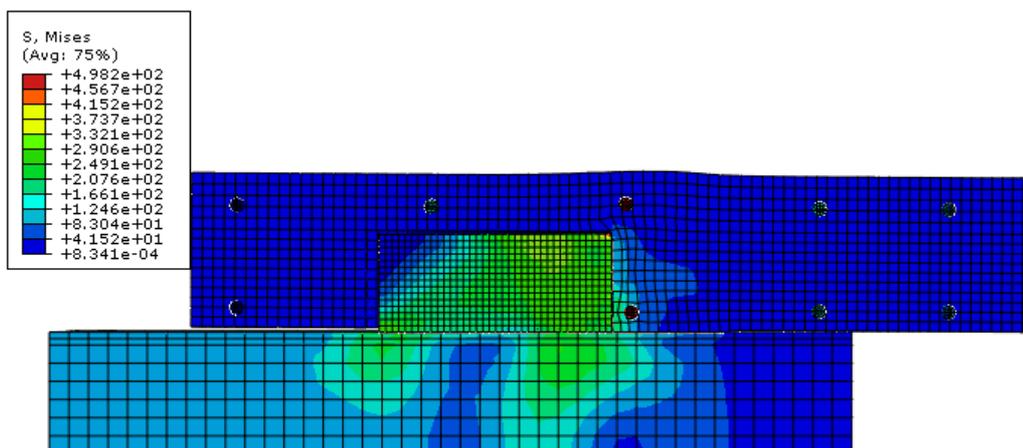


Figura 51 – Modelo deformado sob distribuição de tensões de von Mises – PSF-120 (53 MPa).

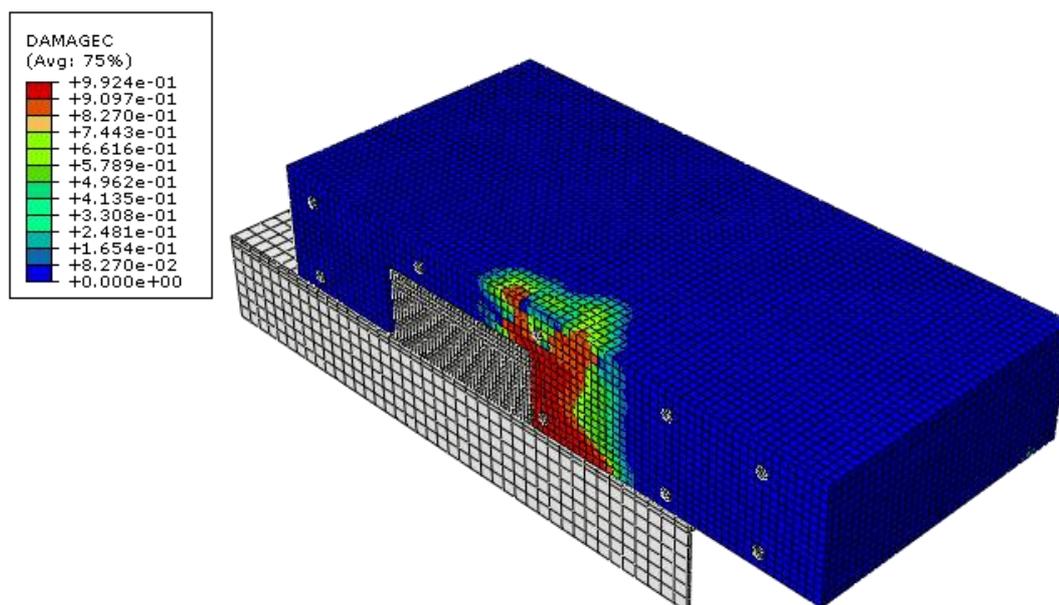


Figura 52 – Distribuição do dano à compressão – PSF-120 (53 MPa).

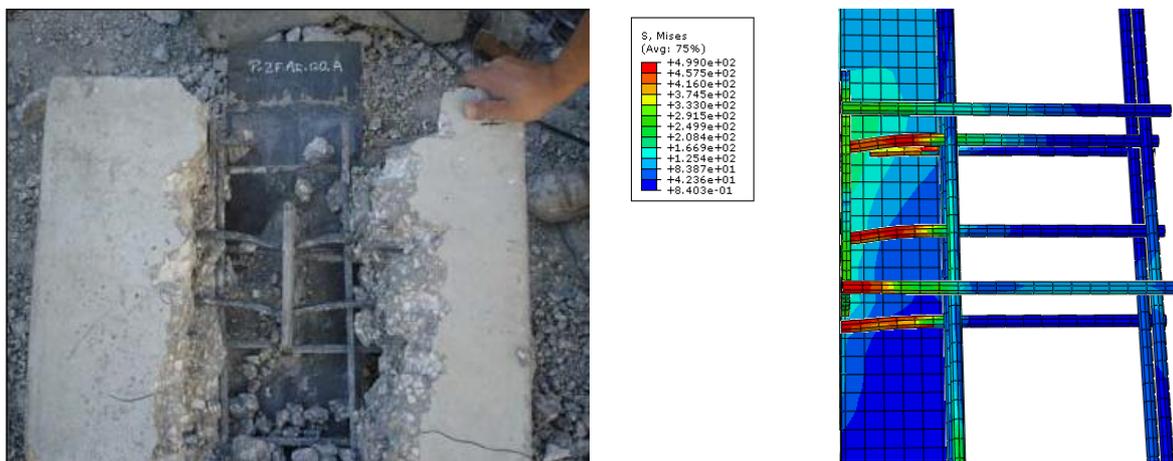
O conector *Perfobond* com a presença de armadura passante nos furos, P2F-120-AR, apresentou uma excelente convergência em termos de resistência da ligação, tendo uma diferença em torno de 4%. A Figura 53 (a) mostra a deformação das armaduras da laje no ensaio experimental e a Figura 53 (b) e Figura 53 (c) apresentam a deformada do modelo numérico.

O conector *Perfobond* em laje com espessura de 200 mm, P2F-200, apresentou diferença da resistência da ligação entre o experimental e o numérico, de aproximadamente, 16%. A Figura 54 (a) apresenta a plastificação do conector no ensaio experimental e a Figura 54 (b) apresenta a plastificação no modelo numérico até o deslocamento de 10 mm. A Figura 54 (c) mostra a distribuição de tensões de von Mises em todo o modelo deformado e a Figura 54 (d) mostra a concentração de tensões de compressão (esmagamento) na laje de concreto, podendo ser observado pouco efeito no topo da laje.

Para o conector *Perfobond* com quatro furos e espessura da laje de 200 mm, P4F-200, a diferença de resistência obtida entre o experimental e o numérico foi, de aproximadamente, 18% para concreto de 28 MPa e 23% para concreto de 53 MPa.

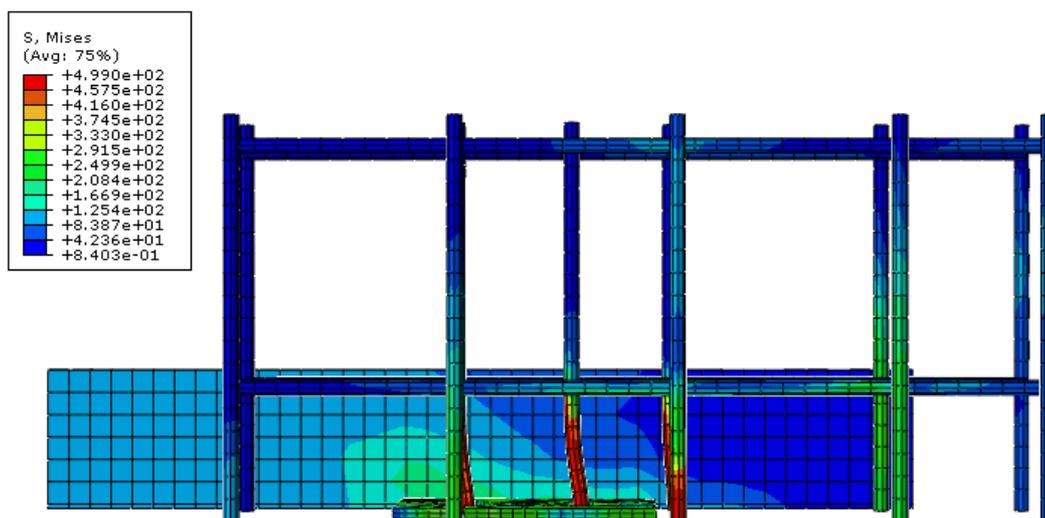
A Figura 55 (a) apresenta a plastificação do conector com quatro furos no ensaio experimental e a Figura 55 (b) apresenta a plastificação deste mesmo conector, no modelo numérico até o deslocamento de 10 mm. A Figura 55 (c) mostra

a distribuição de tensões de von Mises em todo o modelo deformado e a Figura 55 (d) mostra a concentração de tensões de compressão (esmagamento) na laje de concreto, onde pode-se observar pouco efeito no topo da laje.



(a) Plastificação da armadura - Experimental

(b) Plastificação da armadura - Abaqus

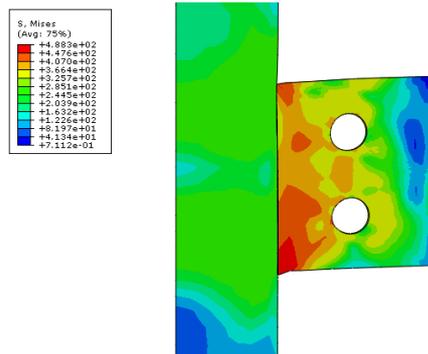


(c) Plastificação da armadura – visão superior - Abaqus

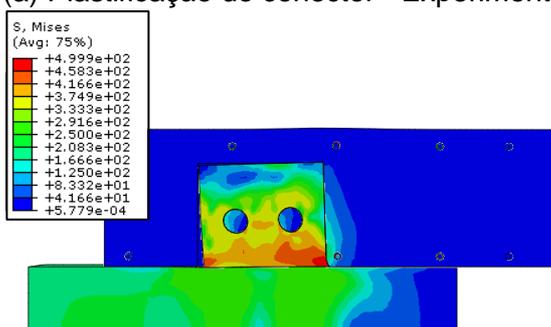
Figura 53 – Deformação das armaduras da laje presentes nos furos do conector – P2F-120-AR (53 MPa).



