



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

VANESSA CAROLAINÉ DE SOUSA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO DE
VERGALHÕES DOBRADOS PARA ESTRUTURAS MISTAS VIA ENSAIOS *PUSH-OUT***

Tucuruí
2022

VANESSA CAROLAIN DE SOUSA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO DE VERGALHÕES DOBRADOS PARA ESTRUTURAS
MISTAS VIA ENSAIOS PUSH-OUT**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Tucuruí

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

S725a Sousa, Vanessa Carolaine de.
 ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE
 CONECTORES DE CISALHAMENTO DE VERGALHÕES
 DOBRADOS PARA ESTRUTURAS MISTAS VIA ENSAIOS
 PUSH-OUT / Vanessa Carolaine de Sousa. — 2022.
 102 f. : il. color.

 Orientador(a): Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto
 Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
 Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,
 Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
 Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2022.

 1. Estruturas Mistas. 2. Vigas Mistas. 3. Conectores.
 4. Cisalhamento . I. Título.

CDD 624

VANESSA CAROLAINÉ DE SOUSA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DO DESEMPENHO DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO DE VERGALHÕES DOBRADOS PARA ESTRUTURAS MISTAS
VIA ENSAIOS *PUSH-OUT***

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Aprovada em 25 de novembro de 2022.

BANCA EXAMINADORA:



Documento assinado digitalmente
AARÃO FERREIRA LIMA NETO
Data: 11/01/2024 10:55:29-0300
Verifique em <https://validar.itl.gov.br>

Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto / UFPA - Orientador



Documento assinado digitalmente
MAURÍCIO DE PINA FERREIRA
Data: 15/01/2024 10:57:33-0300
Verifique em <https://validar.itl.gov.br>

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira / UFPA – Examinador Interno



Documento assinado digitalmente
WELLINGTON ANDRADE DA SILVA
Data: 17/01/2024 20:53:25-0300
Verifique em <https://validar.itl.gov.br>

Prof. Dr. Wellington Andrade da Silva / UFCAT – Examinador Externo

Dedicatória

Dedico este trabalho a Erismar R. de
Sousa e M^a Rosimar de Sousa, meus
pais, por tornarem possível minha
existência e por não soltarem minha mão
na jornada.

AGRADECIMENTOS

É incrível a forma como o universo sempre nos surpreende mostrando o quanto estamos à mercê de suas vontades e somos submissos a algo muito superior. Obrigada Deus (chamarei assim) por fazer as coisas à sua maneira e me fazer ser capaz de continuar quando eu pensei ser impossível. Todos os créditos são seus.

Ao meu orientador/pai de coração/amigo/conselheiro Prof. Dr. Aarão Neto, meu muito obrigada! Eu sou incapaz de expressar num texto tamanha gratidão por tanta parceria. Obrigada por todos os conselhos e por atender quando eu ligava aos prantos falando em desistir e sempre me colocar de volta no eixo. Obrigada por me mostrar o caminho ao longo de todos esses anos, afinal já és meu Mestre desde a graduação; uma imensa parte do que me tornei profissionalmente se deve aos conselhos que me deste. E, principalmente, obrigada por toda a paciência! Nem sei dizer quantas vezes eu já estava preparada pra ouvir reclamações acerca de algo que estava atrasado ou mal feito e ao chegar em sua sala era recebida com tamanho amor e carinho que chegava a me constranger. Se eu continuei esta caminhada até aqui, pode ter certeza que grande parcela desse mérito é seu.

Sr. Erismar e D^a Rosimar, papai e mamãe, eu espero um dia ser capaz de retribuir tudo o que fizeram por mim. Sem vocês seria impossível alcançar até mesmo metade do que conquistei. É impossível pensar no meu sucesso sem ver vocês como os grandes responsáveis por ele. Agradeço pela criação que me deram, todos os ensinamentos, toda a força e companheirismo. E muito obrigada por todo o suporte financeiro (papai é o grande patrocinador da minha carreira acadêmica) e emocional, vocês são perfeitos.

Agradeço aos meus irmãos pois nunca deixaram de estar ao meu lado. Em especial Minha Irmã Andréia Caroline, pois mesmo com sua vida conturbada nas minas (Engenheira De Minas) sempre tirou um tempinho pra perguntar como eu estava e como andava a pesquisa. Meu amor, tu não sabes quantas vezes me levantaste! Tua existência é motivo de gratidão. Parte do meu sucesso também é seu.

Vai parecer narcisista mas vou dedicar esse parágrafo a mim mesma. Eu quero ter um pouco de crédito pelas vezes que caí e levantei (e foram muitas). Tua força é gigantesca, tu chegaste a “lugares” que nem imaginávamos. Obrigada por voltar da beira do abismo mesmo a queda parecendo tão atraente.

Quero deixar meu muito obrigada à todos os meus colegas pesquisadores que de quaisquer forma tenham contribuído para o acontecimento deste trabalho. Vocês sabem as importâncias que possuíram, e sei que têm a percepção do quanto estou grata. Em especial, agradeço, aos meus colegas de laboratório Jedson, João Pedro, Manoel Mangabeira e a técnica Francirene Bonfim, por todo o apoio técnico e prático prestados. E também ao meu colega Arthur Fontana pela disposição de me auxiliar em alguns pontos da pesquisa. Sem todos vocês eu certamente não estaria aqui hoje.

Epígrafe

Nunca existiu uma grande
inteligência sem uma veia de loucura.
(Aristóteles)

RESUMO

Os avanços na construção civil trazem consigo o desenvolvimento de novas técnicas e materiais que otimizam o processo construtivo. Neste contexto, surgem as estruturas mistas de aço e concreto que fazem uso otimizado do aço e concreto, através do trabalho conjunto dos materiais, expondo a parte metálica aos esforços de tração e o concreto aos esforços de compressão. Conectores de cisalhamento são essenciais nas estruturas mistas de aço e concreto eles garantem a interação entre os materiais e a transferência de esforços, tornando as estruturas mais leves, resistentes e duráveis. É importante entender seu funcionamento e buscar novos materiais e tecnologias para otimizar as estruturas. Neste sentido, esta pesquisa da continuidade às pesquisas de Souza (2019) e Barbosa (2016) que estudaram conectores de cisalhamento confeccionados com vergalhões de aço CA-50 dobrados. O programa experimental conta com 7 modelos (variando-se a bitola das barras, taxa de armadura e a inclinação dos conectores em relação a mesa do perfil metálico) que foram ensaiados de acordo com as recomendações da norma Eurocode 4 (2004). Destes 7 modelos, 2 foram confeccionados com vergalhão de 12,5 mm (modelos A1 e A2), 2 de 10,0 mm (modelos B1 e B2), 2 de 8,0 mm (modelos C1 e C2) e 1 modelo fabricado com bitola de 6,3 mm montado em módulo único (modelo D). Ao analisarmos a relação carga suportada/área de aço dos conectores, os resultados mostram que o conector A1 (12,5 mm) obteve o melhor desempenho dentre os modelos da pesquisa e também se sobressai quando comparado à outros conectores estudados como os de Barbosa (2016), Souza (2019) e Chaves (2009). Não observados indícios significativos de que a inclinação dos conectores afete positivamente a capacidade resistente dos modelos. Analisando o deslocamento relativo entre perfil e lajes foi possível classificar os modelos por ductilidade, em ordem crescente temos: D, A1, C1, C2, A2, B2 e B1. Os modelos de 10,0 mm apresentam as maiores ductilidades e não fica clara a influência da inclinação dos conectores neste aspecto. Analisando o comportamento em relação ao *uplift* nota-se os melhores desempenhos nos conectores B e C (10,0 mm e 8,0 mm) e há uma tendência de piores resultados nos conectores inclinados.

Palavras-chave: vigas mistas; conectores; cisalhamento; estruturas mistas.

ABSTRACT

Advances in civil engineering have led to the development of new techniques and materials that optimize the construction process. In this context, steel-concrete composite structures have emerged, which use steel and concrete efficiently through the collaborative work of the materials, exposing the metal part to tensile stresses and the concrete to compressive stresses. Shear connectors are essential in steel-concrete composite structures. They ensure the interaction between the materials and the transfer of stresses, making the structures lighter, stronger, and more durable. It is important to understand their operation and to seek new materials and technologies to optimize the structures. In this sense, this research continues the work of Souza (2019) and Barbosa (2016), who studied shear connectors made with CA-50 steel bars bent. The experimental program includes 7 models (varying the bar size, reinforcement rate, and the inclination of the connectors relative to the table of the metal profile) that were tested according to the recommendations of Eurocode 4 (2004). Of these 7 models, 2 were made with 12.5 mm rebar (models A1 and A2), 2 with 10.0 mm (models B1 and B2), 2 with 8.0 mm (models C1 and C2), and 1 model made with 6.3 mm diameter assembled in a single module (model D). When analyzing the load-carrying capacity/steel area ratio of the connectors, the results show that connector A1 (12.5 mm) had the best performance among the models in the study and also stands out when compared to other connectors studied such as those of Barbosa (2016), Souza (2019), and Chaves (2009). No significant evidence was observed that the inclination of the connectors positively affects the load-carrying capacity of the models. Analyzing the relative displacement between the profile and the slabs, it was possible to classify the models by ductility, in increasing order: D, A1, C1, C2, A2, B2, and B1. The 10.0 mm models have the highest ductilities, and the influence of the inclination of the connectors on this aspect is not clear. Analyzing the behavior in relation to uplift, it is noted that the best performances are in connectors B and C (10.0 mm and 8.0 mm) and there is a tendency for worse results in inclined connectors.

Key-Words: Composite beams; connectors; shear; composite structures.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resultados dos ensaios <i>push-out</i> (CHAVES, 2009)	18
Tabela 2.2 - Características para os modelos do ensaio <i>push-out</i> (adaptado de BARBOSA, 2016)	20
Tabela 2.3 – Propriedades dos Espécimes (Adaptado de NASROLLAHI et al., 2018)	23
Tabela 2.4 – Capacidade dos conectores segundos as principais normas	25
Tabela 2.5 - Programa experimental – (Adaptado de COSTA, 2016)	29
Tabela 3.1 - Características dos modelos para ensaio de cisalhamento direto	39
Tabela 4.1 - Propriedades Mecânicas do Concreto	57
Tabela 4.2 - Propriedades do aço da laje e conectores	57
Tabela 4.3 - Área média dos grãos na amostra do perfil	59
Tabela 4.4 - Classificação SAE/AISI do aço do perfil	59
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas do aço do perfil / metálico	61
Tabela 4.6 - Carga Máxima atingida em cada modelo	67
Tabela 4.7 - Resultados de deslizamentos longitudinais dos modelos analisados	74
Tabela 4.8 - <i>Uplift</i> registrado para os modelos ensaiados	82
Tabela 4.9 - Tipos de fissuras observadas no modelo	92

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - União viga/pilar e conectores de cisalhamento na viga metálica (adaptado de CAVALCANTE, 2010)	1
Figura 2.1 – Interação aço-concreto no comportamento de vigas mistas (ALVA; MALITE, 2005)	7
Figura 2.2 - Relação força x deslocamento para conectores de cisalhamento (CAVALCANTE, 2010)	9
Figura 2.3 - Primeiro conector proposto (VIEST, 1960)	10
Figura 2.4 - Conector rígido (CHAPMAN, 1964 <i>apud</i> (CHAVES, 2009)	11
Figura 2.5 - Conector <i>stud bolt</i> (OLIVEIRA, 2007)	11
Figura 2.6 - Conector em perfil <i>U</i> (adaptado de (OLIVEIRA, 2007)	13
Figura 2.7 - Conector <i>Perforbond</i> (LEONHARDT <i>et al.</i> , 1987 <i>apud</i> OLIVEIRA, 2007)	15
Figura 2.8 - Configuração dos conectores testados por (VERÍSSIMO <i>et al.</i> , 2006)	16
Figura 2.9 - Conector em <i>U</i> laminado, alça em barra redonda e alça em barra chata (CHAVES, 2009)	17
Figura 2.10 - Força x deslocamento dos diferentes conectores (CHAVES, 2009)	18
Figura 2.11 - Detalhes dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016)	19
Figura 2.12 - Média das cargas de ruptura por conector (adaptado de BARBOSA, 2016)	20
Figura 2.13 - Relação Carga máxima/área da seção transversal por conector (adaptado de BARBOSA, 2016)	22
Figura 2.14 - Conector tubular (NASROLLAHI <i>et al.</i> , 2018)	23
Figura 2.15 - Tipos de fissuração na laje devido à concentração de tensões gerada pelo conector (OEHLERS, 1980; TRISTÃO, 2002)	27
Figura 2.16 - Características de um ensaio padrão segundo a Eurocode 4 (2004) (VERISSIMO, 2007)	31
Figura 2.17 – Determinação da capacidade de deslizamento	33
Figura 3.1 – Dimensões dos modelos <i>Push-out</i>	38
Figura 3.2 - Dimensões do espécime e conector A.1	40
Figura 3.3 - Dimensões do espécime e conector A.2	41
Figura 3.4 - Dimensões do espécime e conector B.1	42

Figura 3.5 - Dimensões do espécime e conector B.2	43
Figura 3.6 – Dimensões do espécime e conector C.1	44
Figura 3.7 - Dimensões do espécime e conector C.2	45
Figura 3.8 - Dimensões do espécime e conector D.	46
Figura 3.9 - Perfil Regularizado	47
Figura 3.10 - Soldagem do Modelo A2	47
Figura 3.11 – Posicionamento dos extensômetros nos modelos ensaiados	50
Figura 3.12 – Extensômetro da armadura da laje	51
Figura 3.13 - Posicionamento dos potenciômetros	52
Figura 3.14 - Projeto de fôrmas	53
Figura 3.15 - Fôrma de madeira pronta para concretagem	53
Figura 3.16 - Adensamento do Concreto lançado	54
Figura 3.17 - Sistema de Ensaio	55
Figura 3.18 – Modelo A2 posicionado para o ensaio	55
Figura 4.1 - <i>Slump test</i>	56
Figura 4.2 - Amostra utilizada no ensaio	58
Figura 4.3 - Caracterização microestrutural do aço do perfil, zoom 200X	59
Figura 4.4 - Forma e Dimensões dos corpos de prova de seção retangular (ASTM, 2001)	60
Figura 4.5 – Dimensões do corpo de prova pra ensaio de tração conforme ASTM E8 (ASTM, 2001)	60
Figura 4.6 - Corpos de prova padronizados	61
Figura 4.7 - Gráfico Tensão x Deformação do aço do perfil /	61
Figura 4.8 - Aplicação de carga - Modelo A1	63
Figura 4.9 - Aplicação de Carga - Modelo A2	63
Figura 4.10 - Aplicação de carga - Modelo B1	64
Figura 4.11 – Aplicação de Carga - Modelo B2	64
Figura 4.12 - Aplicação de carga - Modelo C1	65
Figura 4.13 - Aplicação de carga - Modelo C2	65
Figura 4.14 - Aplicação de Carga - Modelo D	66
Figura 4.15 - Carga de ruptura por modelo	67
Figura 4.16 - Relação entre a carga máxima e a área de aço da seção transversal por conector	68
Figura 4.17 - Deslizamento longitudinal dos modelos	69