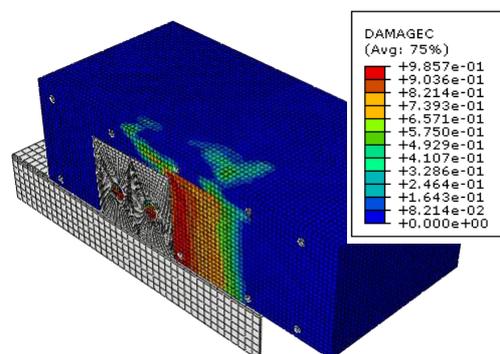
(a) Plastificação do conector - Experimental



(b) Plastificação do conector - Abaqus



(c) Distribuição de tensões von Mises para o modelo deformado.



(d) Distribuição do dano à compressão

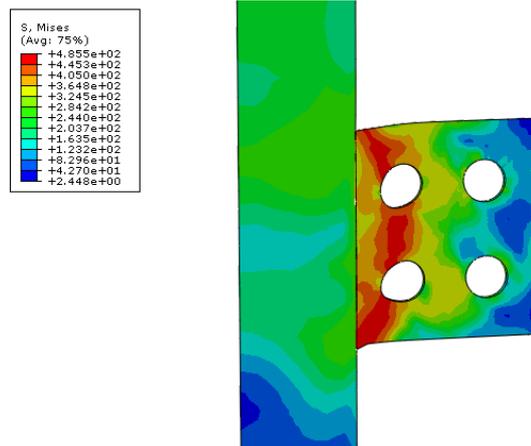
Figura 54 – Resultados em termos de plastificação e distribuição de tensões – P2F-200 (28 MPa).

O modelo conseguiu apresentar a plastificação dos conectores mesmo para deslocamentos até 10 mm, enquanto que nos ensaios experimentais, por vezes, o deslizamento foi maior que 20 mm. Para concentrações de tensões de esmagamento, o modelo apresentou consistência em sua reprodução, apresentando coerência em sua distribuição.

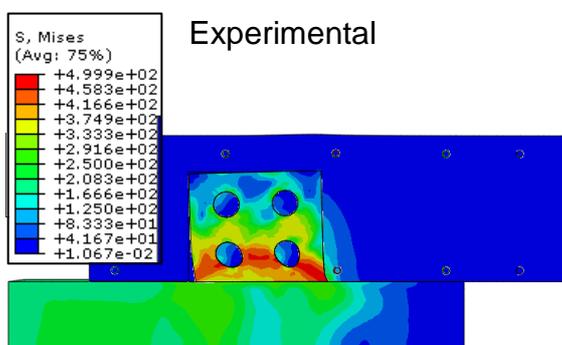
Os conectores apresentaram menor ductilidade nos modelos numéricos em relação aos ensaios experimentais. Os efeitos de fissuração, principalmente, no topo e fundo da laje de concreto, não apresentaram resultados tão consistentes, mesmo com as resistências obtidas mostrando um comportamento satisfatório.



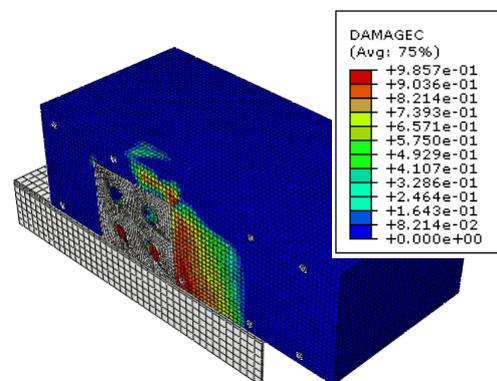
(a) Plastificação do conector -



(b) Plastificação do conector - Abaqus



(c) Distribuição de tensões von Mises para o modelo deformado.



(d) Distribuição do dano à compressão no concreto

Figura 55 – Resultados em termos de plastificação e distribuição de tensões – P4F-200 (28 MPa).

3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Após a validação do modelo numérico, é possível realizar um estudo paramétrico com o objetivo de analisar as influências de cada fator na resistência do conector de cisalhamento. Os modelos numéricos possuem vantagem sobre os ensaios experimentais nesse quesito, pois as características dos materiais permanecem inalteradas e constantes, o que padroniza as análises, garantindo confiabilidade na comparação dos resultados sem gerar muitos custos adicionais.

Para uma análise paramétrica o fator tempo sempre deve ser considerado na programação das análises. A Tabela 6 mostra uma estimativa do tempo gasto na realização dos modelos, considerando apenas aqueles que convergiram, incluindo a análise de dados. Para os quarenta e sete modelos numéricos produzidos, o tempo gasto foi de noventa dias, aproximadamente.

Tabela 6 – Tempo estimado de produção da análise paramétrica

Nº de modelos produzidos	Tempo médio para cada modelo	Tempo total estimado (horas)	Tempo estimado (dias)
47	90h	4230h	180

Como mencionado anteriormente, muitos fatores influenciam a resistência dos conectores de cisalhamento, tais como: material do conector, resistência do concreto, dimensões da laje de concreto, geometria do perfil, geometria do conector e presença, ou não, de armaduras da laje nos furos do conector. Com isso, foram desenvolvidos conjunto de análises para o estudo de alguns desses fatores de influência. A Tabela 7 apresenta os modelos estudados considerando a variação de f_{cm} , referentes ao Grupo 1. Em relação a nomenclatura utilizada pelos modelos experimentais, ao final dessa, foi incluída a informação do valor do f_{cm} , após a espessura da laje. Desta forma, para um f_{ck} de 20 MPa têm-se um valor de f_{cm} de 28 MPa, incluído no nome do modelo, assim como 38 MPa e 53 MPa para os valores de f_{ck} de 30 MPa e 45 MPa, respectivamente.

A Tabela 8 apresenta o Grupo 2, referente a variação da espessura do conector. Observa-se que antes da definição do f_{cm} , conforme apresentado na Tabela 7, é também incluída a espessura do conector, por meio da letra "E" mais a

espessura referente ao modelo, conforme pode ser observado no exemplo P2F-120-E8-28, onde P2F corresponde a *Perfobond* com dois furos, 120, a espessura da laje de concreto, E8, a espessura do conector e 28 o f_{cm} do concreto.

O Grupo 3, referente a variação da altura da laje, está definido na Tabela 9. A Tabela 10 mostra a variação da tensão de escoamento do conector, referente ao Grupo 4. Para esse grupo, a definição da tensão estudada é incluído no nome do modelo após a letra "S", ficando a nomenclatura como o exemplo P2F-120-S275-53, onde P2F corresponde a *Perfobond* com dois furos, 120, a espessura da laje de concreto, S275, a tensão de escoamento do conector e 53 o f_{cm} do concreto.

A Tabela 11 apresenta a variação do diâmetro dos furos, sendo incluído no nome do modelo o valor desse diâmetro precedido da letra "D". O exemplo a seguir indica essa nomenclatura: P2F-120-D45-53, onde P2F corresponde a *Perfobond* com dois furos, 120, a espessura da laje de concreto, D45, o diâmetro do furo do conector e 53 o f_{cm} do concreto.

Tabela 7 – Grupo 1: Variação de f_{cm} .

Modelo	Altura da Laje (mm)	Altura do conector (mm)	Espessura (mm)	Diâmetro do furo (mm)	f_y do conector (MPa)	Presença de armadura passante (d = 10mm)
PSF-120-28	120	76,2	13	35	355	Não
PSF-120-38	120	76,2	13	35	355	Não
PSF-120-53	120	76,2	13	35	355	Não
P2F-120-28	120	76,2	13	35	355	Não
P2F-120-38	120	76,2	13	35	355	Não
P2F-120-53	120	76,2	13	35	355	Não
P2F-120-AR-28	120	76,2	13	35	355	Sim
P2F-120-AR-38	120	76,2	13	35	355	Sim
P2F-120-AR-53	120	76,2	13	35	355	Sim
P2F-200-28	200	150	13	35	355	Não
P2F-200-38	200	150	13	35	355	Não
P2F-200-53	200	150	13	35	355	Não
P4F-200-28	200	150	13	35	355	Não
P4F-200-38	200	150	13	35	355	Não
P4F-200-53	200	150	13	35	355	Não

Tabela 8 – Grupo 2: Variação de espessura do conector.

Modelo	Altura da Laje (mm)	Altura do conector (mm)	Espessura (mm)	ϕ_{furo} (mm)	f_y do conector (MPa)	Presença de armadura passante (d = 10mm)
P2F-120-E8-28	120	76,2	8	35	355	Não
P2F-120-E8-53	120	76,2	8	35	355	Não
P2F-120-E20-28	120	76,2	20	35	355	Não
P2F-120-E20-53	120	76,2	20	35	355	Não
P2F-120-E8-AR-28	120	76,2	8	35	355	Sim
P2F-120-E8-AR-53	120	76,2	8	35	355	Sim
P2F-120-E20-AR-28	120	76,2	20	35	355	Sim
P2F-120-E20-AR-53	120	76,2	20	35	355	Sim

Tabela 9 – Grupo 3: Variação da altura da laje.

Modelo	Altura da Laje (mm)	Altura do conector (mm)	Espessura (mm)	Diâmetro do furo (mm)	f_y do conector (MPa)	Presença de armadura passante (d = 10mm)
P2F-160-28	160	76,2	13	35	355	Não
P2F-160-53	160	76,2	13	35	355	Não
P2F-200-28	200	76,2	13	35	355	Não
P2F-200-53	200	76,2	13	35	355	Não
P2F-160-AR-28	160	76,2	13	35	355	Sim
P2F-160-AR-53	160	76,2	13	35	355	Sim
P2F-200-AR-28	200	76,2	13	35	355	Sim
P2F-200-AR-53	200	76,2	13	35	355	Sim

Tabela 10 – Grupo 4: Variação da tensão de escoamento do conector.