Figura 4.18 - Deslizamento longitudinal do modelo A1	70
Figura 4.19 - Deslizamento longitudinal do modelo A2	71
Figura 4.20 - Deslizamento longitudinal do modelo B1	71
Figura 4.21 - Deslizamento longitudinal do modelo B2	72
Figura 4.22 - Deslizamento longitudinal do modelo C1	72
Figura 4.23 - Deslizamento longitudinal do modelo C2	73
Figura 4.24 - Deslizamento longitudinal do modelo D	73
Figura 4.25 - Separação transversal do modelo A1	75
Figura 4.26 - Separação transversal do modelo A2	76
Figura 4.27 - Separação transversal do modelo B1	76
Figura 4.28 - Separação transversal do modelo B2	77
Figura 4.29 - Separação transversal do modelo C1	77
Figura 4.30 - Separação transversal do modelo C2	78
Figura 4.31 - Separação transversal do modelo D	78
Figura 4.32 - Separação Transversal média do modelo A1	79
Figura 4.33 - Separação Transversal média do modelo A2	79
Figura 4.34 - Separação Transversal média do modelo B1	80
Figura 4.35 - Separação Transversal média do modelo B2	80
Figura 4.36 - Separação Transversal média do modelo C1	81
Figura 4.37 - Separação Transversal média do modelo C2	81
Figura 4.38 - Separação Transversal média do modelo D	82
Figura 4.39 – Relação $Up_{80}/\bar{\sigma}_{80}$ para todos os modelos ensaiados	83
Figura 4.40 - Deformação dos conectores A1	84
Figura 4.41 - Deformação dos conectores A2	85
Figura 4.42 - Deformação dos conectores B1	85
Figura 4.43 - Deformação dos conectores B2	86
Figura 4.44 - Deformação dos conectores C1	86
Figura 4.45 - Deformação dos conectores C2	87
Figura 4.46 - Deformação dos conectores D	87
Figura 4.47 - Deformação da armadura das lajes	89
Figura 4.50 - Fissuração do modelo A2	90
Figura 4.51 - Fissuração do modelo A1	90
Figura 4.52 - Fissuração do modelo B1	90
Figura 4.53 - Fissuração do modelo B2	90

Figura 4.54 - Fissuração do modelo C1	90
Figura 4.55 - Fissuração do modelo C2	90
Figura 4.56 - Fissuração do modelo D	91

LISTA DE SÍMBOLOS

LN	posicionamento da linha neutra na seção transversal
f_u	resistência à ruptura do aço do conector
h_{ef}	embutimento de ancoragem efetivo
q_n	capacidade nominal do conector
A_{sc}	área da seção transversal do conector
γ_c	peso específico do concreto
f_u	resistência à ruptura do aço do conector
d	diâmetro do corpo do conector
h_{cs}	altura total do pino
t_f	espessura média da mesa do conector em mm
t_w	espessura da alma do conector em mm
L_c	comprimento do perfil U laminado em mm
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica do concreto
P_{Rd}	resistência de projeto do conector
P_{Rk}	resistência característica do conector
f_{ut}	resistência última real do material do conector obtida por ensaio
γ_V	fator parcial de segurança do conector de cisalhamento (valor recomendado é 1,25)
δ_u	capacidade de deslizamento
δ_{uk}	capacidade de deslizamento característica
Q_{Rd}	força resistente de cálculo do conector
γ_{cs}	o coeficiente de ponderação de resistência do conector
A_{cs}	a área da seção transversal do conector
f_{ucs}	a resistência à ruptura do aço do conector
E_c	módulo de elasticidade do concreto
R_g	coeficiente para consideração do efeito de atuação dos grupos de conectores
R_p	coeficiente para consideração da posição do conector

t_{fcs}	espessura da mesa do conector U , tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma
t_{wcs}	espessura da alma do conector U
L_{cs}	comprimento do perfil U
q_n	capacidade nominal do conector
A_{sc}	área da seção transversal do conector
γ_c	peso específico do concreto
d	diâmetro do corpo do conector
h_{cs}	altura total do pino
t_f	espessura média da mesa do conector em mm
t_w	espessura da alma do conector em mm
L_c	comprimento do perfil “U” laminado em mm.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificativa	3
1.2	Objetivos	4
1.2.1	Objetivo Geral	4
1.2.2	Objetivos Específicos	4
1.3	Estrutura do trabalho	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Viga Mista de Aço-Concreto Armado	6
2.1.1	Grau de conexão e grau de interação	6
2.2	Conectores de Cisalhamento	9
2.2.1	Aspectos Gerais	9
2.2.2	Conector espiral	10
2.2.3	Conectores rígidos associados à ganchos	11
2.2.4	<i>Stud bolt</i>	11
2.2.5	Conector em perfil <i>U</i>	13
2.2.6	Conectores em chapa contínua	14
2.2.7	Conector com alça em barra chata e alça em barra redonda	17
2.2.8	Conectores treliçados	19
2.2.9	Conectores de cisalhamento tubulares	22
2.3	Resistência das vigas mistas de aço e concreto	24
2.3.1	Capacidade dos conectores	24
2.3.2	Resistência ao <i>uplift</i>	25
2.3.3	Fissuras na laje de concreto	26
2.3.4	Ancoragem dos Conectores	27
2.4	Recomendações Normativas	30

2.4.1	Eurocode 4 (2004) – Parte 1	30
2.4.2	NBR 8800 (2008)	34
2.4.3	AISC 360-5 (2005)	35
2.4.4	CSA-S16-09 (2009).....	36
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	38
3.1	Modelos experimentais	38
3.2	Fabricação e Soldagem dos conectores de cisalhamento	46
3.3	Instrumentações dos espécimes.....	47
3.4	Fôrmas.....	52
3.5	Concretagem	54
3.6	Execução do ensaio <i>push-out</i>	54
4	RESULTADOS.....	56
4.1	Caracterização dos materiais.....	56
4.1.1	Concreto.....	56
4.1.2	Aço das lajes e conectores	57
4.1.3	Aço do perfil I e solda.....	57
4.2	Cargas de ruptura e resistência de projeto	62
4.3	Deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto.....	68
4.4	Separação transversal das lajes	75
4.5	Deformações dos conectores de cisalhamento e das armaduras das lajes	84
4.5.1	Deformação dos conectores de cisalhamento.....	84
4.5.2	Armadura da Laje.....	89
4.6	Fissuração do concreto.....	89
5	conclusões e sugestões para trabalhos futuros	93
5.1	Conclusões	93
5.1.1	Carga de Ruptura.....	93
5.1.2	Deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto	93

5.1.3	Separação transversal das lajes	94
5.1.4	Deformação dos conectores de cisalhamento e das armaduras da laje	95
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	95
6	REFERÊNCIAS	97

1 INTRODUÇÃO

O avanço tecnológico na construção civil propicia os desenvolvimentos e uso de novas técnicas e recursos que buscam otimizar tempo de execução, melhorar o aproveitamento das propriedades dos materiais, durabilidade, entre outros. O uso de estruturas mistas de aço e concreto tem ocorrido desde o início dos anos 1920, sendo crescente a partir de então, tendo seu uso difundido em pontes nos anos 1950 e em edifícios por volta dos anos 1960 (OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, 1971) e proporciona a possibilidade de seções mais esbeltas, executadas em menos tempo e com a possibilidade de menor uso de escoramento, por submeter cada material aos esforços que suportam mais eficientemente: o aço à tração e o concreto à compressão; a laje de concreto também auxilia a viga de aço contra torção e flambagem, dando maior rigidez. Na Figura 1.1 é mostrada a viga metálica de uma estrutura e o conector de cisalhamento.

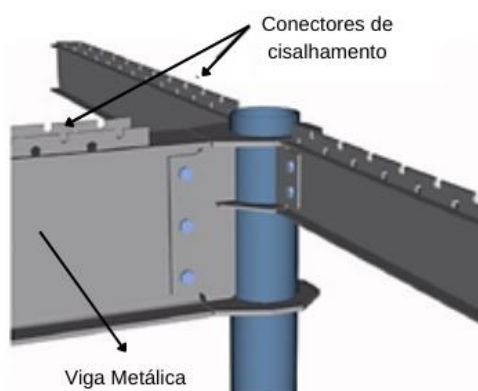


Figura 1.1 - União viga/pilar e conectores de cisalhamento na viga metálica (adaptado de CAVALCANTE, 2010)

As vigas mistas apresentam diversas outras vantagens sobre as vigas convencionais de concreto armado como redução de seção, para resistir às mesmas cargas (aproveitamento das características do aço e do concreto), e, segundo (QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; GALVÃO, 2012), podem gerar reduções no peso da estrutura de 20% a 40%, em relação às vigas convencionais de aço observa-se redução da deflexão e vibrações devido à maior rigidez da peça.

Para um bom aproveitamento das propriedades das vigas mistas faz-se necessário o uso de conectores que são responsáveis pela determinação do grau de interação dos elementos e a transferência de esforços entre o perfil metálico e a laje

de concreto, portanto a escolha do tipo de conector e seu correto dimensionamento é essencial.

Embora os conectores de cisalhamento sejam fundamentais nas vigas mistas, as normas vigentes (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS., 2008; AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005; CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2009; EUROCODE, 2004) não são abrangentes quanto aos cálculos e demais diretrizes de utilização destes. Embora a Eurocode 4 (2004) traga um ensaio para a avaliação da resistência dos conectores não previstos em norma, apenas os conectores do tipo *stud* e perfil *U* são regidos pelas normas atuais, trazendo parâmetros de dimensionamento, restringindo a utilização de outros tipos de conectores que poderiam se adequar mais eficazmente à algumas situações de projeto específicas.

Um exemplo disso ocorreu em 1980, quando a empresa alemã *Leonhardt, Andra and Partners*, se deparou com uma situação de projeto de ponte na qual o conector *Stud* não seria adequado devido ao seu desempenho inferior quando submetidos à carregamentos cíclicos e o conector do tipo *U* também não atendia às características de projeto, já que o espaço transversal para soldagem dos conectores era limitado. Para atender às exigências do projeto a empresa desenvolveu um novo tipo de conector batizado de *Perforbond* (LEONHARDT *et al.*, 1987 *apud* OLIVEIRA, 2007), melhor descrito no Item 2.2.6.1, que consistia em uma chapa contínua com aberturas circulares soldada sobre a mesa superior da viga de aço.

Portanto a expansão do uso de sistemas estruturais mistos de aço e concreto traz consigo uma necessidade de mais estudos nesta área, e no caso das vigas mistas, o estudo de novos tipos de conectores é de suma importância para a normatização e uso de conectores que melhor atendam às necessidades específicas de cada projeto.

Neste sentido, o desenvolvimento e estudo de conectores que tragam facilidade construtiva, aliada a materiais acessíveis e preço relativamente baixo, quando comparado às opções mais tradicionais como o *stud*, é fundamental. Outro ponto importante é a investigação dos diferentes fatores que possam influenciar a capacidade resistente final dos conectores já normatizados como o conector em perfil *U*, pois as normas apresentam recomendações muito gerais sobre os cálculos de resistência.

1.1 Justificativa

Nas estruturas mistas de aço e concreto armado, um ponto fundamental é o uso dos conectores de cisalhamento que fazem a ligação e garantem a transferência de esforços entre os dois materiais e o consequente trabalho conjunto. Portanto, é essencial fazer a escolha e aplicação adequada dos conectores para cada situação particular, garantindo bom desempenho estrutural, segurança e conforto aliados à economia e vantagens em termos construtivos.

Os conectores de cisalhamento usualmente utilizados em vigas mistas são os do tipo *stud bolt* e perfil *U*, que são, também, os únicos previstos nas normas vigentes (Item 2.4). Estes conectores, no entanto, apresentam certas características que trazem limitações para seu uso, como o alto custo de instalação do *stud bolt*. Este possui alta capacidade resistente aos esforços de cisalhamento, mas a sua instalação é onerosa necessitando de equipamento de solda de alta potência, além de não apresentarem bom desempenho à fadiga. Já os conectores do tipo *U* proporcionam menor fissuração na laje de concreto devido a melhor distribuição de tensões proporcionada pela maior área de contato com o concreto, mas possuem produtividade reduzida e incompatibilidade em alguns sistemas de lajes mistas.

Desta forma, os conectores estudados neste trabalho (compostos por barras de aço CA-50 dobradas) são de simples concepção e feitos com material facilmente encontrado no mercado e com preço mais acessível quando comparado às chapas de aço ou *studs* comumente utilizados em estruturas mistas, e por serem conectores contínuos apresentam maior produtividade na montagem além de não exigirem equipamentos específicos para sua instalação, tornando fácil sua execução nas diversas situações de projeto.

Além disso, os conectores testados são uma boa alternativa em substituição aos conectores do tipo *Stud* já que estes últimos trazem consigo algumas desvantagens em termos construtivos (além do alto preço) por necessitar de equipamento e mão-de-obra especializada para sua montagem que geralmente são encontrados apenas nos grandes centros urbanos. Em estados menos desenvolvidos tecnologicamente e nos interiores a tecnologia de montagem dos conectores *stud* não está disponível impossibilitando seu uso, ou tornando muito caro a contratação dos serviços de outros locais.

Os ensaios de cisalhamento direto do tipo *push-out* previstos na norma Eurocode 4 (2004) são muito utilizados para se obter a relação força no conector e deslocamento relativo aço-concreto. A norma apresenta as diretrizes para realização do ensaio e posterior avaliação dos resultados sendo, atualmente, o principal meio de avaliação de novos conectores, retornando resultados diretos de resistência ao cisalhamento e resistência ao deslizamento dos conectores testados.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar experimentalmente através de ensaios de cisalhamento direto, conhecidos como *push-out*, o desempenho de conectores de cisalhamento constituídos de vergalhões dobrados de aço CA-50 em diferentes bitolas e posicionamentos para aplicação em estruturas mistas constituídas por perfis em aço e elementos de concreto armado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o comportamento força-deslizamento dos espécimes, obtendo-se resultados de ductilidade e resistência última dos conectores projetados;
- Avaliar a influência das diferentes geometrias e taxas de armadura na ductilidade, carga última e resistência ao *uplift* dos conectores testados;
- Comparar os resultados experimentais em relação aos resultados de (BEZERRA et al., 2018); (BARBOSA, 2016; SOUZA, 2019) que estudaram conectores fabricados com vergalhões de aço CA-50;
- Ampliação do programa experimental de SOUZA (2019).

1.3 Estrutura do trabalho

O capítulo 2 traz a revisão bibliográfica trazendo um breve contexto histórico do uso das estruturas mistas e a explica a forma de interação dos materiais atuando

em conjunto em uma estrutura mista. Também são abordadas as principais recomendações normativas vigentes relacionadas a estruturas mistas e algumas pesquisas envolvendo conectores de cisalhamento, além de discutir os principais fatores que influenciam na resistência das vigas mistas de aço e concreto.

O terceiro capítulo contém os detalhes do programa experimental mostrando como foram executados e soldados os conectores, a instrumentação dos modelos, projeto e execução de formas, concretagem e forma de execução dos ensaios *push-out*.

O quarto capítulo apresenta e discute os resultados obtidos com a execução dos ensaios de caracterização dos materiais e dos ensaios experimentais: carga de ruptura, resistência de projeto, deslocamento relativo, separação transversal das lajes, deformação dos conectores e deformação do concreto.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões referentes aos itens abordados no capítulo 4 e compara com os resultados obtidos por outros autores que testaram conectores de cisalhamento fabricados com vergalhão de aço CA-50, além de algumas sugestões para trabalhos futuros na mesma linha de pesquisa.

O Capítulo 6 traz as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Viga Mista de Aço-Concreto Armado

Queiroz *et al.* (2012) define como sistema misto aço-concreto aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto formando um pilar misto, laje mista, viga mista ou uma ligação mista, que utilizados em conjunto podem formar uma estrutura mista normalmente empregada na construção de edifícios e pontes.

A NBR 8800 (2008) define viga mista de aço e concreto como sendo um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil / (outros perfis, como caixão ou tubular retangular, podem ser usados desde que sejam feitas as devidas adaptações nas prescrições apresentadas) ou uma treliça, com uma laje de concreto acima da sua face superior. A norma diz, ainda, que a referida laje de concreto pode ser maciça moldada no local, mista ou uma pré-laje de concreto pré-moldada. Devem ainda possuir conectores para que haja a interação entre os materiais (aço e concreto) que passam a trabalhar em conjunto.