Modelo	Altura da Laje (mm)	Altura do conector (mm)	Espessura (mm)	Diâmetro do furo (mm)	f_y do conector (MPa)	Presença de armadura passante (d = 10mm)
P2F-120-S235-28	120	76,2	13	35	235	Não
P2F-120-S235-53	120	76,2	13	35	235	Não
P2F-120-S275-28	120	76,2	13	35	275	Não
P2F-120-S275-53	120	76,2	13	35	275	Não
P2F-120-S235-AR-28	120	76,2	13	35	235	Sim
P2F-120-S235-AR-53	120	76,2	13	35	235	Sim
P2F-120-S275-AR-28	120	76,2	13	35	275	Sim
P2F-120-S275-AR-53	120	76,2	13	35	275	Sim

Tabela 11 – Grupo 5: Variação do diâmetro dos furos.

Modelo	Altura da Laje (mm)	Altura do conector (mm)	Espessura (mm)	Diâmetro do furo (mm)	fy do conector (MPa)	Presença de armadura passante (d = 10mm)
P2F-120-D25-28	120	76,2	13	25	355	Não
P2F-120-D25-53	120	76,2	13	25	355	Não
P2F-120-D45-28	120	76,2	13	45	355	Não
P2F-120-D45-53	120	76,2	13	45	355	Não
P2F-120-D25-AR-28	120	76,2	13	25	355	Sim
P2F-120-D25-AR-53	120	76,2	13	25	355	Sim
P2F-120-D45-AR-28	120	76,2	13	45	355	Sim
P2F-120-D45-AR-53	120	76,2	13	45	355	Sim

3.1 Análise dos resultados do Grupo 1

Para compreender a influência da resistência à compressão da laje de concreto sobre a resistência final do conector *Perfobond*, foram produzidos quinze modelos numéricos variando o f_{ck} do concreto. As resistências utilizadas foram de 20 MPa, 30 MPa e 45 MPa, que correspondem a um f_{cm} de 28 MPa, 38 MPa e 53 MPa, respectivamente.

Oguejiofor & Hosain (1994), por meio de seus estudos, mostraram a evidente influência da resistência à compressão do concreto da laje para a resistência da ligação, fato também observado nos modelos numéricos aqui estudados. A Tabela 12 e a Tabela 13 apresentam os modelos produzidos e a comparação dos valores obtidos no modelo numérico e pelas formulações de Al-Darzi (2007) e Vianna (2009). Observa-se que os valores numéricos tiveram valores mais próximos a formulação de Al-Darzi (2007).

O gráfico força por conector *versus* resistência do concreto, da Figura 56, apresenta a comparação entre os resultados obtidos para os modelos separados pela altura da laje de concreto. Observa-se que a resistência da ligação aumenta, conforme o acréscimo de resistência do concreto da laje, para todos os casos, sendo observado um ganho de força por conector de 38%, 32% e 27%, para os conectores sem furo, com dois furos, e com dois furos e armadura passante, respectivamente, comparando os resultados entre a menor e a maior resistência do concreto. Verifica-

se ainda que a inclusão da barra de aço passante levou a um acréscimo de resistência na ordem de 10%, comparado ao mesmo conector sem a barra.

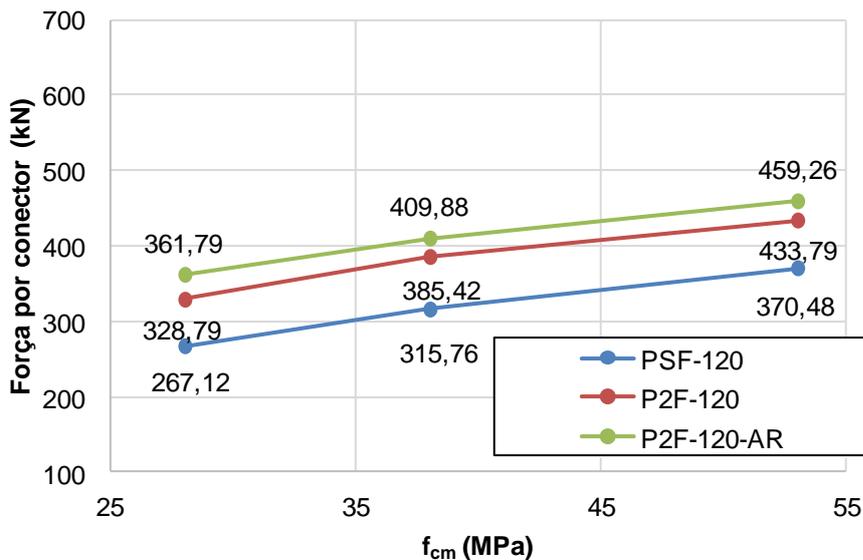
Tabela 12 – Resultados do Grupo 1 – Altura da laje de 120 mm.

Modelo	$P_{\text{num_abaqus}}$ (kN)	$P_{\text{Al-Darzi}}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Al-Darzi}}}$	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Vianna}}}$
PSF-120-28	267,12	276,44	241,94	0,97	1,10
PSF-120-38	315,76	283,82	228,14	1,11	1,38
PSF-120-53	370,48	295,30	256,37	1,25	1,45
P2F-120-28	328,79	302,01	233,18	1,09	1,41
P2F-120-38	385,42	313,98	228,13	1,23	1,69
P2F-120-53	433,79	330,56	256,36	1,31	1,69
P2F-120-AR-28	361,79	302,18	233,18	1,20	1,55
P2F-120-AR-38	409,88	313,75	269,73	1,31	1,52
P2F-120-AR-53	459,26	330,71	297,97	1,39	1,54
Média				1,21	1,48
Desvio padrão				0,13	0,18

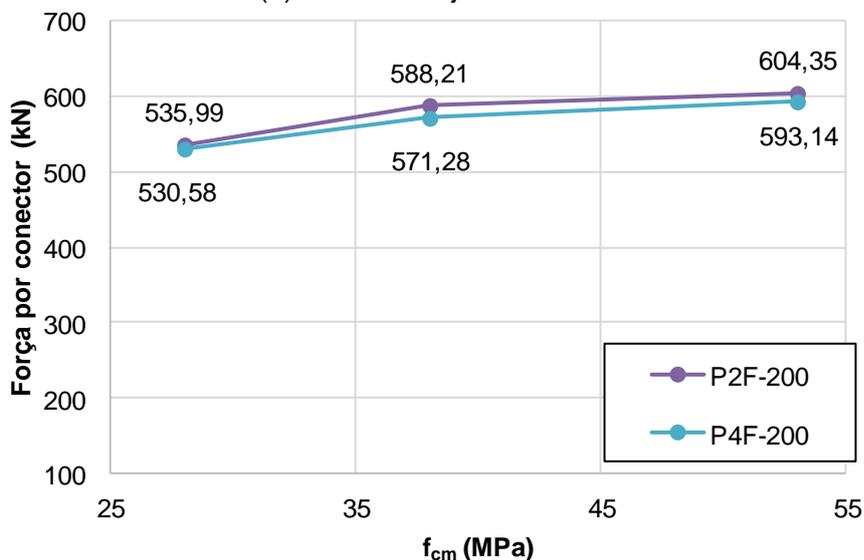
Considerando a altura da laje de 200 mm, apresentado na Figura 56 (b), percebe-se um pequeno acréscimo de resistência quando comparados os conectores com 2 e 4 furos. A tendência de acréscimo de força por conector com o aumento da resistência do concreto também é observado, com valores superiores em 13%, para ambos os casos, quando comparados a menor e a maior resistência do concreto.

Tabela 13 – Resultados do Grupo 1 – Altura da laje de 200 mm.

Modelo	$P_{\text{num_abaqus}}$ (kN)	$P_{\text{Al-Darzi}}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Al-Darzi}}}$	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Vianna}}}$
P2F-200-28	535,99	322,48	319,41	1,66	1,68
P2F-200-38	588,21	341,76	297,40	1,72	1,98
P2F-200-53	604,35	404,73	352,96	1,49	1,71
P4F-200-28	530,58	348,40	310,66	1,52	1,71
P4F-200-38	571,28	371,59	297,39	1,54	1,92
P4F-200-53	593,14	404,89	352,96	1,46	1,68
Média				1,57	1,78
Desvio padrão				0,10	0,13



(a) Altura da laje de 120 mm



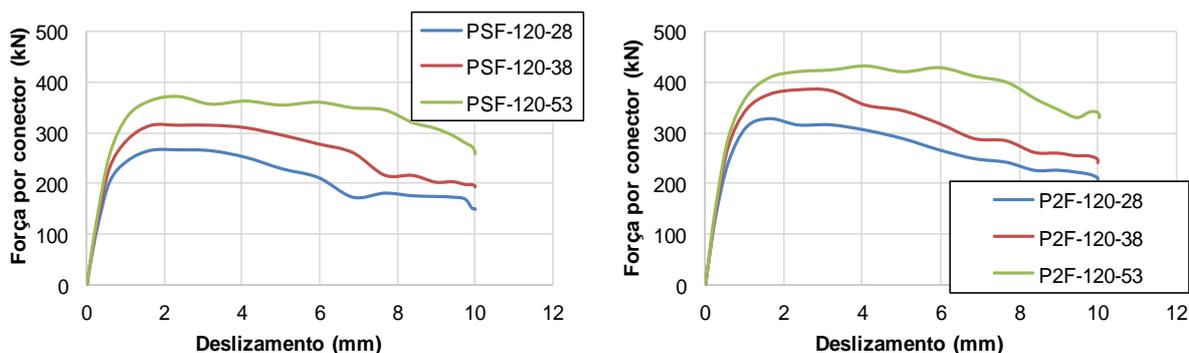
(b) Altura da laje de 200 mm

Figura 56 – Gráfico força por conector versus resistência do concreto – Grupo 1.

A Figura 57 apresenta as curvas força por conector *versus* deslizamento, para as três classes de concreto estudadas. A letra (a) traz os resultados para os conectores sem furos, onde observa-se que existe um aumento de ductilidade conforme o aumento da resistência do concreto. Para os conectores com dois furos sem e com armadura passante, representados nas letras (b) e (c), respectivamente, pode ser verificado que houve um aumento de ductilidade da ligação para o modelo com f_{cm} de 53 MPa.