2.1.1 Grau de conexão e grau de interação

No item O.1.1.2 da NBR 8800 (2008) são definidos os níveis de interação entre aço e concreto nas vigas mistas, sendo considerada completa a interação, na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente concreto à tração ou do componente concreto à compressão, o que for menor. No caso da resistência dos conectores ser a menor, a interação é considerada parcial.

Barbosa (2016) cita que o trabalho conjunto dos dois materiais na viga mista pode ser compreendida por dois conceitos fundamentais: grau de conexão e grau de interação. O autor menciona que o que a norma NBR 8800 (2008) chama de *nível de interação* (descrito no parágrafo anterior) seria, na verdade, o grau de conexão que é um indicativo de resistência da viga mista cuja conexão total representaria que a resistência não depende dos conectores, mas das deformações máximas do aço e do concreto na seção transversal mais solicitada do elemento.

Em outras palavras, o grau de conexão é definido comparando-se as resistências dos componentes do elemento misto: nos casos em que a resistência dos conectores é inferior à da laje e à do perfil metálico, a ruptura se daria no conector configurando uma conexão parcial. Caso os conectores sejam mais resistentes que o perfil e a laje de concreto armado têm-se uma conexão total. Neste caso, o dimensionamento se daria definindo a resistência mínima destes conectores para que se atinja a conexão total do elemento em questão e então seguir-se-ia o dimensionamento ignorando a influência dos conectores (BARBOSA, 2016).

Já o grau de interação, ainda segundo o autor, estaria relacionado ao deslizamento relativo entre laje e perfil metálico, onde há um deslizamento muito elevado a viga em questão não tem ação mista, tratando-se de uma viga híbrida e, portanto, o grau de interação seria 0. Em contrapartida, quando não há deslizamento entre o perfil metálico e a laje tem-se um caso de grau de interação máximo, que ocorreria se os conectores tivessem rigidez infinita, no qual haveria apenas uma linha neutra na viga mista e comportamento totalmente solidário entre o aço e o concreto com a hipótese das seções planas permanecerem planas (hipótese de Navier-Bernoulli) mantendo-se válida ao longo de toda a peça. A Figura 2.1 mostra a distribuição de deformações nas seções.

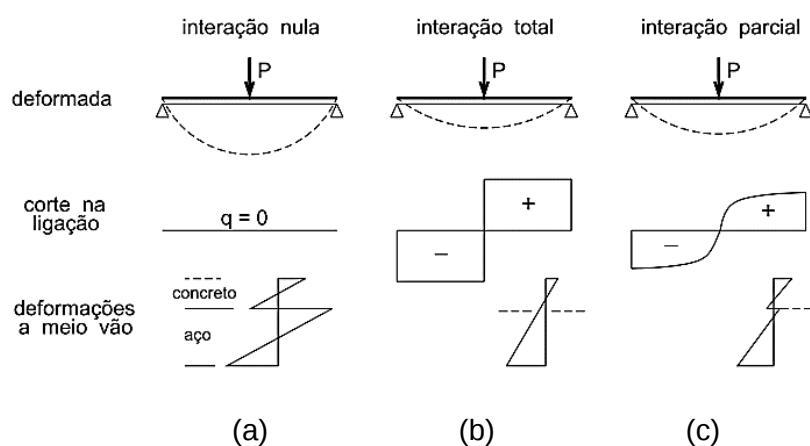


Figura 2.1 – Interação aço-concreto no comportamento de vigas mistas (ALVA; MALITE, 2005)

A interação nula é o resultado dos dois materiais trabalhando isoladamente, quando não há restrições ao deslizamento relativo entre eles configurando uma viga híbrida. Neste caso, teremos duas linhas neutras e tanto a laje de concreto quanto o perfil metálico estarão submetidos à esforços de tração e compressão (Figura 2.1 a).

Quando ocorre deslizamento longitudinal relativo temos uma interação parcial (Figura 2.1 c), resultando no surgimento de duas linhas neutras na seção da viga, e submetendo ambos os materiais (aço e concreto) aos dois esforços (tração e compressão), porém em proporções diferentes do caso anterior, já que parte deles é redistribuída através da conexão. O deslizamento afeta a distribuição de tensões na seção e a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal interferindo na deformabilidade da viga.

O caso de interação total ocorre quando não há deslizamento relativo resultando em um trabalho completamente conjunto entre perfil de aço e laje de concreto. Neste caso há apenas uma linha neutra, conforme a Figura 2.1 b.

No entanto, situações de interação total são praticamente impossíveis de ocorrerem, como mostram os estudos de (JOHNSON, 1975). Através de ensaios *Push-out* o autor mostra que mesmo com cargas muito baixas o deslizamento nunca é zero, no entanto, cálculos concluem que o erro de cálculo quando se considera conexões e interações totais em comparação a interação parcial e conexão total, é de apenas 5% para tensões de compressão no concreto e cerca de 13% para deformações.

O comportamento das vigas mista depende do comportamento conjunto dos dois materiais. Essa interação se dá pela aderência entre aço e concreto, atrito, e de forma mecânica por meio dos conectores. No entanto, à parcela referente à aderência e atrito normalmente não são consideradas nos cálculos de resistência por não possuírem métodos claros de mensuração. Portanto para efeito de cálculos são considerados apenas a resistência dos conectores de cisalhamento.

Os conectores atuam na transferência de esforços longitudinais entre o aço e o concreto da viga mista e impedem a separação vertical do perfil de aço e da laje de concreto, movimento chamado de *uplift*. Portanto, o conhecimento da rigidez e resistência dos conectores é fundamental para mensurar o comportamento da viga mista.

Veríssimo (2007) cita que devido à maneira otimizada de utilização dos materiais (aço submetido à tração e concreto à compressão) pode-se obter reduções consideráveis de uso de materiais e/ou custos em relação a estruturas não mistas pois minimiza-se o uso de concreto em relação à estruturas de concreto armado, e em relação à estruturas metálicas a altura do perfil de aço necessária será menor já que

uma parcela do esforço a que estaria submetido já está sendo resistido pelo concreto além de, em geral, a peça mista apresentar maior rigidez.

2.2 Conectores de Cisalhamento

2.2.1 Aspectos Gerais

2.2.1.1 Ductilidade dos conectores

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados em rígidos ou flexíveis (dúcteis) de acordo com a relação entre força atuante no conector e deslocamento relativo entre o aço e o concreto como resposta ao cisalhamento longitudinal gerado na interface aço-concreto. Neste sentido o conector flexível apresenta comportamento dúctil, resultando em maior deslocamento entre o perfil e a laje até que ocorra a ruptura, e o rígido possui comportamento mais frágil, cuja ruptura ocorre com esmagamento ou cisalhamento do concreto o que é indesejável por questões de segurança estrutural (VERISSIMO, 2007). A Figura 2.2 mostra um gráfico força x deslocamento para conectores de cisalhamento no qual observa-se a diferença de comportamento entre o conector rígido e o flexível.

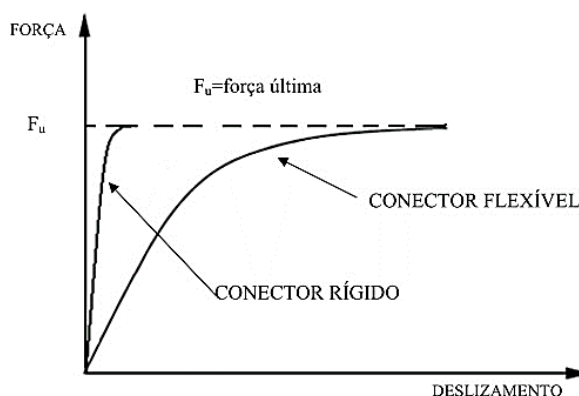


Figura 2.2 - Relação força x deslocamento para conectores de cisalhamento (CAVALCANTE, 2010)

O comportamento dúctil se caracteriza pela redistribuição dos esforços, de forma que quando submetidos a carregamentos crescentes os conectores continuam a se deformar, sem romper, mesmo próximos de atingir sua resistência máxima e

desta forma permitem que conectores vizinhos também atinjam suas capacidades (TRISTÃO, 2002). Portanto, a utilização de conectores dúcteis proporciona um colapso dúctil devido à ruptura da ligação entre aço e concreto após grandes deformações.

Diferentemente, conectores rígidos pouco se deformam sob carregamento demonstrando uma boa conexão sem mostrar um deslocamento relativo muito grande entre o perfil de aço e a laje de concreto, o que pode levar a uma ruptura abrupta e sem sinais de aviso.

A escolha do melhor tipo de conector, quanto à sua ductilidade, vai estar intimamente atrelada a sua destinação, às características específicas de cada situação de uso. Conectores flexíveis, por exemplo, não são uma boa escolha para situações de cargas oscilantes, como terremotos, situações nas quais os conectores são submetidos a carregamentos cíclicos. Nestes casos os conectores flexíveis se deformam bem mais que os rígidos podendo colapsar precocemente (HAWKINS; MITCHELL, 1984).

2.2.2 Conector espiral

Os primeiros estudos relacionados à conectores de cisalhamento iniciaram-se por volta de 1933 na Suíça. Na ocasião o conector testado era denominado de *conector espiral* e consistia em barras circulares em formato helicoidal e foi analisado em ensaios de cisalhamento direto e ensaios de flexão em vigas mistas (VIEST, 1960, *apud* VOELLMY e BRUNNER, 1993).

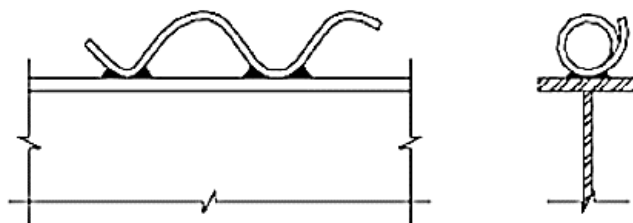


Figura 2.3 - Primeiro conector proposto (VIEST, 1960)

O autor realizou vários estudos neste tipo de conector variando parâmetros como diâmetro da barra, diâmetro do espiral, e a resistência do concreto chegando a expressões para cálculo da sua resistência.

2.2.3 Conectores rígidos associados à ganchos

Na Europa, por volta da década de 1960, desenvolveram-se pesquisas com conectores rígidos constituídos por barras de aço e perfis laminados associados à barras em forma de gancho. Geralmente esses dois tipos de conectores eram utilizados conjuntamente para restringir o deslizamento horizontal na interface aço-concreto e impedir o *uplift*.

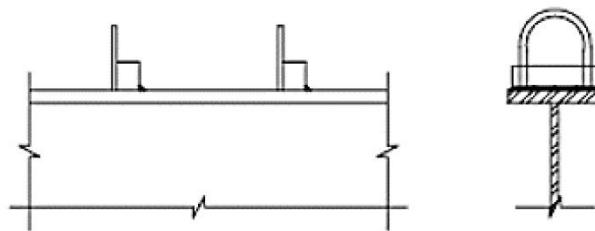


Figura 2.4 - Conector rígido (CHAPMAN, 1964 *apud* (CHAVES, 2009))

2.2.4 Stud bolt

O *stud bolt* (Figura 2.5) é um conector do tipo pino com cabeça. Os estudos referentes a este conector se iniciaram na década de 1950. Viest (1956) realizou ensaios em conectores *stud bolt* investigando a influência da resistência do concreto, espaçamento e diâmetro dos conectores, obtendo-se equações empíricas para o cálculo da resistência dos pinos.

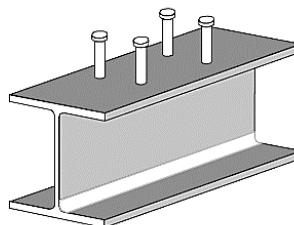


Figura 2.5 - Conector *stud bolt* (OLIVEIRA, 2007)

A soldagem dos conectores *stud* envolve os mesmos princípios básicos de uma solda convencional, em que um arco elétrico controlado é usado para fundir a extremidade do pino, ou do eletrodo, com o metal base, resultando em uma solda de

excelente qualidade, mais resistente do que o próprio pino (QUEIROZ *et al.*, 2001 *apud* (OLIVEIRA, 2007).

Estes conectores apresentam algumas vantagens, como alta produtividade na execução, baixa interferência nas barras da armadura de flexão e boa ancoragem no concreto. Outra vantagem dos conectores do tipo *stud* é um rápido método de execução aliado a equivalência na resistência do conector em todas as direções normais ao eixo longitudinal deste (TRISTÃO; NETO, 2005). Apesar das diversas vantagens associadas a seu uso eles possuem alguns pontos negativos, como a baixa resistência em situações de fadiga, e um sistema de solda específico que encarece o processo necessitando de gerador de grande potência (BARBOSA, 2016).

(DAVIES, 1969) *apud* (VERISSIMO, 2007) também estudou os conectores *stud*: o autor realizou uma série de ensaios em vigas mistas analisando a influência do espaçamento entre os conectores e a taxa de armadura transversal da laje no comportamento do elemento estrutural. Como resultados o autor apresenta uma proposta para a definição de uma equação de resistência para a conexão.

(PATIL; SHAIKH, 2013) realizaram estudos numéricos com o *software* Ansys para analisar o comportamento de conectores quando submetidos à ação conjunta de esforços de flexão e cisalhamento. Os resultados mostram que o aumento do comprimento dos studs não proporciona mudanças consideráveis na deflexão das vigas mistas. Enquanto que ao variar o diâmetro dos Studs analisados, observou-se uma diminuição na deflexão.

Outros autores testaram os conectores do tipo *stud* em situações atípicas de uso, como (BONILLA; BEZERRA; MIRAMBELL, 2019) que fez testes *push-out* adaptados para elementos compostos por chapas de aço perfiladas e compararam os resultados de resistência com os resultados dos cálculos recomendados pelas normas AISC-LRFD e Eurocode 4. Os autores concluíram que as resistências destes conectores nestes casos específicos não condizem com os valores obtidos pelos dimensionamentos especificados nas referidas normas.

Muitas outras pesquisas foram desenvolvidas empregando *studs* em várias situações e com diferentes variáveis fazendo uso de ensaios *push-out*, ensaios com vigas mistas e/ou modelos em computacionais com elementos finitos a fim de aferir o desempenho destes conectores em tais situações (EASTERLING; GIBBINGS;

MURRAY, 1993; HENDERSON et al., 2017; JAYAS; HOSAIN, 1988; NGUYEN; KIM, 2009; PAVLOVIĆ et al., 2013; ROBINSON, 1988).

2.2.5 Conector em perfil *U*

O conector em perfil *U* consiste e um perfil *U* cortado no qual uma das mesas é soldada na mesa superior do perfil de aço, ficando a alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil. Devido à reduzida espessura da alma deste conector, ele apresenta uma reduzida inércia quando comparado à conectores do tipo *stud*, no entanto a área de contato com o concreto é bem maior resultando em uma melhor distribuição das tensões.

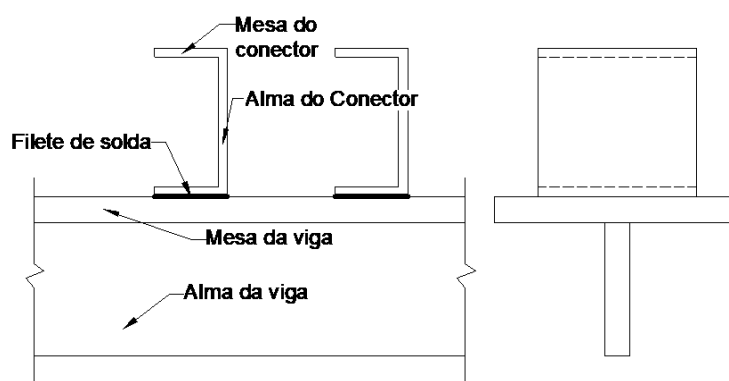


Figura 2.6 - Conector em perfil *U* (adaptado de (OLIVEIRA, 2007))

As pesquisas com conectores em perfil *U* datam aproximadamente da década de 50 com as pesquisas de (VIEST et al., 1952) que resultaram em valiosas informações acerca do comportamento dos conectores em *U* embutidos em concreto. (SLUTTER; DRISCOLL, 1965) investigaram a relação entre comportamento à flexão de espécimes de vigas mistas e o comportamento individual dos conectores e baseado nos resultados obtidos pelos testes *push-out* realizados por (VIEST et al., 1952) sugeriram uma equação empírica para prever a resistência com conectores *U* que foi posteriormente modificada e apresentada pela norma americana AISC-360-5 (2005) (ver item (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005)).

A norma canadense (CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2009) também sugere uma equação semelhante para o dimensionamento de conectores em perfil *U*. (PASHAN; HOSAIN, 2009) conduziram testes *push-out* utilizando conectores em perfil *U* para investigar os efeitos da resistência do concreto e do comprimento e

espessura da alma dos conectores. Neste estudo os pesquisadores concluíram que a equação proposta pela norma canadense era muito conservadora e baseados nos resultados obtidos pelos testes realizados desenvolveram a seguinte equação:

$$Q_n = (336t_w^2 + 5.24L_cH)\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

Onde:

H é a altura do conector;

t_f é a espessura da mesa do conector;

t_w é espessura da alma do conector.

2.2.6 Conectores em chapa contínua

2.2.6.1 Conectores Perforbond

Apesar da boa resposta aos carregamentos demonstrada pelos conectores do tipo *stud bolt* estes não apresentavam um bom desempenho quando submetidos a carregamento dinâmicos, como ocorre em pontes por exemplo, fator que levou estudiosos a desenvolverem novos conectores que possuísem boa resposta a estes carregamentos.

Assim, no final da década de 80 a empresa alemã *Leonhardt, Andra and Partners*, desenvolveu um novo tipo de conector batizado de *Perforbond* (LEONHARDT *et al.*, 1987 *apud* (OLIVEIRA, 2007) que consistia em uma chapa contínua com aberturas circulares soldada sobre a mesa superior da viga de aço (Figura 2.7). Posteriormente outros autores também fizeram estudos em elementos mistos com o uso de conectores desse tipo comprovando a sua eficiência em substituição aos convencionais *studs* (OGUEJIOFOR; HOSAIN, 1992; SILVA; NARDI; RITTER, 2018).

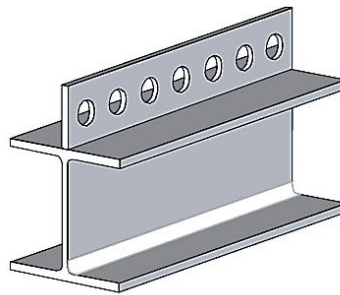


Figura 2.7 - Conector *Perforbond* (LEONHARDT *et al.*, 1987 *apud* OLIVEIRA, 2007)

Neste conector, o concreto que passa por entre as aberturas da chapa contínua forma pinos virtuais dentro da peça, com dois planos de corte, que além de proporcionar resistência ao cisalhamento na direção horizontal, também evita a separação vertical entre a laje de concreto e a viga de aço, caracterizando o *efeito de pino*. Desta forma não há necessidade de uma cabeça de ancoragem como ocorre nos *studs* e ainda sim se obtém uma rigidez maior (OLIVEIRA, 2007).

Além de poder ser empregado na conexão ao cisalhamento em vigas mistas de pontes e edifícios, o *Perforbond* também pode ser utilizado em outras situações como, por exemplo, em pilares mistos, em ligações mistas e na conexão de vigas de piso com paredes de cisalhamento em edifícios altos (FERREIRA, 2000; MEDBERRY, 2002; OGUEJIOFOR; HOSAIN, 1992).

Apesar das vantagens em termos de resistência e rigidez, os conectores *Perforbond* apresentava problemas na hora de montagens de armadura na obra pois havia dificuldade de montagem de armaduras inferiores das lajes quando estas armaduras precisavam passar por entre os furos do conector.

Esta questão foi suprida com o desenvolvimento de outros conectores de chapa contínua depois chamados de *Crestbond*, idealizado por (VERÍSSIMO, 2007; VERÍSSIMO *et al.*, 2006), que consistem em uma chapa contínua dentada com reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e ao *uplift*. Este conector foi submetido a ensaios experimentais apresentando elevada resistência ao cisalhamento e boa ductilidade (VERÍSSIMO, 2007; VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

2.2.6.2 Conectores Crestbond

Veríssimo *et al.* (VERÍSSIMO *et al.*, 2006) testou os conectores CR (*Crestbond*) por meio de ensaios *push-out* e comparou seu comportamento com os dos conectores *perforbond* e *stud*. Foram realizados 26 ensaios divididos em 4 séries, variando abertura e altura dos *dentes*. A configuração dos conectores testados é mostrada na Figura 2.8.

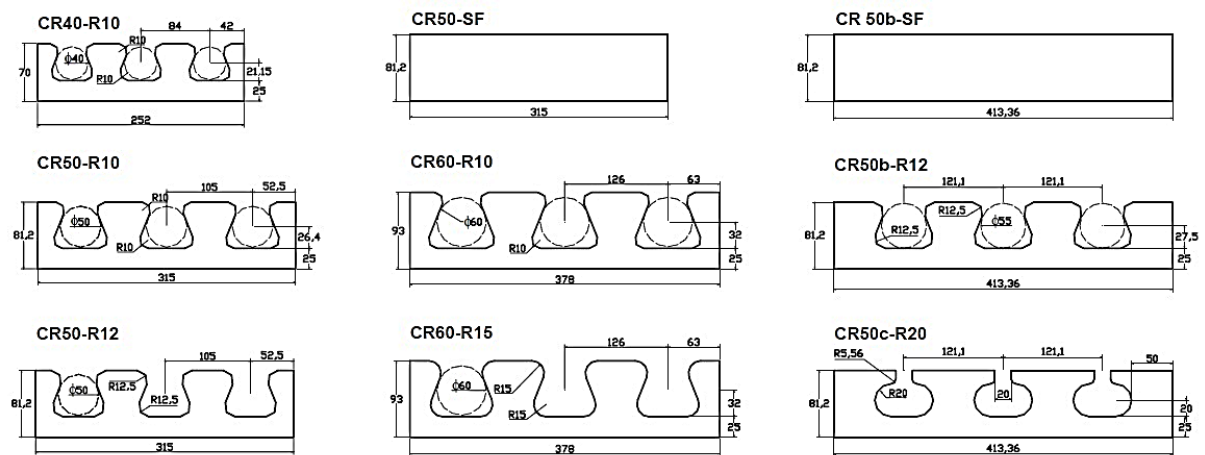


Figura 2.8 - Configuração dos conectores testados por (VERÍSSIMO *et al.*, 2006)

Os conectores *Crestbond*, devido às suas aberturas entre os dentes, permitem a passagem das armaduras facilitando a disposição das armaduras que eram de difícil montagem com o uso dos conectores *Perforbond*, além de possuírem comportamento mecânico semelhante ao deste último.

Os autores observaram que o conector CR assim como o *perforbond* apresentam grande capacidade de retenção de carga no pós-pico, o que não ocorre com o *stud*. Ainda, para a mesma faixa de resistência do concreto, um único conector CR apresenta resistência equivalente à de quatro studs. Para um acréscimo de 81% na resistência do concreto há um ganho de 35% na capacidade de carga do conector CR.

Em relação ao comportamento identificado para cada tipo de conector, em termos de modos de ruptura, tem-se observado que os *studs* tendem a sofrer ruptura por cisalhamento na base do conector, imediatamente acima do cordão de solda. Por outro lado, o conector *Perfobond* não sofre ruptura e tende a provocar elevada fissuração nas lajes de concreto. O conector CR apresenta um comportamento

intermédio, provocando fissuração nas lajes de concreto associada a alguma deformação visível nos dentes do conector. Também se notou que o conector CR apresenta menor capacidade de carga que um conector *Perfobond* de dimensões similares e que tanto o *Perfobond* como o conector CR possibilitam aumentar a capacidade resistente da conexão mediante a colocação de uma maior quantidade de armadura transversal (VERÍSSIMO et al., 2006). Recentemente as pesquisas relacionadas ao comportamento dos conectores *Crestbond* têm sido desenvolvidas por modelos semi-empíricos e simulações numéricas (ALMEIDA, 2018; DUTRA, 2014; SILVA, 2011).

2.2.7 Conector com alça em barra chata e alça em barra redonda

Idealizados por Chaves (2009) os conectores do tipo alça em barra chata e do tipo alça em barra redonda (Figura 2.9) foram testados alcançando bons resultados de resistência e ductilidade e do ponto de vista construtivo eles são facilmente soldados ao perfil, facilitando a industrialização do sistema. No seu estudo ele também ensaiou perfis *U* laminados para servirem de referência, uma vez que são conectores de comportamento conhecido e de comportamento estrutural dúctil. O autor realizou testes de cisalhamento direto (*push-out*) avaliando a resistência e a ductilidade da conexão.

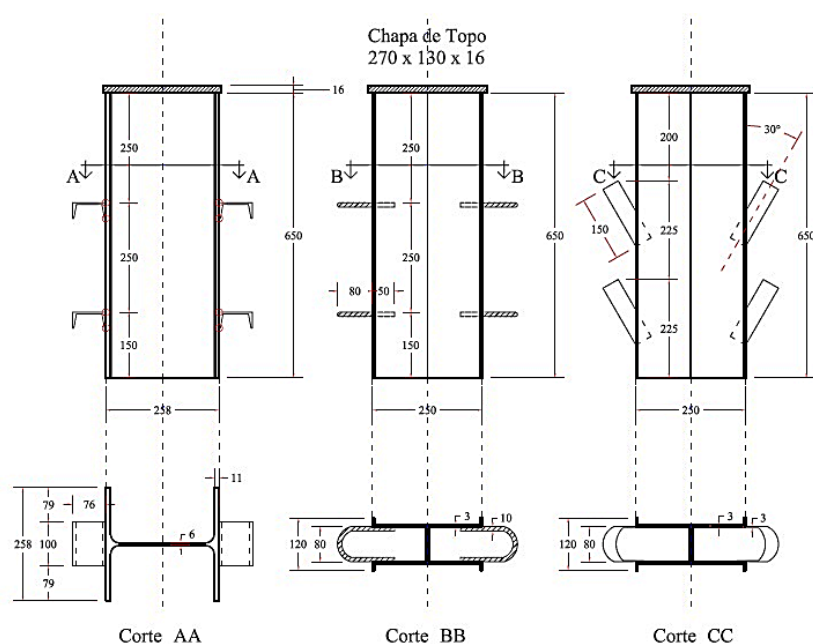


Figura 2.9 - Conector em *U* laminado, alça em barra redonda e alça em barra chata (CHAVES, 2009)

Os resultados obtidos através dos ensaios *push-out* mostram significativa variação entre as resistências dos diferentes tipos de conectores. A Tabela 2.1 mostra os resultados dos testes *push-out* realizados.

Tabela 2.1 - Resultados dos ensaios *push-out* (CHAVES, 2009)

Conector	Corpo-de-Prova	Q _{max} (kN)	δ _{uk} (mm)
Tipo Alça em Barra Chata	A1	172,0	9,57
	A2	188,1	N.A.
	A3	167,8	N.A.
	Média	176,0	9,57
Tipo Alça em Barra Redonda	B1	125,1	9,94
	B2	140,2	N.A.
	B3	142,6	N.A.
	Média	136,0	9,94
Perfil <i>U</i> Laminado	U1	295,3	N.A.
	U2	269,5	N.A.
	U3	264,8	N.A.
	Média	276,5	N.A.

Segundo o autor, o comportamento do perfil *U* testado para ser usado como referência apresenta comportamento semelhante aos trazidos em pesquisas passadas como em Malite (1993) e David (2003 *apud* (CHAVES, 2009). Os resultados experimentais mostram que os dois conectores testados apresentam resistência inferior ao perfil *U*, no entanto, apresentando boa ductilidade, como observa-se no gráfico da Figura 2.10. O gráfico nos mostra que ambos os conectores testados apresentaram boa ductilidade, deslocando-se mais de 10 mm antes de romperem.

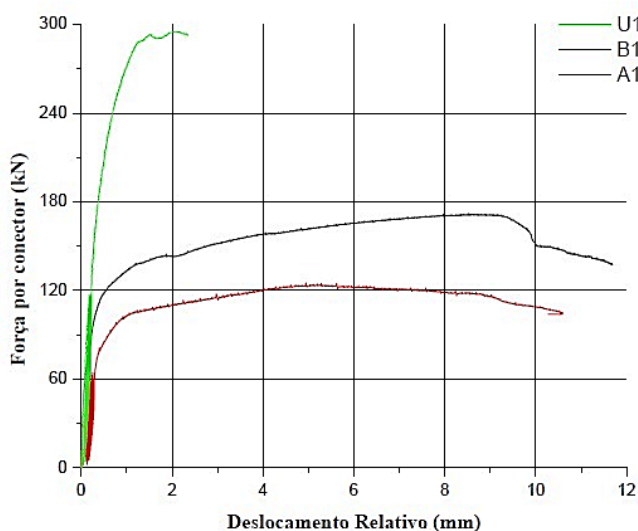


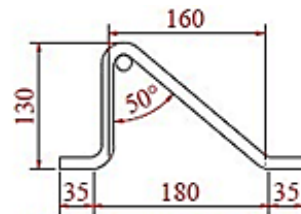
Figura 2.10 - Força x deslocamento dos diferentes conectores (CHAVES, 2009)

2.2.8 Conectores treliçados

Desenvolvidos por Barbosa (2016) os conectores treliçados (Figura 2.11) surgem como uma alternativa prática de conectores de cisalhamento por serem facilmente confeccionados com vergalhões de aço dobrados, apresentando-se como uma boa alternativa para conexões em vigas mistas de aço e concreto armado.



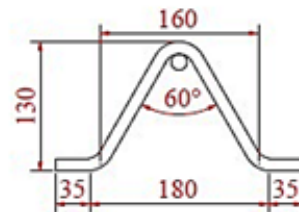
(a) Conector tipo TR – Ø 12,5 mm



(b) Conector tipo TR – projeto
dimensões em milímetros



(a) Conector tipo TI – Ø 12,5 mm



(b) Conector tipo TI – projeto
(dimensões em milímetros)

Figura 2.11 - Detalhes dos conectores treliçados (BARBOSA, 2016)

Diferentemente dos *Studs* que necessitam de aparato especial oferecido por empresas específicas, não estando disponíveis em algumas regiões, e são mais onerosos, os conectores treliçados apresentam facilidade de confecção e soldagem. Além disso, os resultados dos ensaios experimentais aliados aos estudos numéricos mostram que estes conectores são viáveis do ponto de vista técnico por possuírem bom comportamento quanto à resistência aos deslizamentos relativos entre laje e perfil, boa resistência ao *uplift* e boa resistência às solicitações de cisalhamento. Além disso, foram caracterizados como conectores dúcteis, sendo indicados como alternativa aos conectores do tipo *U* e *stud*.

Para os dois tipos de conectores estudados foram soldadas barras de aço CA-50 com 40 mm de comprimento e 16 mm de diâmetro na parte superior de cada conector, na parte interna do vértice do triângulo, para auxílio no combate ao *uplift*, assim como a *cabeça* do *stud bolt* faz.

O programa experimental de Barbosa (2016) foi composto de 24 modelos experimentais para ensaio *push-out*, sendo 3 para o conector *stud bolt* utilizado como referência, e havendo variação dos diâmetros das barras e dos formatos adotados para execução dos conectores treliçados. Na Tabela 2.2 podemos ver as características dos modelos testados.