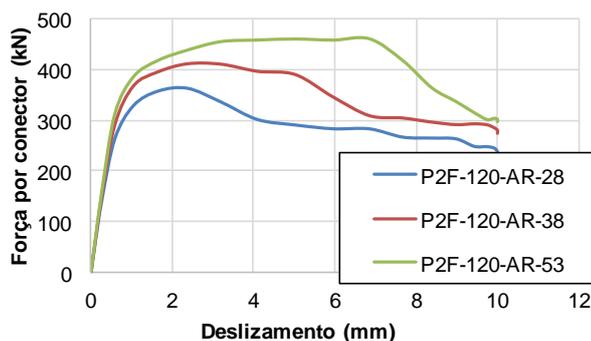
A Figura 58 (a) traz os resultados para conectores com dois furos e altura da laje de 200 mm. Observa-se que o comportamento dúctil dos modelos é bastante

similar, com diferença de resistência da ligação entre o concreto com f_{cm} 38 MPa e 53 MPa de aproximadamente 3%. A letra (b) apresenta os resultados para conectores com quatro furos, sendo possível verificar que as diferenças entre os três modelos é tão pequena quanto da letra (a), sendo de aproximadamente 4%.



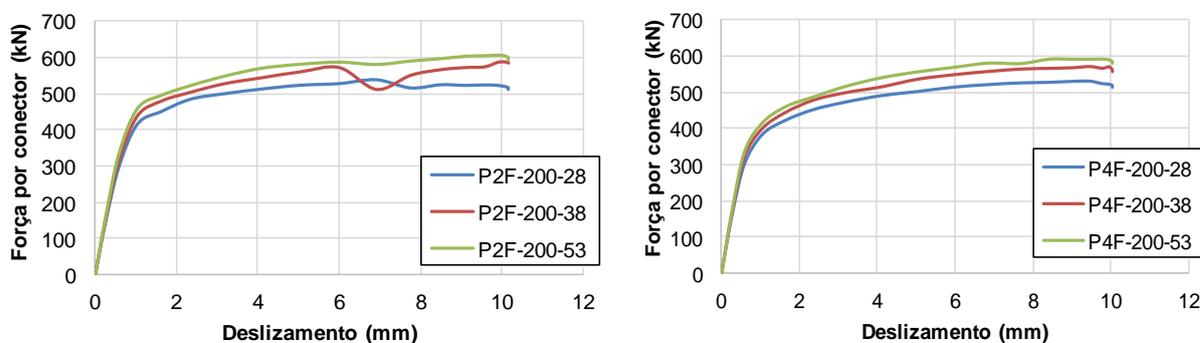
(a) Conectores sem furo

(b) Conectores com dois furos



(c) Conectores com dois furos e armadura passante

Figura 57 – Gráfico força por conector versus deslocamento – Grupo 1 – Altura da laje de 120 mm.



(a) Conectores com dois furos

(b) Conectores com quatro furos

Figura 58 – Gráfico força por conector versus deslocamento – Grupo 1 – Altura da laje de 200 mm.

Entre os conectores de 150 mm de altura com laje de 200 mm de altura, foram utilizadas configurações com dois e quatro furos. A Figura 59 apresenta a comparação entre os dois modelos para o f_{cm} de 28 MPa. A diferença de resistência alcançada é muito pequena, sendo o conector com quatro furos menos resistente que o conector com dois furos. Para o f_{cm} de 28 MPa, o conector com dois furos apresentou resistência 1% maior que a do conector de quatro furos. Portanto, a presença de dois ou quatro furos para conectores desta composição, não influencia na resistência da conexão.

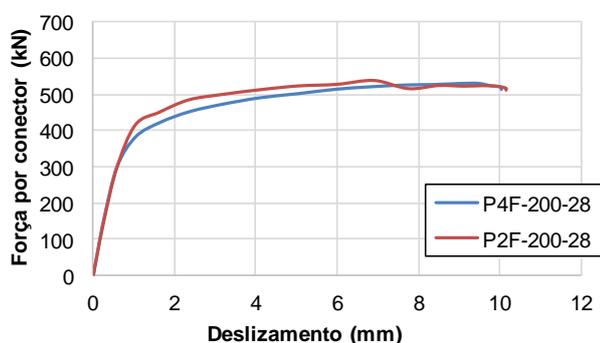


Figura 59 – Gráfico força por conector versus deslizamento para conectores com dois e quatro furos.

3.2 Análise dos resultados do Grupo 2

Muitos autores já estudaram a influência da espessura do conector na resistência da ligação. Ushijima *et al.* (2001) avaliaram essa questão por meio da variação da espessura entre 8 e 22 mm, sem armadura passando nos furos. Em chapas pouco espessas como as de 8 mm, a área de compressão é muito pequena, havendo uma concentração de tensões na região, gerando um efeito de “rasgo”, com o aparecimento de tensões transversais de tração. Para chapas mais espessas, como as de 22 mm, há o esmagamento do concreto na região solicitada, permitindo uma melhor distribuição no concreto confinado. A Figura 60 apresenta os tipos diferentes de ruptura do concreto baseando-se na espessura da chapa do conector.

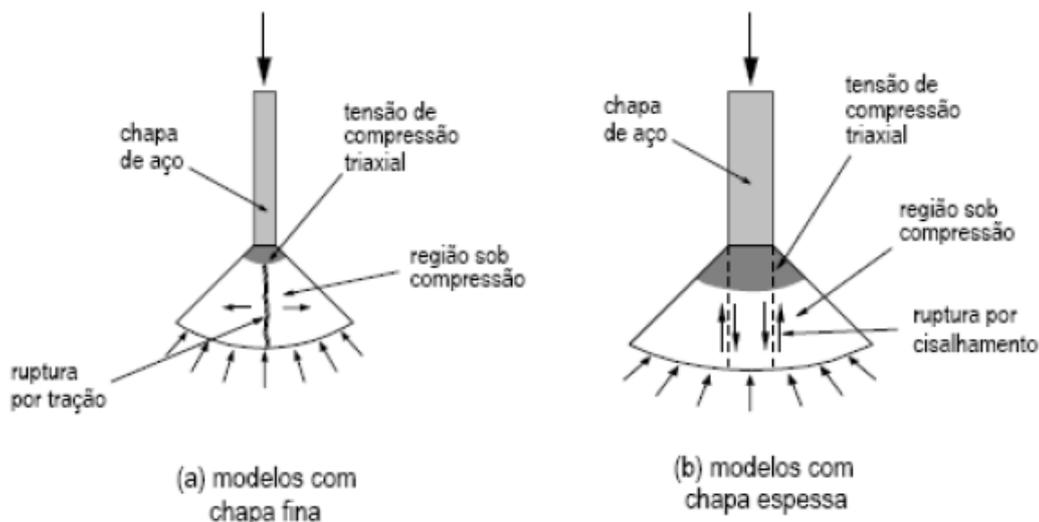


Figura 60 – Variantes de ruptura do concreto para diferentes espessuras de conector (Veríssimo, 2007).

Para o estudo numérico, foram utilizadas espessuras de 8 e 20 mm, além da espessura de 13 mm presente nos conectores dos ensaios. Também foram modelados conectores nessas espessuras com armadura passante, e foram utilizadas dois f_{cm} , de 28 e 53 MPa. A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos para o Grupo 2, comparando os valores numéricos com os analíticos. Observa-se que para o Grupo 2, a formulação que apresentou maior proximidade com os valores numéricos obtidos permaneceu sendo a de Al-Darzi (2007).

Para comparar os resultados obtidos é apresentado o gráfico força por conector *versus* espessura do conector, na Figura 61, sendo também incluídos os valores obtidos para a espessura de 13 mm oriundo das análises considerando o modelo experimental. Observa-se que para todos os casos, houve uma tendência de aumento da resistência com o aumento da espessura do conector, com o aumento da resistência do concreto, bem como com a inclusão da armadura passante.

A Figura 62 apresenta as curvas força por conector *versus* deslizamento, separadas pelas espessuras de 8 e 20 mm. Para conectores com dois furos e espessura da chapa de 8 mm, houve o aumento de resistência do conector de cisalhamento em relação ao aumento da resistência do concreto à compressão e também a presença de armadura passante, conforme demonstra a Figura 62 (a), com aumento de resistência na ordem de 9% quando da inclusão da armadura passante, sendo um ganho menor para o caso de f_{cm} de 53 MPa.

Tabela 14 – Resultados do Grupo 2.

Modelo	$P_{\text{num_abaqus}}$ (kN)	$P_{\text{Al-Darzi}}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Al-Darzi}}}$	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Vianna}}}$
P2F-120-E8-28	277,21	293,89	198,94	0,94	1,39
P2F-120-E8-53	327,44	315,33	217,99	1,04	1,50
P2F-120-E20-28	349,98	313,56	281,13	1,12	1,24
P2F-120-E20-53	508,00	352,26	310,07	1,44	1,64
P2F-120-E8-AR-28	303,18	294,05	198,94	1,03	1,52
P2F-120-E8-AR-53	347,64	315,33	259,60	1,10	1,34
P2F-120-E20-AR-28	389,73	313,56	281,13	1,24	1,39
P2F-120-E20-AR-53	544,21	352,26	351,68	1,54	1,55
Média				1,18	1,45
Desvio padrão				0,21	0,13

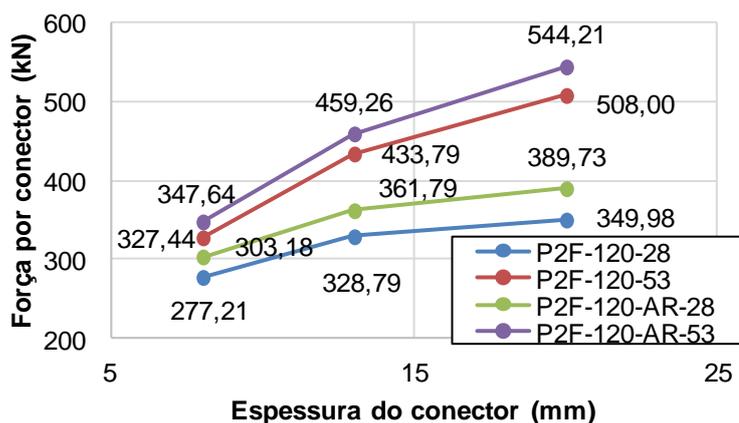
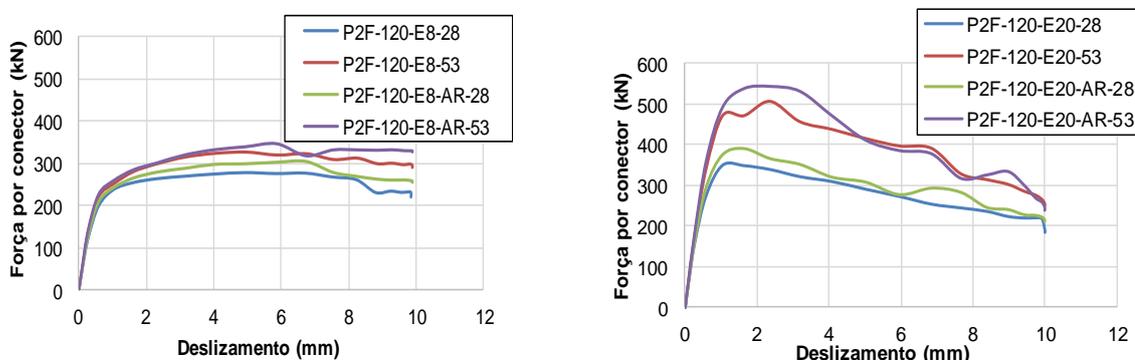


Figura 61 – Gráfico força por conector versus espessura do conector – Grupo 2.