Tabela 2.2 - Características para os modelos do ensaio *push-out* (adaptado de BARBOSA, 2016)

Tipos de modelos	Nomenclatura dos Modelos	Quantidade de Modelos	Armadura de Cisalhamento	
			Tipo de Conector	Diâmetro - Ø (mm)
S	S19	3	<i>stud bolt</i>	19,0
R	V	3	TR - Treliçado Retângulo	12,5
	R8	3	TR - Treliçado Retângulo	8,0
	R10	3	TR - Treliçado Retângulo	10,0
	R12,5	3	TR - Treliçado Retângulo	12,5
I	I8	3	TI - Treliçado Isósceles	8,0
	I10	3	TI - Treliçado Isósceles	10,0
	I12,5	3	TI - Treliçado Isósceles	12,5

A Figura 2.12 - Média das cargas de ruptura por conector Figura 2.12 apresenta os resultados de carga de ruptura média por conector nos ensaios *push-out*.

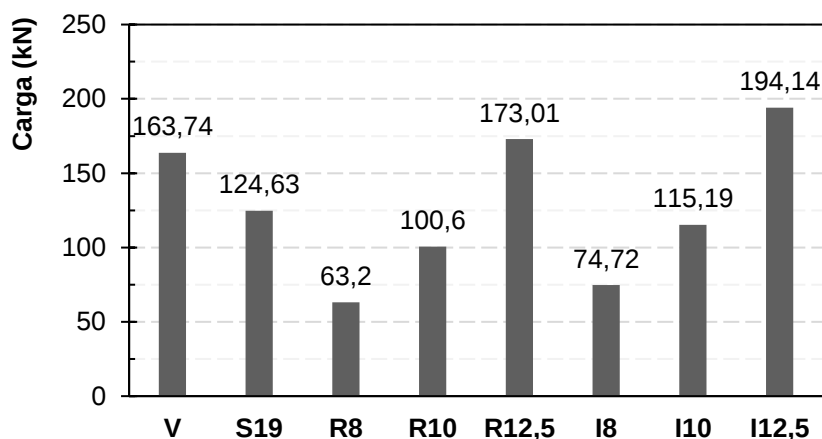


Figura 2.12 - Média das cargas de ruptura por conector (adaptado de BARBOSA, 2016)

Os resultados obtidos pelo autor (Figura 2.12) mostram que a configuração de conectores treliçados do tipo isósceles apresentou maior carga resistente em relação à configuração de conectores treliçados do tipo retângulo para os modelos ensaiados, apresentando ganhos de carga resistente, em relação aos conectores do tipo retângulo, de cerca de 21,45%, 16,41% e 18,43% para os diâmetros de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm, respectivamente, tomando como base os valores médios de carga de ruptura experimentais por conector para os ensaios realizados. Os resultados mostram que os conectores treliçados isósceles possuem maior capacidade resistente que os conectores do tipo treliçados retângulos.

Também se observou uma maior capacidade resistente dos conectores treliçados dos tipos isósceles e retângulo de diâmetro igual a 12,5 mm em relação aos conectores do tipo stud bolt de 19,0 mm, com ganhos de resistência da ordem de 67,33% para os conectores treliçados do tipo isósceles e da ordem de 40,11% para os conectores treliçados do tipo retângulo, isso tomando-se as cargas máximas por conector obtidas experimentalmente.

O autor também analisou a relação entre carga suportada (

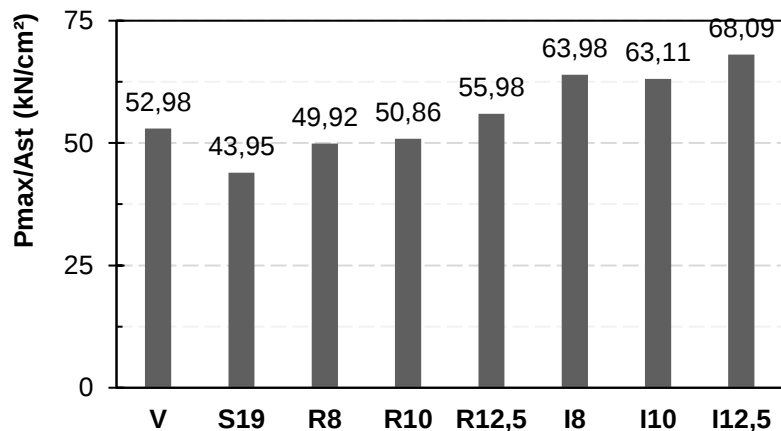


Figura 2.13) e área da seção transversal dos conectores observando-se um melhor aproveitamento da área da seção transversal para os conectores treliçados do tipo isósceles e uma eficiência equiparável entre os conectores treliçados de diâmetro de 8,0 mm e 10,0 mm, admitindo-se a mesma configuração de conector.

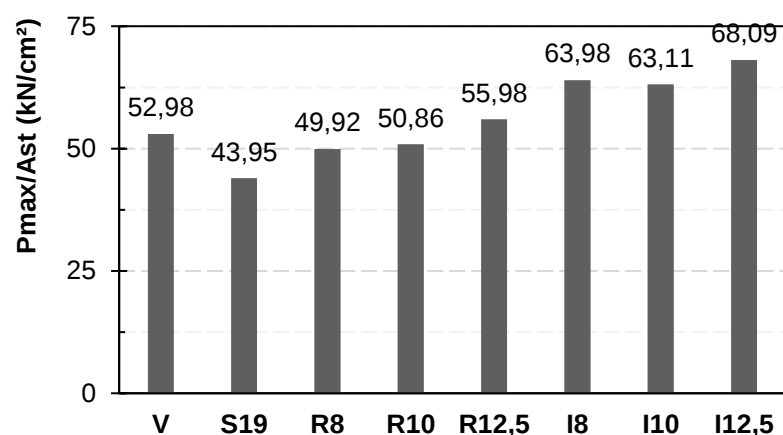


Figura 2.13 - Relação Carga máxima/área da seção transversal por conector (adaptado de BARBOSA, 2016)

Também foram analisados os deslocamentos avaliando a ductilidade dos conectores concluindo que os conectores com diâmetro de 12,5 mm (tipo *R* e *I*) apresentaram comportamento mais dúctil que os conectores tipo *stud bolt*, enquanto os conectores com diâmetros de 8,0 mm e 10,0 mm (tipo *R* e *I*) não apresentaram a mesma performance, quanto à ductilidade, que os conectores tipo *stud bolt*.

2.2.9 Conectores de cisalhamento tubulares

Nasrollahi *et al.* (2018) testou novos tipos de conectores de cisalhamento que consistiam em tubos de aço, com diâmetros e espessuras variáveis. A Figura 2.14 mostra um dos conectores testados e a Tabela 2.3 apresenta as propriedades dos espécimes testados.



Figura 2.14 - Conector tubular (NASROLLAHI et al., 2018)

Tabela 2.3 – Propriedades dos Espécimes (Adaptado de NASROLLAHI et al., 2018)

Specimen designation	Specimen number	Pipe diameter (mm)	Pipe thickness (mm)	Pipe length (mm)	Concrete strength (MPa)
P60-3	1 & 2	60,3	2,9	100,0	50,0
P70-4	1 & 2	79,2	4,0	100,0	50,0
P90-4	1 & 2	88,9	4,0	100,0	50,0
P114-3	1 & 2	114,0	3,2	100,0	50,0
P60-4	1	60,0	4,0	100,0	21,5
Ph114-5 (Horizontal)	1	114,0	5,0	50,0	23,5

Os resultados experimentais dos autores mostram que o espécime P60-4 suportou uma carga última de 173 kN, carregamento levemente inferior ao 200 kN suportados pelo P60-3 apesar dos 1 mm extra de espessura presente no P60-4. Isso ocorreu devido à resistência a compressão do concreto do P60-4 que foi menos que a metade do P60-3.

O espécime Ph114-5 é o único cujo conector foi posicionado horizontalmente com intuito de comparação com o posicionamento vertical. Este suportou carregamento máximo de 133 kN. Já o espécime P114-3 que apresenta mesmo diâmetro e espessura inferior atingiu 400 kN de cortante com um concreto de 50 MPa. Segundo os autores, isso deixa claro que o posicionamento horizontal não é tão efetivo quanto o vertical e portanto, não recomendado para uso prático. Outra conclusão obtida foi de que o aumento do diâmetro proporciona ganhos de resistência e ductilidade.

2.3 Resistência das vigas mistas de aço e concreto

2.3.1 Capacidade dos conectores

O cisalhamento atuante nas vigas mistas de aço e concreto é um fator determinante na resistência final dos elementos e deve ser analisado e devidamente combatido por meio dos conectores de cisalhamento. Patil e Shaikh (2013) citam que dois fatores fundamentais para o comportamento estrutural são o nível de interação e o nível da conexão entre os elementos de aço e concreto. Neste último, existe o que os autores citam como sendo *conexão de cisalhamento total*, no caso em que a conexão é capaz de resistir totalmente aos esforços a que é submetida e é o caso mais comum de ocorrer. No entanto nas últimas décadas o uso das vigas mistas tem levados a muitos casos em que a conexão é incapaz de resistir aos esforços em sua totalidade (conexão parcial de cisalhamento).

Com base em pesquisas e resultados experimentais algumas recomendações normativas apresentam equações que estimam a resistência ao cisalhamento dos conectores de cisalhamento mais utilizados: *stud bolt* e perfil *U*. A Tabela 2.4 apresenta, de forma resumida, as equações para estimativa de resistência dos conectores.

Tabela 2.4 – Capacidade dos conectores segundos as principais normas

NORMA	CAPACIDADE NOMINAL
	Conector do tipo pino com cabeça (<i>stud</i>)
AISC 360-5 (2005) NBR 8800 (2008)	$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq R_gR_pA_{sc}F_u$
CSA S16-09 (2009)	$q_{rs} = 0.5\Phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq \Phi_{sc}A_{sc}f_u$
EUROCODE 4 (2004)	$P_{Rd} = \frac{0.8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V}$ $P_{Rd} = \frac{0.29\alpha d^2A_{cs}\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V}$
	Conector tipo perfil <i>U</i>
AISC 360-5 (2005) NBR 8800 (2008)	$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_cE_c}$
CSA S16-09 (2009)	$q_{rs} = 45\Phi_{sc}(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c}$

Onde:

q_n é a capacidade nominal do conector;

A_{sc} é a área da seção transversal do conector;

γ_c é o peso específico do concreto;

f_u é a resistência à ruptura do aço do conector;

$\Phi_{sc} = 0,8$;

d é o diâmetro do corpo do conector;

h_{cs} é a altura total do pino;

t_f é a espessura média da mesa do conector em mm;

t_w é a espessura da alma do conector em mm;

L_c é o comprimento do perfil *U* laminado em mm.

Além das equações para cálculo das resistências dos conectores de cisalhamento, as normas também trazer outras recomendações de cálculo e execução de elementos mistos de aço e concreto que serão abordados mais detalhadamente no item 2.4.

2.3.2 Resistência ao *uplift*

É conhecido por *uplift* o efeito que provoca tendência de separação transversal entre o aço e o concreto no elemento misto. Ao pensar na presença do

uplift em vigas mistas é importante considerar outros fatores que advém deste efeito, como o arrancamento de pinos, uma vez que os conectores utilizados vão ser solicitados longitudinalmente e estarem propensos a serem arrancados do concreto pela tendência de separação dos elementos de aço e concreto.

Em conectores com cabeça (*studs*) é passível de ocorrer o arrancamento do conector juntamente a um cone de concreto formado a sua volta. Neste caso a fissuração do concreto na região da ligação é um fator determinante da carga de ruptura (MAUÉS et al., 2016). Diversos autores realizaram análises computacionais a respeito da ruptura pelo arrancamento do cone de concreto, tais como Delhomme e Debicki (2010), Ožbolt et al. (2007), Xu et al. (2011) e Maués et al. (2016).

Maués et al. (2016) estudou a influência da fissuração na resistência ao arrancamento de pinos embutidos em concreto. Os autores fizeram uma análise computacional baseada em uma série de ensaios experimentais de arrancamento de conectores embutidos em prismas bi apoiados de concreto mostrando que uma maior taxa de armadura aumenta a carga de ruptura considerando-se o modo de ruptura por formação do cone de concreto.

Os estudos de Xu et al. (2011) mostram que o aumento da cabeça do conector e o aumento do comprimento embutido também aumentam a carga de ruptura, bem como o volume do cone de concreto.

2.3.3 Fissuras na laje de concreto

Oehlers (1989) estudou a fissuração no concreto das lajes de elementos mistos devido à ação dos conectores de cisalhamento. As fissuras que surgem na laje oriundas da ação dos conectores podem ser de três tipos: fendilhamento, rasgamento e cisalhamento (Figura 2.15). As fissuras de rasgamento ocorrem devido a concentração de forças na laje de concreto e a extensão dessas fissuras depende das forças de compressão no plano da laje (OEHLERS, 1980, 1989). Assume-se que os efeitos que causam na resistência do conector são diminutos por ocorrem a certa distância da zona de compressão triaxial do concreto.

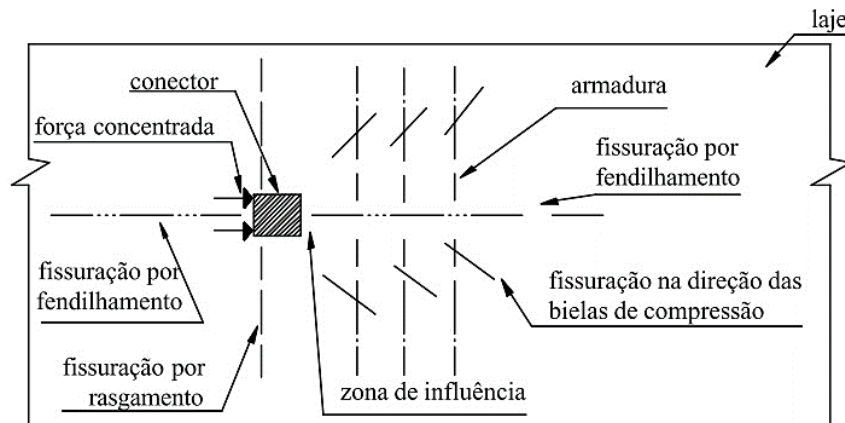


Figura 2.15 - Tipos de fissuração na laje devido à concentração de tensões gerada pelo conector (OEHLERS, 1980; TRISTÃO, 2002)

Ainda segundo Oehlers (1989) a formação de fissuras de cisalhamento ocorre próximo à zona de compressão e pode afetar a resistência. Contudo, pode-se adicionar armadura transversal na laje para que se possa evitar falhas devido ao cisalhamento. Já as fissuras de fendilhamento ocorrem próximas ao conector ocasionando o deslizamento entre laje e perfil, podendo se propagar e ocasionar novas fissuras gerando o alívio da tensão triaxial na zona de compressão do concreto propiciando falha na região do conector. Estudos de Oehlers e Johnson (1981) mostram que a armadura transversal não previne o fendilhamento mas limita a propagação das fissuras.

2.3.4 Ancoragem dos Conectores

O comportamento do elemento estrutural misto depende fundamentalmente do comportamento dos conectores de cisalhamento e sua ancoragem é um ponto essencial que deve ser garantida para que haja um bom desempenho do sistema.

Um parâmetro que indica a qualidade da ancoragem e resistência ao arrancamento de um conector é o embutimento de ancoragem efetivo (h_{ef}) que é a profundidade de embutimento através da qual o conector faz a transferência de esforços ao concreto e, para conectores com cabeça, é medida da face superior da cabeça até a superfície do concreto (ACI, 2019).

Em alguns elementos estruturais cujas dimensões são elevadas, o comprimento de embutimento pode se tornar um ponto crítico e determinante da

resistência do conjunto pois pode ser baixo levando a uma ancoragem insuficiente e consequente redução da resistência do conjunto.

Em alguns casos em que não seja viável ou recomendado aumentar o comprimento de embutimento uma melhora na ancoragem pode ser promovida pelo uso de armadura complementar juntamente ao conector como na pesquisa de (BUJNAK; BAHLEDA; FARBAK, 2014). Além do comprimento de ancoragem, outros fatores influenciam na resistência à tração dos conectores como é o caso do estado de fissuração do concreto: a resistência ao arrancamento decresce com o aumento da fissuração do concreto da peça, alguns autores afirmam que esse decréscimo devido a fissuração chega a até 25% (ELIGEHAUSEN; BALOGH, 1995).

Costa (2016) realizou um estudo sobre os efeitos da fissuração do concreto na resistência ao arrancamento dos conectores e também a influência do uso da armadura complementar juntamente ao conector submetido à tração. O programa experimental consistiu na análise de 16 conectores tipo pino pré-instalados em vigas de concreto armado ensaiados à tração. O autor dividiu os ensaios em duas séries: a primeira série avaliou a influência do nível de fissuração do concreto no comportamento à tração dos conectores e a segunda série avaliou a influência da adição e do arranjo da armadura complementar no comportamento à tração.

Na primeira série de ensaios foram realizados 9 ensaios em vigas com dimensões 350 mm de largura, 200 mm de altura e 900 mm de comprimento. Os valores de embutimento de ancoragem e a taxa de armadura de flexão foram variados, sendo os embutimentos 60 mm (com taxa de armadura de flexão variando entre 0,13% e 1,24%) e 100 mm (com taxa de armadura variando entre 0,33% e 3,21%). O diâmetro do corpo e da cabeça do conector também variaram. A Tabela 2.5 mostra o programa experimental com detalhes.

Tabela 2.5 - Programa experimental – (Adaptado de COSTA, 2016)

Espécime	Geometria	Conector			Armadura de Flexão		
	d (mm)	h_{ef} (mm)	d_s (mm)	d_h (mm)	n° de barras	Φ_f (mm)	ρ_f (mm)
F-60-0,1	171	60	10	30	4	5,00	0,13
F-60-0,3	172					8,00	0,33
F-60-0,5	170					10,00	0,53
F-60-1,2	170					12,50	1,24
F-110-0,3	175	110	16	51	4	8,00	0,33
F-110-0,5	176					10,00	0,51
F-110-0,8	176					12,50	0,80
F-110-1,6	166				8	12,50	1,69
F-110-3,2	168				6	20,00	3,21

Costa (2016) percebeu que o nível de fissuração do concreto possui influência significativa na carga de ruptura do conector verificando experimentalmente que quanto maior o número de fissuras maior era a perda de resistência. Outro aspecto percebido durante os ensaios foi o aumento do deslocamento do conector em relação ao concreto com o aumento da fissuração.

Quanto às armaduras complementares, Costa (2016) testou diversas disposições e diferentes diâmetros, concluindo que quanto mais próximas do conector são mais eficientes, bem como as de maiores diâmetro. O autor também observou que o ganho de resistência com o aumento do diâmetro era limitado em certo valor para diferentes embutimentos: os resultados mostram que para embutimentos máximos de 110 mm, o diâmetro máximo que proporciona um maior incremento de resistência é de 6,3 mm, uma vez que para armaduras complementares de diâmetros de 8,0 mm, o incremento de resistência foi praticamente o mesmo da armadura com 6,3 mm. Além disso, foi observado um aumento na ductilidade da ruptura dos conectores que foram instalados com armaduras complementares.

2.4 Recomendações Normativas

2.4.1 Eurocode 4 (2004) – Parte 1

A norma descreve as diretrizes para cálculo de resistência de vigas mistas de aço e concreto e também dos conectores de cisalhamento, além de apresentar um ensaio utilizado para a determinação de resistência de novos conectores.

O elemento estrutural deve conter ligação entre as partes de aço e concreto e armadura transversal, ignorando-se os efeitos da aderência natural entre os materiais. Os conectores de cisalhamento utilizados em elementos mistos devem ter capacidade de deformação suficiente para explicar qualquer redistribuição de esforços cisalhamento considerados no projeto. A norma considera dúcteis os conectores com capacidade de deslizamento específica (δ_{uk}) de no mínimo 6 mm. O procedimento para estimar o δ_{uk} é dado no anexo B da Eurocode 4 (2004).

Os conectores de cisalhamento além de resistirem aos esforços de cisalhamento longitudinal devem prevenir a separação do perfil metálico e a laje de concreto a menos que esta separação seja impedida por outros meios. Eles devem ser dimensionados para resistir a uma força de tração, perpendicular ao plano da mesa do perfil metálico, de pelo menos 0,1 vezes a resistência ao cisalhamento dos conectores. Se necessário, devem ser complementados por dispositivos de ancoragem.

A resistência ao cisalhamento de conectores do tipo *stud* é o menor dos valores obtidos nas Equações 2.2 e 2.3:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (2.2)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (2.3)$$

Com:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (2.4)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d \geq 4 \quad (2.5)$$

Onde:

γ_v é o fator parcial;

d é o diâmetro do *stud*, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

f_u é a resistência última à tração do material do *stud*, limitada a 500 N/mm^2 ;

f_{ck} é a resistência característica do concreto na idade considerada;

h_{sc} é a altura nominal do *stud*.

2.4.1.1 Ensaio de cisalhamento direto (*push-out*)

A Eurocode 4 (2004), em seu anexo B, apresenta o ensaio padrão para determinação das propriedades de conectores não previstos pelas recomendações normativas. O ensaio de cisalhamento direto (conhecido como ensaio *push-out*) em conectores apresentado pela norma consiste na montagem de espécimes compostos por um perfil I metálico, no qual os conectores analisados são fixados ligando o perfil à duas lajes de concreto, com dimensões e armaduras especificadas na norma. A Figura 2.16 mostra as dimensões do ensaio padrão especificadas pela norma.

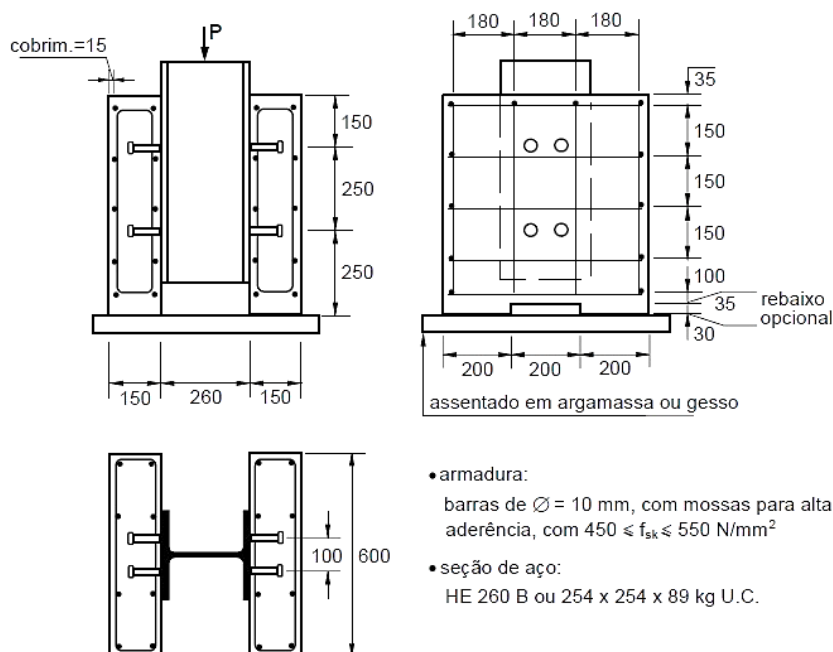


Figura 2.16 - Características de um ensaio padrão segundo a Eurocode 4 (2004) (VERISSIMO, 2007)

Para execução dos ensaios, as lajes são apoiadas e o carregamento é aplicado verticalmente na parte superior do perfil metálico provocando um deslizamento relativos entre as lajes e o perfil que deve ser medido em ambas as lajes. A separação transversal das lajes também deve ser aferida (*uplift*) bem como a progressão do carregamento ao longo do ensaio e o comportamento das lajes e dos conectores durante e após a realização dos ensaios.

Na preparação dos modelos a aderência entre a mesa do perfil metálico e a laje deve ser eliminada, lubrificando-se a mesa ou utilizando qualquer outra alternativa apropriada. Desta forma os resultados obtidos serão provenientes principalmente dos conectores podendo-se avaliar mais fielmente suas características. Os modelos devem ser curados ao ar e a resistência ao escoamento do aço dos conectores, bem como seu alongamento máximo devem ser determinados.

No momento da concretagem, para cada betonada devem ser moldados 4 corpos de prova cilíndricos ou cúbicos para posterior determinação da resistência à compressão. A resistência à compressão f_{cm} do concreto na época do ensaio deve ser de $70\% \pm 10\%$ da resistência característica f_{ck} do concreto das vigas para as quais o ensaio é projetado. Este requisito pode ser atendido usando concreto de um f_{ck} específico, porém executando os ensaios antes dos 28 dias de cura dos modelos. Os corpos de prova devem sofrer cura ao ar.

Na execução do ensaio, inicialmente se aplica carga até atingir-se 40% da carga de ruptura estimada e a seguir são feitos 25 ciclos variando entre 5% e 40% da carga esperada para ruptura. Após estes ciclos são aplicados incrementos de carga de forma que a ruptura não ocorra em menos de 15 minutos.

O deslizamento longitudinal entre as lajes e o perfil metálico deve ser medido continuamente e durante todo o ensaio até que a força aplicada decresça pelo menos 20% em relação à força máxima atingida no ensaio. Para que se possa observar a fase pós-pico, que é a evolução do comportamento após o carregamento máximo. É importante que se faça o monitoramento e controle dos deslocamentos, pois o ensaio apenas com controle da carga pode provocar uma ruptura brusca do modelo após a carga máxima impossibilitando a análise do pós-pico. O afastamento transversal das lajes (*uplift*) deve ser medido o mais próximo possível do posicionamento dos conectores.

A partir dos resultados do ensaio a resistência de projeto dos conectores pode ser calculada pela Equação 2.6:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.6)$$

Onde:

P_{Rk} é a resistência característica, tomada como a carga de ruptura dividida pelo número de conectores e reduzida de 10%;

f_u é a resistência última especificada do material do conector;

f_{ut} é a resistência última real do material do conector, obtida por ensaio;

γ_V é o fator parcial de segurança para conector de cisalhamento, o valor recomendado é 1,25.

A capacidade de deslizamento de um espécime δ_u é determinada como o deslizamento correspondente à resistência característica P_{Rk} , conforme Figura 2.17. A capacidade de deslizamento característica, δ_{uk} , deve ser tomada como o valor de δ_u reduzido de 10%.

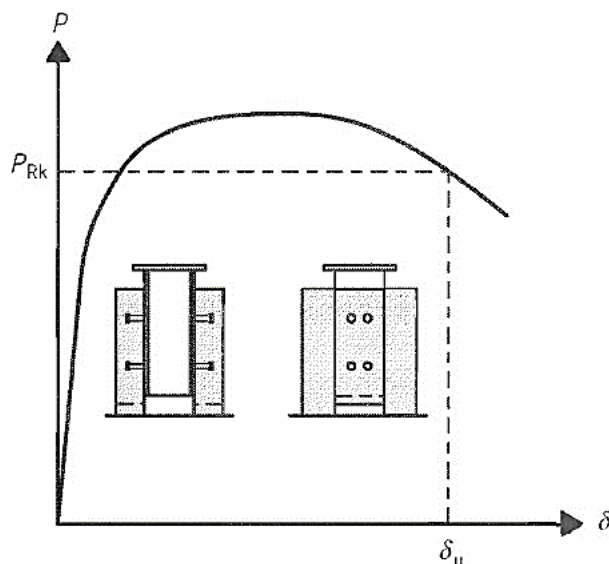


Figura 2.17 – Determinação da capacidade de deslizamento

2.4.2 NBR 8800 (2008)

A norma brasileira NBR 8800 (2008), em seu item O.4, dá as diretrizes para uso e dimensionamento de conectores do tipo *Stud bolt* (pino com cabeça) e dos conectores em perfil *U* laminados e formados a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm. Além disso todos os conectores devem ficar completamente embutidos na laje de concreto com comprimento mínimo de 10mm.

2.4.2.1 Stud Bolt

Segundo a norma brasileira estes conectores devem ter, ao fim da instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes seu diâmetro e atender ao estipulado na norma AWS D1.1 no que se refere a suas dimensões e ligação com o aço na viga mista em questão. Segundo a NBR 8800 (2008) a força resistente de cálculo de um conector *stud* pode ser calculada pelo menor dos seguintes valores (Equação 2.7 e 2.8):

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.7)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.8)$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação de resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação dos grupos de conectores, dado no item O.4.2.1.2 da norma;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado no item O.4.2.1.3 da NBR 8800 (2008)

2.4.2.2 Perfil U laminado ou formado a frio

Como recomendações gerais a norma cita que os conectores do tipo Perfil *U* ao ser fixados no perfil metálico devem ser soldados com solda contínua, pelo menos nas duas extremidades da mesa, com resistência mínima de 1,25 vez a força resistente de cálculo do conector.

Segundo a NBR 8800 (2008), a força resistente de cálculo de um conector em perfil *U* laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm pode ser calculada pela equação 2.9:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.9)$$

Onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil *U*.

Para conectores em perfil *U* formado a frio, pode-se encontrar a força resistente tomando-se o cuidado de evitar o aparecimento de trincas na chapa, em especial na parte das dobras para formação do conector.

2.4.3 AISC 360-5 (2005)

A norma AISC 360-5 do *American National Standard Institute* (ANSI) contém recomendações de cálculos para vigas mistas e conectores de cisalhamentos. No que diz respeito aos conectores, a norma inclui equações para quantificar a resistência dos conectores do tipo *Stud* e conectores em perfil *U*. A resistência dos conectores *Stud* pode ser calculada através da Equação 2.10:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq R_gR_pA_{sc}F_u \quad (2.10)$$

Onde:

A_{sc} é a área da seção transversal do conector *Stud* (mm²);

E_c é o módulo de elasticidade do concreto = $0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa);

F_u é a resistência à tração do conector *Stud* (MPa);

w_c é o peso de concreto por unidade de volume ($1500 \leq w_c \leq 2500$ kg/m³);

e as variáveis $R_g R_p$ dependem do número e posicionamento dos elementos, e são especificados no item I3-3 da norma.

A resistência dos conectores em perfil *U* pode ser calculada através da Equação 2.11:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (2.11)$$

Onde:

t_f é a espessura da mesa do conector;

t_w é espessura da alma do conector;

L_c é a largura.

2.4.4 CSA-S16-09 (2009)

A norma canadense dispõe de recomendações para dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto, incluindo vigas mistas e equações para o cálculo da resistência de conectores do tipo *stud* para diferentes tipos de lajes e em perfil *U*. Segundo a norma CSA-S16-09 (2009), a resistência dos conectores *Stud* embutidos em lajes comuns pode ser calculada através da Equação 2.12:

$$q_{rs} = 0.5\Phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq \Phi_{sc}A_{sc}f_u \quad (2.12)$$

Onde:

$\Phi_{sc} = 0,8$

A_{sc} é a área da seção transversal do conector *Stud* (mm²);

f_u é a resistência à tração do conector *Stud* (MPa).