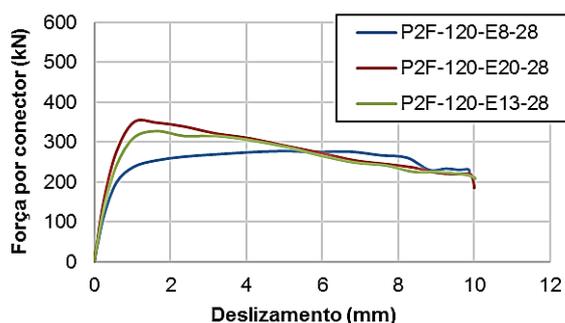
(a) Conectores com espessura de 8 mm.

(b) Conectores com espessura de 20 mm.

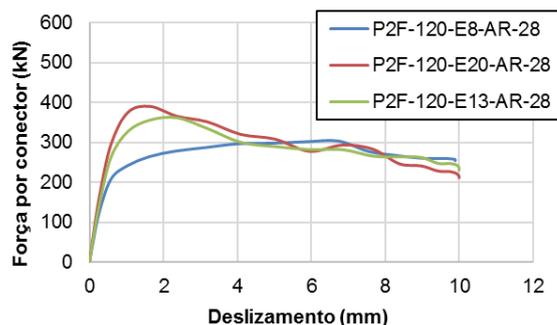
Figura 62 – Gráfico força por conector versus deslizamento – Grupo 2, por espessura.

Para conectores com dois furos e espessura da chapa de 20 mm, houve o aumento de resistência do conector de cisalhamento em relação ao aumento da resistência do concreto à compressão e também a presença de armadura passante conforme demonstra a Figura 62 (b). Houve ganho da ordem de 11% de resistência com a presença de armadura passante para um f_{cm} de 28 MPa, e para f_{cm} de 53 MPa, essa diferença foi de aproximadamente 7%.

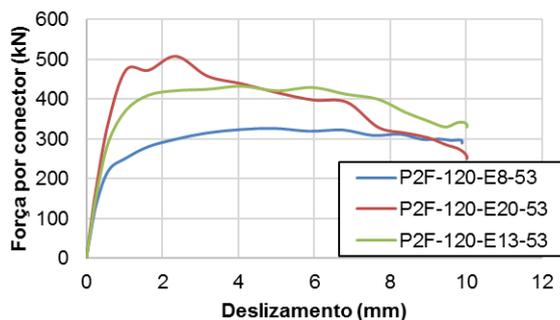
Por meio dos dados levantados, nota-se que a espessura apresenta relevante importância na resistência da ligação para conectores de cisalhamento. Essa variação de espessura apresenta grande impacto para modelos sem a presença de armadura passante, com aumento de resistência na ordem de 28%, e para modelos com a presença de armadura passante, onde o aumento chega a 56%. A Figura 63 apresenta as curvas força por conector *versus* deslizamento para presença, ou não de armadura passante, separado por f_{cm} .



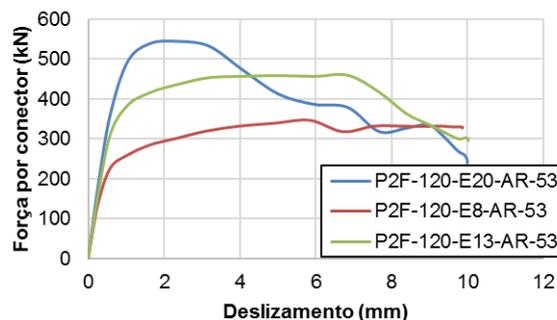
(a) Conectores sem armadura passante, f_{cm} de 28 MPa.



(a) Conectores com armadura passante, f_{cm} de 28 MPa.



(c) Conectores sem armadura passante, f_{cm} de 53 MPa.



(d) Conectores com armadura passante, f_{cm} de 53 MPa.

Figura 63 – Gráfico força por conector *versus* deslizamento – Grupo 2, por f_{cm} .

3.3 Análise dos resultados do Grupo 3

Com o intuito de estudar o comportamento do conector *Perfobond* em lajes de diferentes alturas, foram realizados modelos numéricos, com a altura do conector permanecendo constante e a altura da laje de concreto tendo valores de 120 mm, 160 mm e 200 mm. Ressalta-se que os valores referente a altura de 120 mm correspondem aos valores realizados experimentalmente. A Tabela 15 apresenta os resultados para todas as configurações utilizadas no modelos de elementos finitos, para a variante na altura útil da laje. Observa-se, mais uma vez, que os resultados obtidos pela formulação de Al-Darzi (2007) tiveram resultados mais próximos aos numéricos.

Tabela 15 – Resultados do Grupo 3.

Modelo	$P_{\text{num_abaqus}}$ (kN)	$P_{\text{Al-Darzi}}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Al-Darzi}}}$	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Vianna}}}$
P2F-160-28	406,83	302,18	233,18	1,35	1,74
P2F-160-53	489,83	330,72	256,36	1,48	1,91
P2F-200-28	455,10	302,18	233,18	1,51	1,95
P2F-200-53	537,61	330,72	256,36	1,63	2,10
P2F-160-AR-28	443,61	302,18	233,18	1,47	1,90
P2F-160-AR-53	528,80	330,71	297,97	1,60	1,77
P2F-200-AR-28	489,04	302,18	233,18	1,62	2,10
P2F-200-AR-53	570,65	330,71	297,97	1,73	1,92
Média				1,55	1,92
Desvio padrão				0,12	0,13

Para quantificar a influência da altura útil da laje na resistência da ligação são comparados os resultados na Figura 64. A tendência de aumento conforme o acréscimo de altura da laje é observada, apresentando maiores valores os modelos com armadura passante.

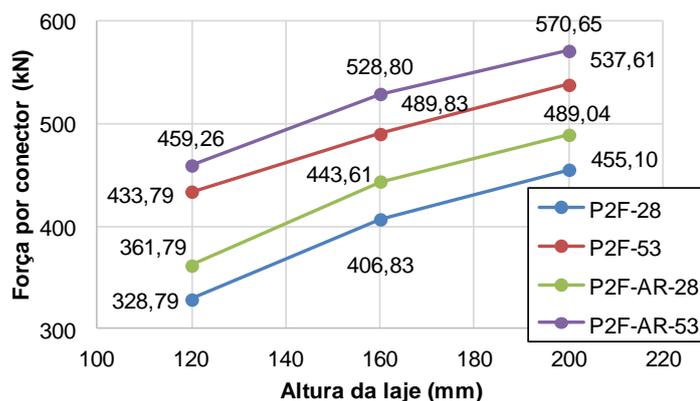
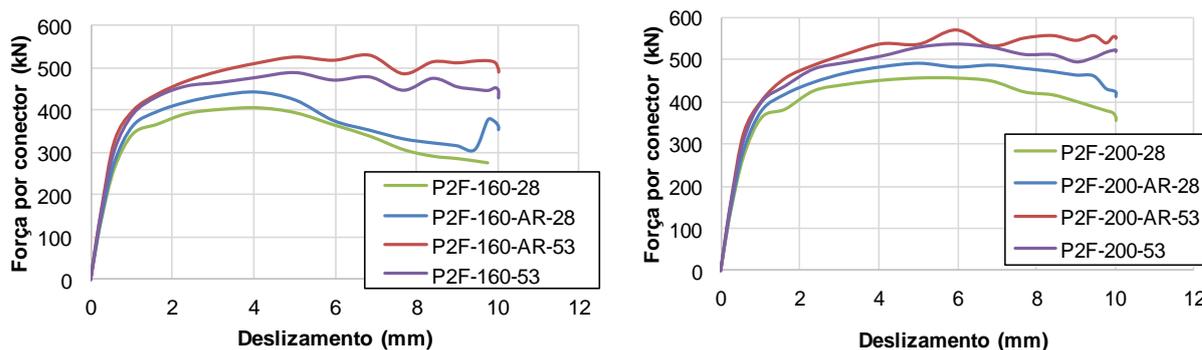


Figura 64 – Gráfico força por conector versus altura da laje – Grupo 3.

A Figura 65 apresenta os gráficos de força por conector versus deslizamento, sendo comparados os resultados para a altura de 160 mm (a) e de 200 mm (b). Para conectores com dois furos e altura da laje de 160 mm, houve o aumento de resistência do conector de cisalhamento em relação ao aumento da resistência do concreto à compressão e também em relação a presença de armadura passante, sendo observado um acréscimo de 20% para a resistência do concreto e de 9% devido a inclusão da armadura passante. Para a altura da laje de 200 mm, esta diferença foi de 18% e 7%, aproximadamente, quando considerado o ganho de resistência e a inclusão da armadura passante, respectivamente.



(a) Altura da laje de 160 mm.

(b) Altura da laje de 200 mm.

Figura 65 – Curvas força por conector versus deslizamento – Grupo 3, por altura da laje.

A influência da altura da laje é notada nos dados apresentados. A variação desta altura útil interfere na resistência final da ligação, apresentando razoável

impacto. Para modelos sem a presença de armadura passante, a diferença foi da ordem de 38% e para modelos com a presença de armadura passante, houve aumento de resistência de 35%. Algumas das equações de dimensionamento propostas ao longo dos últimos anos, como Vianna (2009) e Al-Darzi (2007), não incluíram a altura da laje como um fator de contribuição para a resistência final do conector.

3.4 Análise dos resultados do Grupo 4

Para entender as implicações e influências da tensão de escoamento do aço do conector, foram modelados e estudados diferentes resistências para os conectores. As tensões de escoamento foram variadas em 235 MPa e 275 MPa, sendo ainda utilizado o valor de 355 MPa, referente aos ensaios. Estas resistências foram escolhidas por constarem no grupo de tensões ensaiadas para formular o comportamento quadri-linear, descrito em Yun *et al.* (2017). Os modelos também apresentaram variação no f_{cm} de 28 MPa e 53 MPa, além de contar com a presença, ou não, de armadura passante nos furos. A Tabela 16 apresenta os resultados para todas as configurações utilizadas nos modelos de elementos finitos, com foco na variação da resistência do conector. Para o Grupo 4, observa-se a formulação que mais se aproximou dos resultados numéricos foi a de Al-Darzi (2007).

Tabela 16 – Resultados do Grupo 4.

Modelo	P_{num_abaqus} (kN)	$P_{Al-Darzi}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{num_abaqus}}{P_{Al-Darzi}}$	$\frac{P_{num_abaqus}}{P_{Vianna}}$
P2F-120-S235-28	298,63	302,18	233,18	0,99	1,28
P2F-120-S235-53	367,31	330,72	256,36	1,11	1,43
P2F-120-S275-28	310,95	302,18	233,18	1,03	1,33
P2F-120-S275-53	398,51	330,72	256,36	1,20	1,55
P2F-120-S235-AR-28	320,06	302,18	233,18	1,06	1,37
P2F-120-S235-AR-53	384,32	330,71	297,97	1,16	1,29
P2F-120-S275-AR-28	336,55	302,18	233,18	1,11	1,44
P2F-120-S275-AR-53	429,07	330,71	297,97	1,30	1,44
			Média	1,12	1,39
			Desvio padrão	0,10	0,09

A Figura 66 apresenta a comparação dos modelos estudados neste grupo, sendo possível observar que com o aumento da tensão de escoamento do aço há um aumento da resistência do conector, e que a inclusão da armadura passante também influencia no acréscimo de resistência.

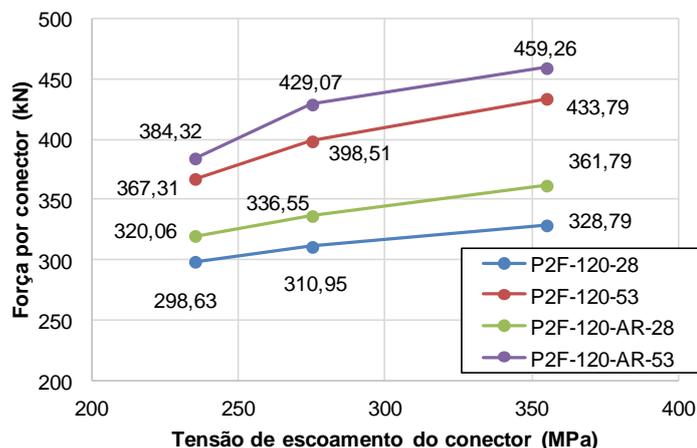
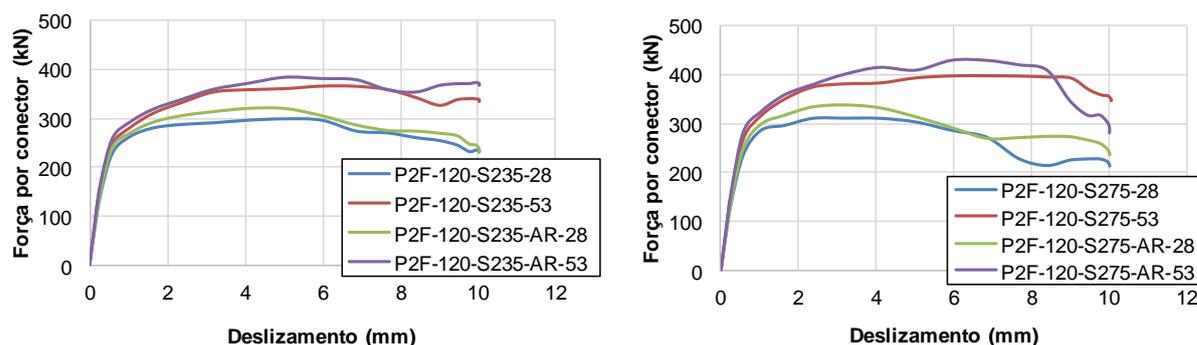


Figura 66 – Gráfico força por conector *versus* tensão de escoamento do conector – Grupo 4

O gráfico força por conector *versus* deslizamento é apresentado na Figura 67. Para conectores com dois furos e tensão de escoamento do aço do conector de 235 MPa, houve o aumento de resistência do conector de cisalhamento em relação ao aumento da resistência do concreto à compressão e também em relação a presença de armadura passante, conforme mostra a Figura 67 (a). A resistência por conector apresentada com o acréscimo de resistência do concreto foi, de aproximadamente, de 23%. Houve ganho pequeno da ordem de 7% de resistência com a presença de armadura passante para um f_{cm} de 28 MPa, e para f_{cm} de 53 MPa, essa diferença foi de aproximadamente 5%.

Para conectores com dois furos e tensão de escoamento do aço do conector de 275 MPa, observa-se a mesma tendência de ganho de resistência, conforme mostra a Figura 67 (b). O acréscimo de resistência foi de 28% para a resistência do concreto, e na ordem de 8% devido a presença de armadura passante.



(a) Tensão de escoamento de 235 MPa.

(b) Tensão de escoamento de 275 MPa

Figura 67 – Curvas força por conector versus deslizamento – Grupo 4.

Com a gama de dados adquiridos com os modelos numéricos é possível exemplificar a influência da resistência do aço do conector na resistência da ligação. A variação da tensão de escoamento do aço apresenta visível impacto, para modelos sem a presença de armadura passante, com diferença na ordem de 20%, e para modelos com a presença de armadura passante, houve aumento de resistência de até 18%.

3.5 Análise dos resultados do Grupo 5

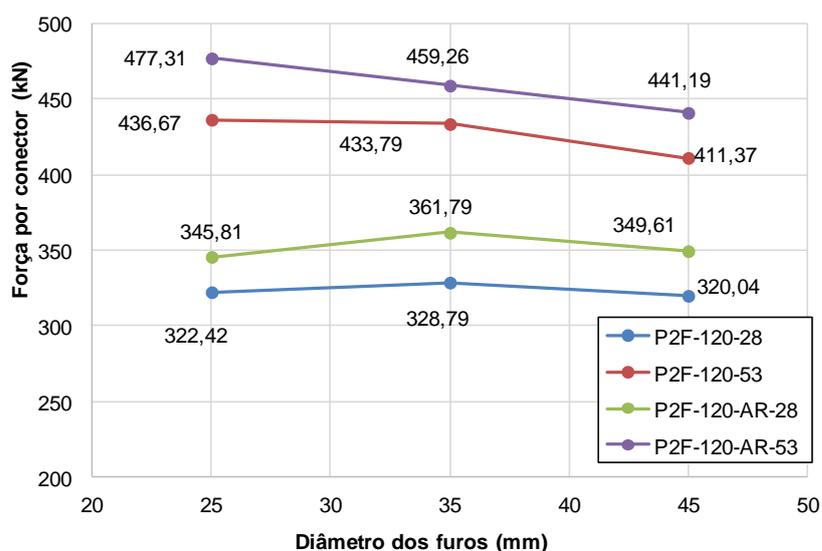
Para tratar da influência do diâmetro dos furos na resistência total da ligação, é válido ressaltar que Oguejiofor & Housain (1994) recomenda que o espaçamento entre os furos seja de no máximo 2,25 vezes o diâmetro dos furos ($2,25d$), pois quando as perfurações são muito próximas, a fissuração no entorno de um furo influencia o efeito pino dos furos adjacentes.

Para a modelagem com variação dos diâmetros, foram utilizadas três dimensões: 25 mm, 35 mm e 45 mm. Destaca-se que para o furo de 45 mm não foi cumprida a orientação de $2,25d$, sendo um dos intuitos da utilização desta dimensão a verificação do comportamento dos elementos e da conexão como um todo, quando fora dos parâmetros recomendados, e que o valor de 35 mm foi o padrão utilizado nos ensaios. A Tabela 17 apresenta os resultados para os modelos numéricos, sendo verificado que a formulação de Al-Darzi (2007) possui maior aproximação aos valores encontrados pelo Abaqus (2014).

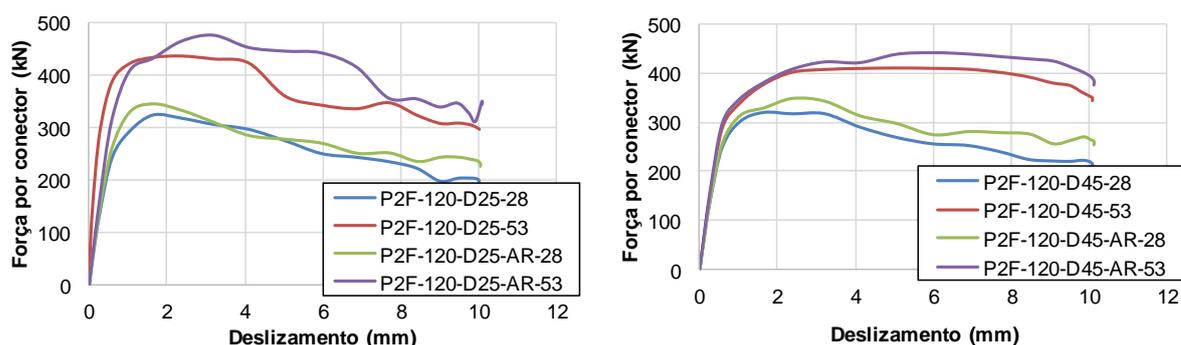
Tabela 17 – Resultados do Grupo 5.