Os conectores *stud* devem ser posicionados de forma que o espaçamento longitudinal entre eles não seja inferior a seis vezes o diâmetro do conector e não

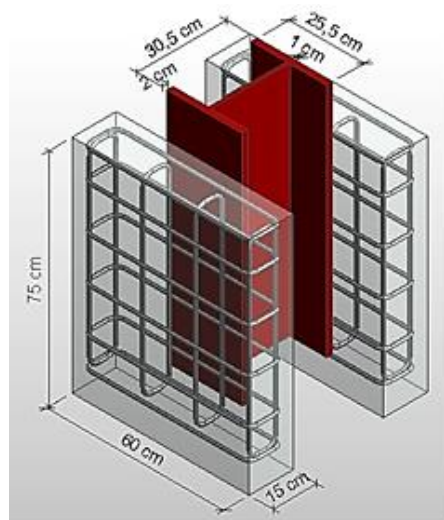
superior a 1000 mm. O espaçamento transversal não deve ser inferior a quatro vezes o diâmetro. Para conectores em perfil U com lajes comuns de concreto com $f'_c \geq 20$ MPa e densidade de pelo menos 2300 kg/m³, pode ser aplicada a Equação 2.13:

$$q_{rs} = 45\phi_{sc}(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c} \quad (2.13)$$

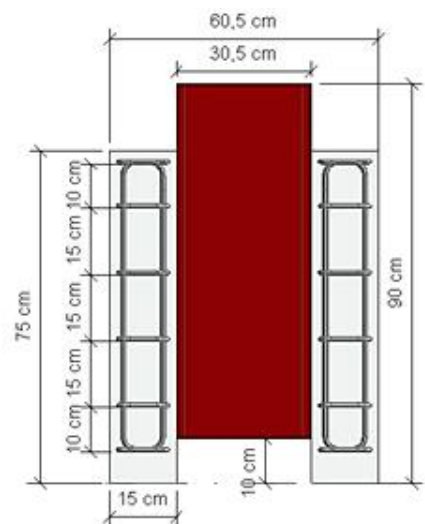
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Modelos experimentais

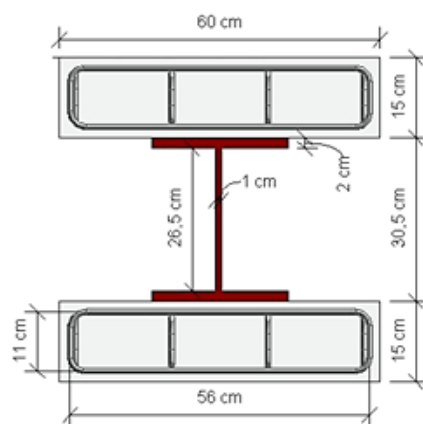
O programa experimental é composto por 7 modelos que foram submetidos à ensaios de cisalhamento direto conforme especificações da norma Eurocode (2004), no item 2.4.1. Os modelos são compostos de um perfil *I* metálico, no qual foram soldados, em ambas as mesas, os conectores a serem testados e posteriormente será feita a concretagem das lajes que compõem o modelo. A Figura 3.1 mostra as dimensões gerais dos modelos *Push-out* ensaiados.



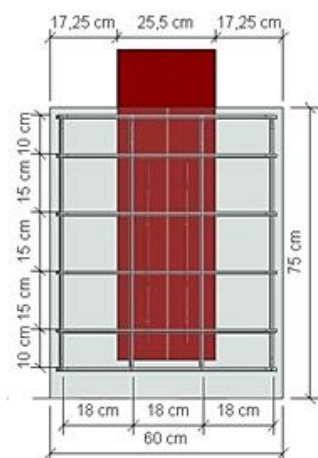
(a) Modelo *push-out* genérico



(b) Vista Lateral



(c) Vista Superior



(d) Vista Frontal

Figura 3.1 – Dimensões dos modelos *Push-out*

O programa experimental consiste em modelos com conectores em barras de aço CA-50 dobradas com ângulos de 90° formando um conector com várias pernas. As variáveis entre estes modelos são o diâmetro, número de pernas, e a geometria final do conector, apresentadas mais adiante. A Tabela 3.1 apresenta as características de cada um dos modelos a serem ensaiados.

Tabela 3.1 - Características dos modelos para ensaio de cisalhamento direto

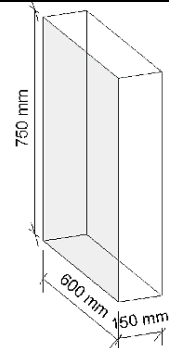
Nomen- clatura	Conector de Cisalhamento					
	Tipo de Conector	Diâmetro (mm)	Nº pernas/ barras por conector	L - comp. Perfil / (mm)	Quant. de conect.	Área de aço total (mm²)
A.1	Reto	12,5	4	800	4	1963,50
A.2	Inclinado					
B.1	Reto	10,0	6			1884,96
B.2	Inclinado					
C.1	Reto	8,0	6		1206,37	
C.2	Reto	8,0	6		6	1809,56
D	Módulo	6,3	32		2	1995,04

Laje de concreto armado:

f_{ck} do concreto: 25 MPa

Espessura: 150mm

Diagrama de uma laje de concreto armado com dimensões: 750 mm de altura, 600 mm de largura e 150 mm de espessura.



O modelo A.1 possui, por laje, dois conectores com 4 pernas, confeccionados com aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro, posicionados conforme mostra a Figura 3.2.

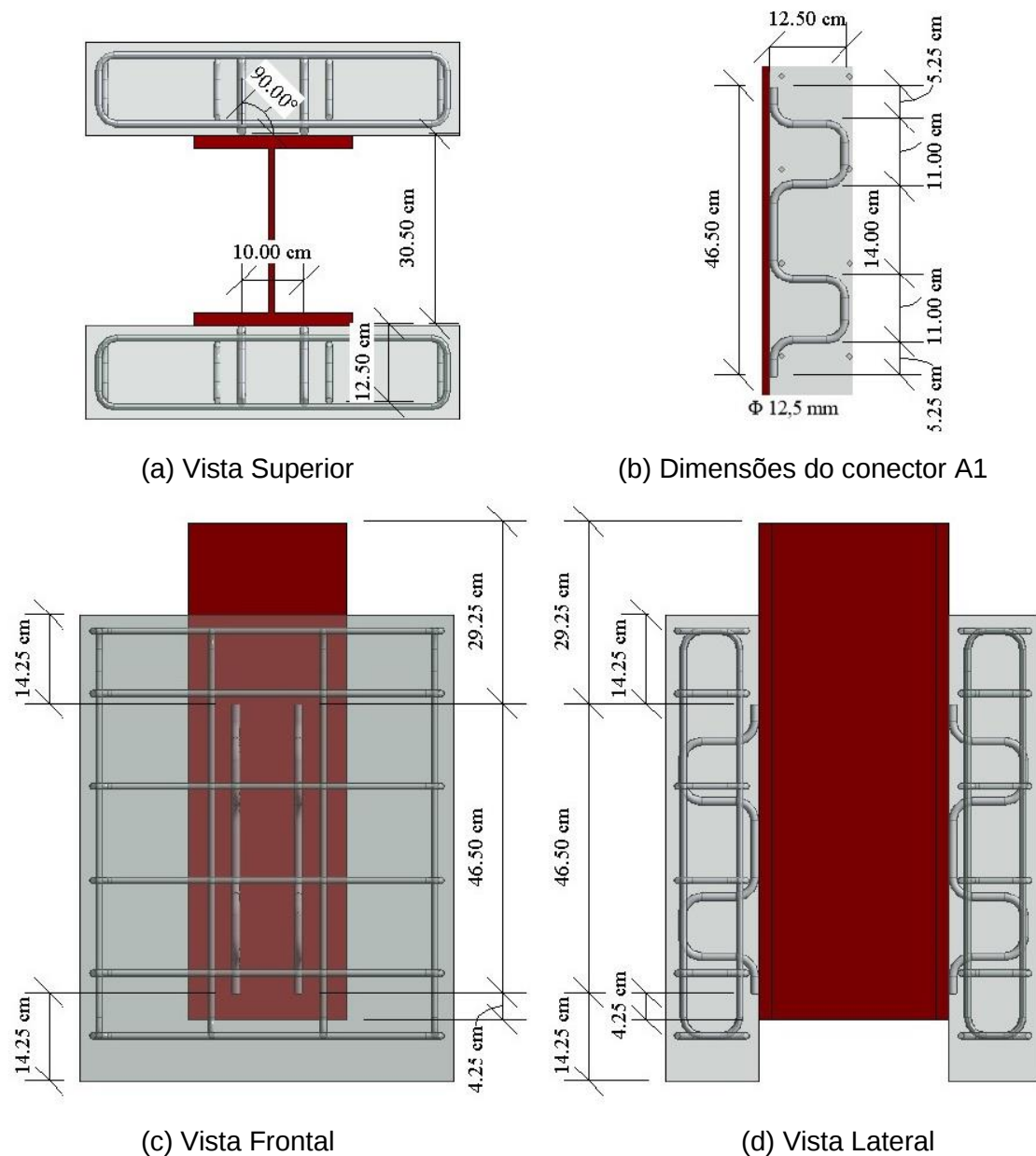
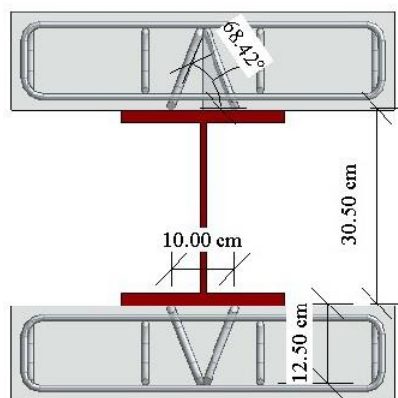
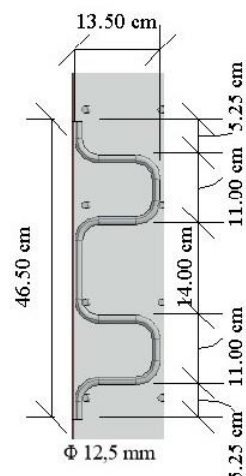


Figura 3.2 - Dimensões do espécime e conector A.1

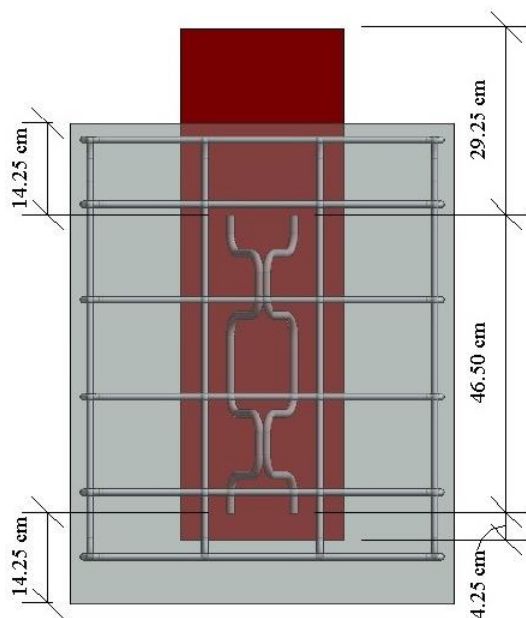
O modelo A.2 também possui dois conectores com 4 pernas, confeccionados com aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro, porém com os conectores inclinados a aproximadamente 68°, conforme mostrado pela Figura 3.3.



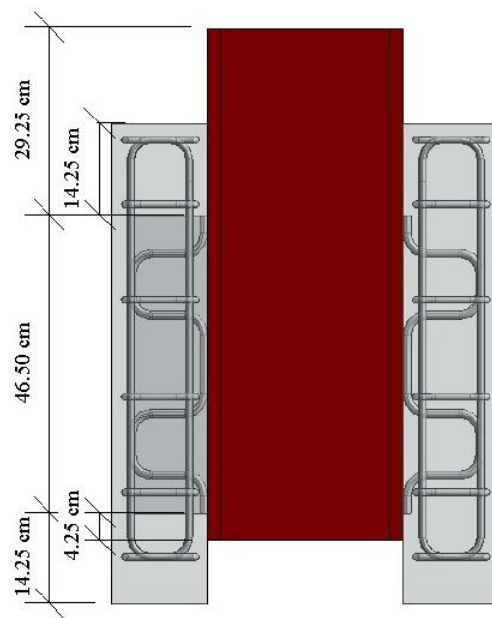
(a) Vista superior



(b) Dimensões do conector A2



(c) Vista frontal



(d) Vista lateral

Figura 3.3 - Dimensões do espécime e conector A.2

O modelo B.1 assim como o modelo A.1 é um módulo formado por dois conectores unidos por barras soldas e posicionado a 90° da superfície do perfil metálico. Os conectores possuem 6 pernas e foram confeccionados com aço CA-50 de 10,0 mm de diâmetro. A combinação entre diâmetro da barra e número de pernas foi pensando de forma a se manter a taxa de armadura a mais próxima possível da taxa dos modelos anteriores, para que se possa avaliar a influência da variação de bitolas nas propriedades dos espécimes.

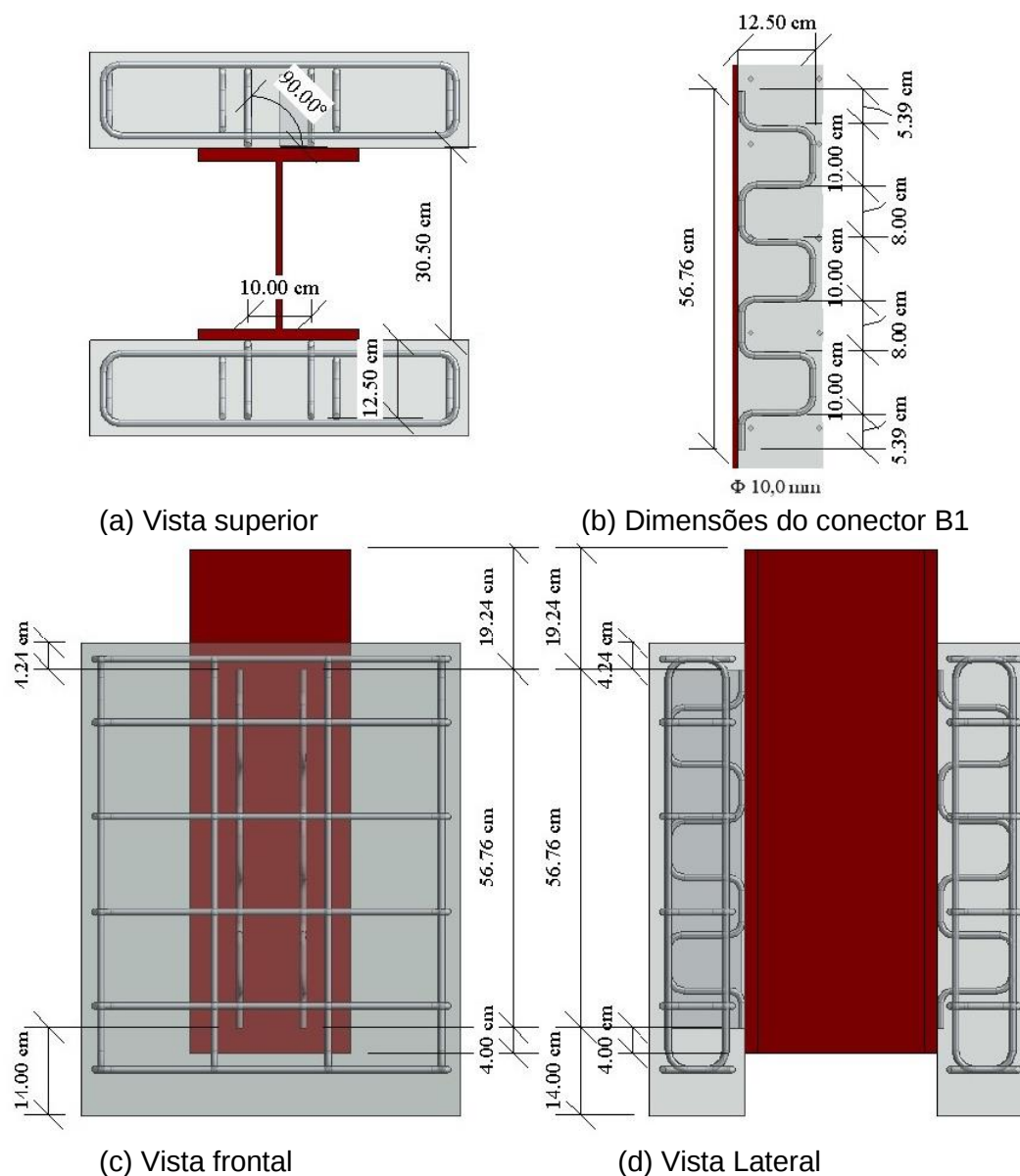


Figura 3.4 - Dimensões do espécime e conector B.1

O modelo B.2 também possui dois conectores com 6 pernas, em cada laje, confeccionados com aço CA-50 de 10,0 mm de diâmetro, porém com os conectores inclinados a aproximadamente 68°, conforme mostrado pela Figura 3.5.