Modelo	$P_{\text{num_abaqus}}$ (kN)	$P_{\text{Al-Darzi}}$ (kN)	P_{Vianna} (kN)	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Al-Darzi}}}$	$\frac{P_{\text{num_abaqus}}}{P_{\text{Vianna}}}$
P2F-120-D25-28	322,42	289,57	237,47	1,11	1,36
P2F-120-D25-53	436,67	313,37	256,36	1,39	1,70
P2F-120-D45-28	320,04	319,00	227,47	1,00	1,41
P2F-120-D45-53	411,37	353,86	256,35	1,16	1,60
P2F-120-D25-AR-28	345,81	289,57	237,47	1,19	1,46
P2F-120-D25-AR-53	477,31	313,36	297,97	1,52	1,60
P2F-120-D45-AR-28	349,61	318,99	227,47	1,10	1,54
P2F-120-D45-AR-53	441,19	353,85	297,96	1,25	1,48
Média				1,22	1,52
Desvio padrão				0,17	0,11

A Figura 68 apresenta o gráfico de força por conector *versus* diâmetro dos furos para os modelos estudados. Neste caso, o aumento dos furos provocou a redução da resistência do conector, para a maioria dos casos estudados, sendo verificado que os melhores resultados ocorreram, sem a presença de armadura, para o diâmetro de 35 mm. A presença de armadura passante aumentou a resistência para os dois casos de resistência à compressão do concreto.

Figura 68 – Gráfico força por conector *versus* diâmetro dos furos – Grupo 5.

A Figura 69 traz as curvas força por conector *versus* deslizamento, sendo analisados os diferentes diâmetros dos furos. Observa-se o aumento de resistência do conector de cisalhamento em relação ao aumento da resistência do concreto à compressão, com valores de 35% e 28% para o caso de diâmetro de 25 mm e 45 mm, respectivamente. Em relação a presença de armadura passante, observa-se um ganho da ordem de 8% para ambos os casos.



(a) Diâmetro dos furos de 25 mm.

(b) Diâmetro dos furos de 45 mm.

Figura 69 – Curvas força por conector *versus* deslizamento – Grupo 5 – parte 1.

Com os resultados obtidos por meio da simulação numérica computacional, observa-se que a variação dos diâmetros mostrou resultados distintos. Para o f_{cm} de 28 MPa, os diâmetros apresentaram pouca variação de resistência, com o furo médio de 35 mm apresentando maior resistência para a ligação. Para o f_{cm} de 53 MPa, conforme o aumento do diâmetro do furo, a resistência do conector ao cisalhamento diminuía, chegando a uma redução máxima, de aproximadamente, 8%.

Conforme observado por Oguejiofor & Housain (1994) *apud* Vianna (2009), quando os furos do conector estão muito próximos, o efeito de fissuração em um furo interfere e influencia nos furos adjacentes. Para os modelos com diâmetro de 45 mm, a distância mínima não foi respeitada, e portanto, houve redução na resistência da ligação.

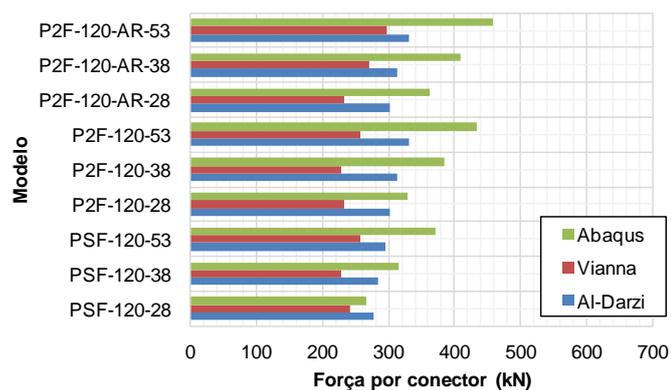
3.6 Comparação dos resultados com equações de dimensionamento

Fazer a comparação com formulações analíticas auxilia na compreensão e análise dos resultados numéricos. Para tanto, a Tabela 12 e a Tabela 17 relacionaram os resultados analíticos de Al Darzi (2007) e Vianna (2009), com o modelo numérico desenvolvido. Graficamente, esses resultados são apresentados na Figura 70.

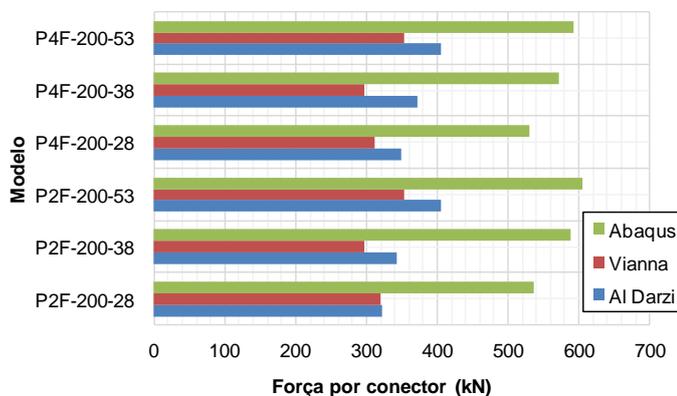
Conforme sugestão de Vianna (2009), foram consideradas somente as armaduras transversais localizadas a frente do conector, totalizando seis barras de aço. Além da presença, ou não, de armaduras presentes nos furos dos conectores.

Alguns dos elementos variados no estudo paramétrico, como a resistência do aço do conector e variação da altura da laje, não apresentam correspondência nas equações de dimensionamento utilizadas. Portanto, apesar dos conectores modelados nestes grupos apresentarem diferenças devido a alteração de seus respectivos fatores de influência, as equações propostas permaneceram sem alterações, o que geram diferenças de resultados superiores. Portanto não são apresentadas nos resultados comparativos.

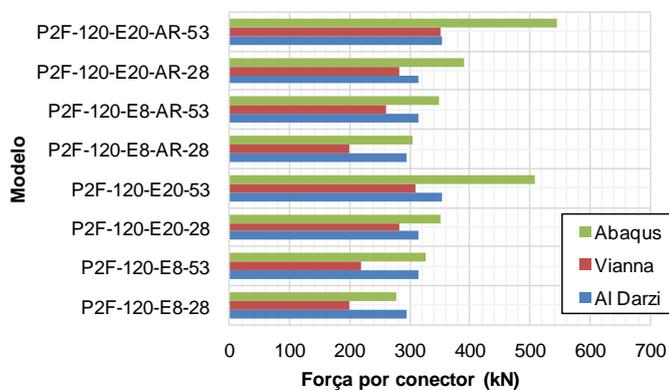
Para o grupo de conectores com variação do diâmetro dos furos, as resistências aumentaram nas equações analíticas, conforme o diâmetro aumentava, efeito contrário ao das análises numéricas. Este fator pode ser devido ao não cumprimento da distância entre furos de $2,25d$, realizado para o furo de 45 mm.



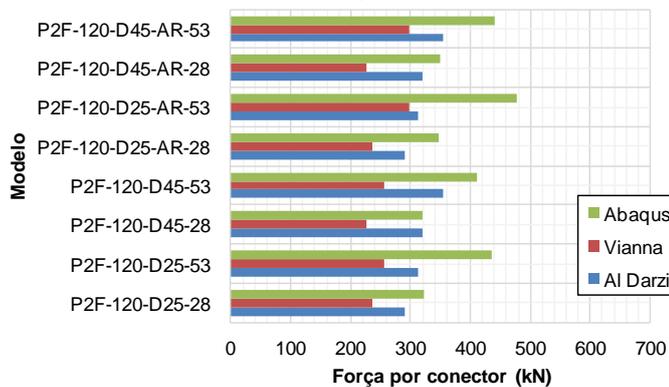
(a) Grupo 1 – Parte 1.



(b) Grupo 1 – Parte 2.



(c) Grupo 2.



(d) Grupo 5.

Figura 70 – Resultado numérico versus teórico.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este presente trabalho apresentou como objetivo central o desenvolvimento de um modelo numérico que fosse capaz de reproduzir as características de um ensaio *pushout* para conectores de cisalhamento do tipo *Perfobond*.

Inicialmente foram apresentadas as estruturas mistas e suas características, além da motivação do estudo realizado, os objetivos e a estrutura desta dissertação.

Uma introdução sobre estruturas mistas, mais especificamente sobre o comportamento das vigas mistas, os tipos, funções e especificações dos conectores de cisalhamento foi necessária como embasamento para o estudo numérico. Um breve histórico também foi apresentado, falando dos primeiros conectores e do surgimento dos *Studs* na década de 50, até os estudos mais recentes encontrados na literatura para análises numéricas envolvendo conectores *Perfobond*, *T-Perfobond*, *Y-Perfobond* e outras variações. Adicionalmente foram identificadas as equações de dimensionamento que versam sobre os conectores *Perfobond*, presentes na literatura.

Posteriormente foram apresentadas as características do ensaio *pushout* normalizado pelo Eurocode, e também foi introduzido um resumo do conjunto de ensaios experimentais realizado por Vianna (2009). O modelo numérico, realizado por meio do método de elementos finitos no programa Abaqus (2014), com todas as suas características, condições de contorno e propriedades dos materiais, também é apresentado. A calibração desses modelos numéricos com os ensaios experimentais, também possui suas análises sendo exploradas neste capítulo.

Por fim, e como cerne desta dissertação, foi apresentada uma análise paramétrica com a realização de 47 modelos numéricos utilizando os conectores *Perfobond*, com variações em sua geometria e propriedades dos materiais. Os resultados destas análises foram comparados com as equações de dimensionamento de Al Darzi (2007) e Vianna (2009).

4.1 Conclusões

A calibração dos modelos numéricos, para as mais diferentes geometrias e configurações, mostrou-se capaz de reproduzir o ensaio *pushout* para conectores de cisalhamento. Para as resistências de 28 MPa, os resultados mostraram-se mais correlatos com os resultados experimentais, e para as resistências de 53 MPa houve uma maior diferença em relação a resistência final da ligação.

Os diferentes tipos de configuração para os conectores *Perfobond*, tanto com relação a sua geometria, quanto em relação à resistência dos materiais envolvidos no ensaio *pushout*, mostraram-se capazes de influenciar na resistência final dos conectores de cisalhamento.

A resistência do concreto possui parcela consideravelmente importante na resistência dos conectores para vigas mistas. Os modelos confirmaram esta ideia, através da variação do f_{ck} do concreto, apresentando aumento de resistência de até 32%, para as variações modeladas.

A espessura do conector *Perfobond* possui influência direta na resistência da conexão, conforme reafirmam as equações de Al-Darzi (2007) e Vianna (2009). Os modelos com espessura de 20 mm apresentaram maior resistência e menor ductilidade em comparação com os modelos de 8 mm. O modelo de 20 mm também apresentou maior suscetibilidade a variação da resistência do concreto do que o modelo de 8 mm.

A variação da altura da laje apresentou bastante impacto na resistência dos conectores. A evolução da resistência chegou a ser da ordem de 38%, da altura de 120 mm para a de 200 mm. A laje de 160 mm, mostrou-se mais sensível ao aumento do f_{ck} do concreto do que a laje com 200 mm.

A tensão de escoamento do aço do conector também foi variada, e apresentou como resultados um aumento de resistência da ligação, de aproximadamente, 10% e 18% para, respectivamente, resistência à compressão do concreto de 28 MPa e 53 MPa.

A resistência devida a variação dos diâmetros apresentou uma correlação com a resistência do concreto. Para o f_{cm} de 53 MPa, as resistências obtidas foram muito próximas, de aproximadamente 6%, com a resistência decaindo com o aumento do diâmetro. Para o f_{cm} de 28 MPa, as resistências obtidas foram também

pequenas, de aproximadamente 3%, com a resistência maior para o diâmetro intermediário de 35 mm.

Os resultados numéricos foram comparados com as equações de dimensionamento propostas por Al-Darzi (2007) e Vianna (2009). Equações essas, que não incluíam em suas formulações, a efetiva presença da resistência do aço do conector, que com os resultados da modelagem, revelou pouca influência na resistência final da conexão.

As equações também não apresentaram correlação com a variação da altura da laje de concreto, sendo que esta se mostrou bastante influente na ligação, chegando a aumentar sua resistência em mais de 30%. As variações modeladas apresentaram resultados satisfatórios e foram capazes de trazer mais entendimento sobre a influência das propriedades de alguns materiais e das diferentes geometrias do conector *Perfobond*, sobre a resistência do conector em ensaios *pushout*.

Com a gama de resultados oriundos das análises paramétricas realizadas, foi possível obter conclusões sobre o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento do tipo *Perfobond*. A modelagem numérica para simular os ensaios *pushout* mostrou-se viável e capaz de reproduzir os efeitos sobre os conectores modelados. Entretanto, os modelos simulados neste trabalho apresentaram pouca convergência para o dano a tração e para as configurações de fissuração das lajes de concreto.

4.2 Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se o desenvolvimento de mais modelos numéricos sobre o tema a fim de evoluir na questão tanto da fissuração do concreto, quanto da ductilidade dos conectores. Demais modelos de conectores de cisalhamento com características geométricas similares, como o *T-Perfobond*, *I-Perfobond*, *Y-Perfobond*, entre outros, podem ser modelados e estudados utilizando a base do modelo numérico aqui desenvolvido.

Portanto, investigações nas geometrias dos conectores através de análises paramétricas mais amplas, envolvendo um número massivo de análises, trarão um volume importante de informações capazes de desenvolver novas equações e emitir valor sobre equações outrora apresentadas.

Uma investigação mais ampla sobre o impacto da variação dos diâmetros dos furos poderia trazer mais conhecimento sobre a sua influência. Um trabalho de otimização sobre o conector poderia indicar qual o diâmetro ótimo para um conector com determinadas configurações, a fim de encontrar limitações do menor e do maior diâmetro para cada tipo de conector.

Um estudo experimental que contemplasse a variação da altura útil da laje poderia determinar mais precisamente os efeitos dessas configurações sobre o desempenho do conector, trazendo conhecimento sobre os efeitos de esmagamento e fissuração para lajes muito espessas.

Desenvolvimento de ensaios experimentais com avaliação do impacto da variação da espessura do conector, com o intuito de observar a variação do desenvolvimento do dano no concreto de acordo com a contribuição de ponta do conector ensaiado.

Um estudo experimental de ensaios *pushout* que pudesse mapear e determinar as fissurações na laje de concreto ao longo da aplicação da carga, auxiliaria no desenvolvimento de modelos de dano à tração no concreto para as simulações numéricas de conectores de cisalhamento.

E por fim, uma análise paramétrica, através de modelos de elementos finitos visando simular os ensaios de viga mista em escala real, poderia ser realizado, a fim de trazer resultados sobre demais questões pertinentes aos conectores que não podem ser medidas no ensaio *pushout*, como a quantidade e o espaçamento entre os conectores.

REFERÊNCIAS

ABAQUS Inc S. ABAQUS *Analysis user's manual*. Version 6.14, 2014.

AL-DARZI, S. Y. K.; CHEN, A. R.; LIU, Y. Q. ***Finite Simulation and Parametric Studies of “Perfobond” Rib Connector***. *American Journal of Applied Sciences*, 4 (3), pp. 122-127, 2007.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. ***New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures***. *Spain*, 2017.

AN, L. E; CEDERWALL, K. ***Pushout tests on studs in high strength and normal strength concrete***. *Journal of constructional steel research*, 36 (1), p 15-29, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008. ***Projeto de estruturas de aço e concreto de edifícios***. 2008.

CÂNDIDO-MARTINS, J. P. S.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G. S. ***Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors***. *Engineering Structures* 2010; 32: 1976-85.

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

COSENZA, E.; ZANDONINI, R. ***Composite construction***. *Structural engineering handbook*, Ed. Chen Wai-Fah, Boca Raton: Crc Press Lic, 1999.

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. *Engineering Structures Magazine*, nº 56, 721-737, 2013.

CRUZ, B. C. ***Avaliação numérica de ensaios pushout com conectores de cisalhamento tipo pino e Perfobond.*** Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 141 f., 2011.

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 de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 250p., 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.

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

EUROCODE 4, En 1994. ***Design of composite steel and concrete structures, Part. 1.1 general rules and rules for buildings.*** CEN, *European committee for Standardisation*; 2005.

EUROCODE 4, En 1994. ***Design of composite steel and concrete structures, Part. 1.1 general rules and rules for buildings.*** CEN, *European committee for Standardisation. Document CEN/TC 250/SC 4, Brussels*, 2001.

FIB, ***Model Code 2010: final draft***, CEB-FIP. *Lausanne, Swiss: Fédération Internationale du Béton (FIB)*, 2010.

FERREIRA, L. T. S. **Sistemas Construtivos Semi-Rígidos Mistos para Edificações**. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 281p, 2000.

GB 50010-2002: **Code for Design of Concrete Structures**. Ministry of housing and urban-rural development of China, 2002.

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

KIM, S. H.; AHN, J. H.; CHOI, K. T.; JUNG, C. Y. **Experimental Evaluation of the Shear Resistance of Corrugated Perfobond Rib Shear Connections**. *Advances in Structural Engineering* Vol. 14 n° 2, 2009.

KIM, S. H.; PARK, S.; KIM, K. S.; JUNG, C. Y. **Generalizes formulation for shear resistance on Y-type perfobond rib shear connectors**. *Journal of Constructional Steel Research* n° 128, 245-260, 2016.

KRAUS, D.; WURZER, O. **Nonlinear element analysis of concrete dowels**. *Computer & Structures*, 64 n° 5/6, 1271-1279, 1997.

LAM, D. **Behavior of headed stud shear connectors in composite beam**. *Journal of structural engineering*, ASCE, p. 96-107, 2005.

LEITE, M.D.R.N. **Avaliação de Conectores de Cisalhamento Tipo Perfobond em Estruturas de Aço**. Projeto final de graduação em engenharia civil, UERJ, Rio de Janeiro, 81p., 2006.

MEDBERRY, S. B.; SHAHROOZ, B. M. **Perfobond shear connector for composite construction**, *AISC engineering journal*, Chicago, 2002-1, 2-12, 2002.

METÁLICA, Revista Metálica. **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte**. Disponível em:

<<http://wwwo.metallica.com.br/pre-dimensionamento-de-vigas-mistas-de-aco-e-concreto-para-pontes>>. Acesso em: 16 de jan. de 2017.

OEHLERS, D. J.; JOHNSON, R. P. ***The strength of the stud shear connections in composite beams***. *The structural engineer*, B (2), P. 44-48, 1987.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAINS M. U. ***A parametric study of perfobond rib shear connectors***. *Canadian journal of civil engineering*, p. 614-625, 1994.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAINS M. U. ***Numerical analysis of pushout specimens with perfobond rib connectors***. *Computers and structures*, p.617-624, 1997.

PAVLOVIC, M. S. ***Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks***. 199p. Dissertação (Doutorado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Belgrado, Belgrado, 2013.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas - Vol. 1**. Instituto Aço Brasil/CBCA. 2012. Rio de Janeiro. 2ª Edição. 68p.

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.

SOUZA, D. A. de. **Estruturas mistas aço e concreto**. Apresentação no 56º Congresso Brasileiro de concreto – GERDAU Aços Brasil – 2014.

USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; WATANABE, H.; TACHIBANA, Y.; HIRAGI, H. ***An Experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations***. *International symposium on connections between steel and concrete, University of stuttgart*, Vol.2, 1066-1075, 2001.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu**

comportamento. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais Belo Horizonte, 287p, 2007.

VIANNA, J. da C.; COSTA-NEVES, L. F.; VELLASCO, P. C. G. S.; ANDRADE, S. A. L. **Comportamento estrutural de conectores de corte para estruturas mistas de aço-betão**. Congresso de Construção Metálica e Mista, VI CMM, Porto, 2007.

VIANNA, J. da C. **Avaliação do comportamento estrutural de conectores perfobond e t-perfobond para vigas mistas**. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio De Janeiro, 307p., 2009.

XU, C; SUGIURA, K; WU, C; SU, Q. **Parametrical static analysis on group studs with typical pushout tests**. *Journal of constructional steel research* 2012; 72:84–96

YUN, X.; GARDNER, L. **Stress-strain curves for hot-rolled steels**. *Journal of constructional steel research*, 133, P 36-46, 2017.

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*, nº 117, 64-80, 2015.