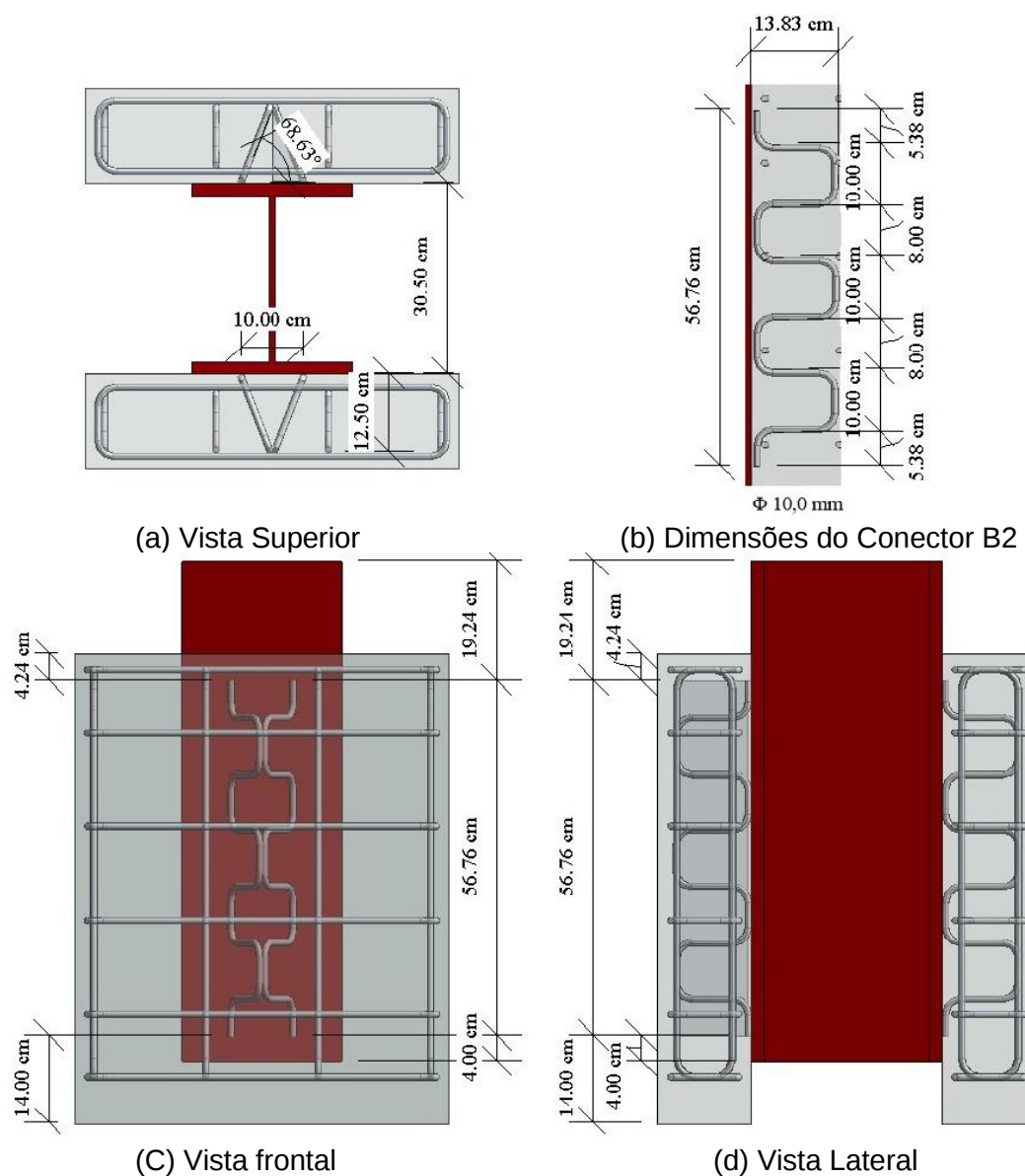
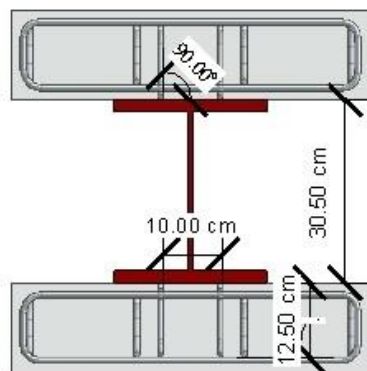
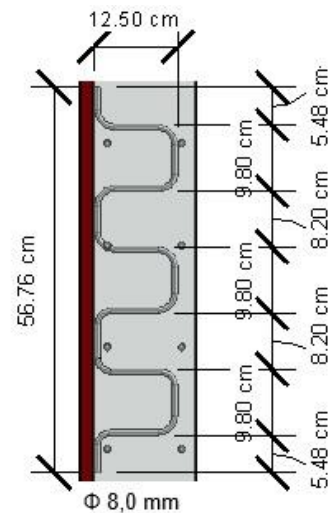


Figura 3.5 - Dimensões do espécime e conector B.2

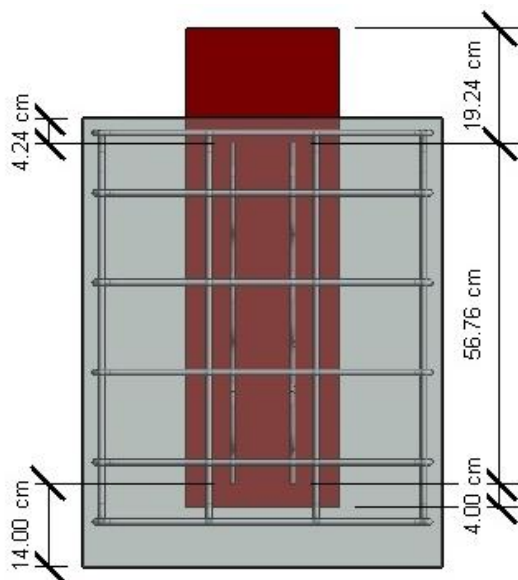
O modelo experimental C.1 possui em cada uma de suas lajes um par de conectores em aço CA-50 de 8,0 mm de diâmetro com 6 pernas cada conector, conforme Figura 3.6.



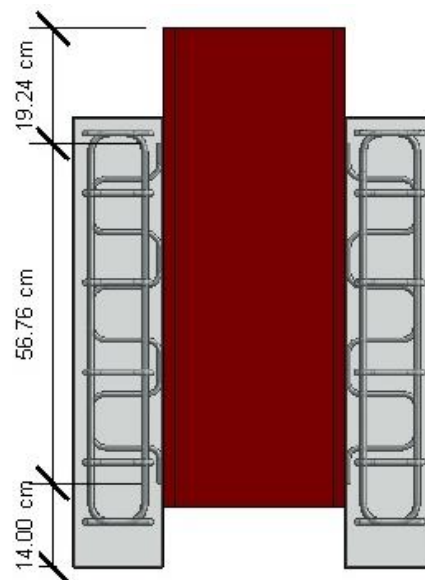
(a) Vista superior



(b) Dimensões do Conector C1



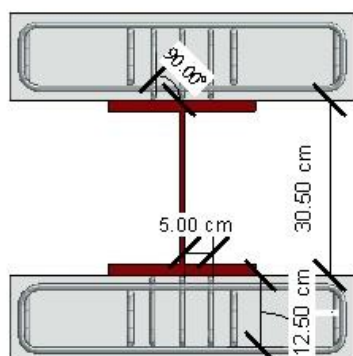
(c) Vista frontal



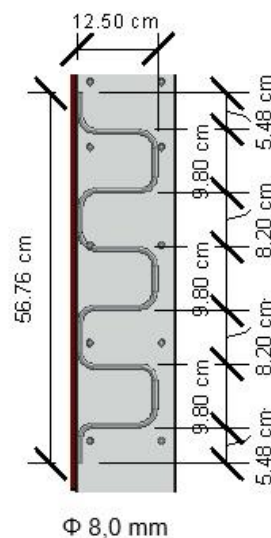
(d) Vista Lateral

Figura 3.6 – Dimensões do espécime e conector C.1

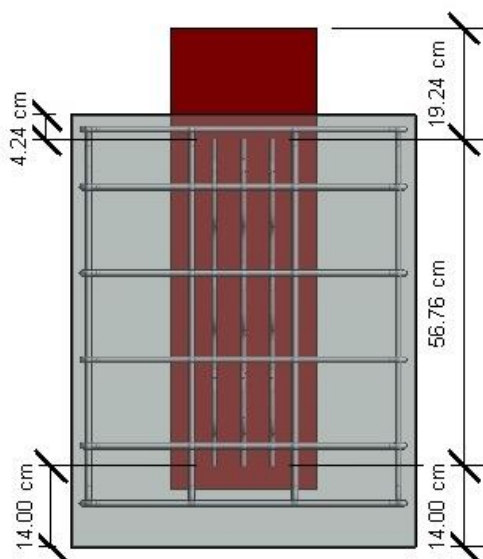
O modelo experimental C.2 possui em cada uma de suas lajes três conectores em aço CA-50 de 8,0 mm de diâmetro com 6 pernas cada conector, conforme Figura 3.7.



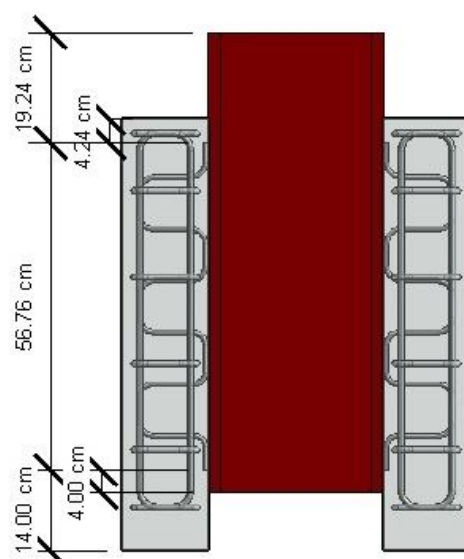
(a) Vista Superior



(b) Dimensões do Conector C2



(c) Vista Frontal



(d) Vista lateral

Figura 3.7 - Dimensões do espécime e conector C.2

O modelo experimental D é um módulo composto por 32 pernas, confeccionado com aço de 6,3 mm de diâmetro, com pequenas barras de aço de 5,0 mm de diâmetro soldadas na parte superior que ajudam na constituição do módulo. A Figura 3.8 mostra os detalhes do conector D.

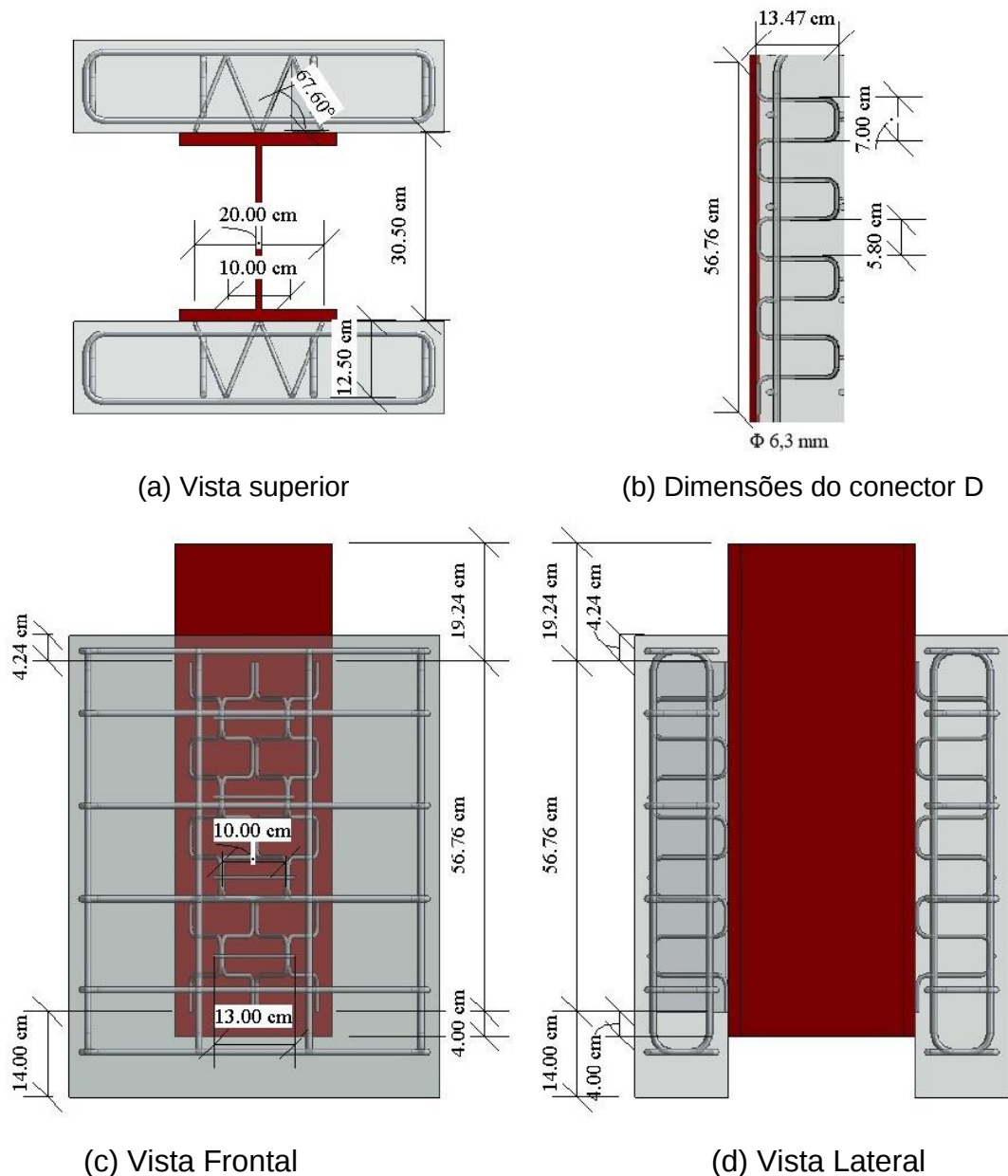


Figura 3.8 - Dimensões do espécime e conector D.

3.2 Fabricação e Soldagem dos conectores de cisalhamento

Os conectores estudados nesta pesquisa são variações dos conectores testados por Souza (2019), que mostraram um bom potencial de utilização obtivendo bons resultados de resistência e ductilidade nos ensaios realizados.

O modelo testado na pesquisa citada é semelhante ao mostrado anteriormente na Figura 3.2, apresentando as mesmas características de bitola e comprimentos das pernas do conector. Para esta pesquisa optou-se por fazer as variações apresentadas da Figura 3.3 a Figura 3.5. A fabricação dos conectores foi

realizada no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) do Campus Universitário de Tucuruí da UFPA, sendo realizados o corte e a dobra dos conectores conforme indicações mostradas da Figura 3.2 a Figura 3.8.

Os perfis I metálicos foram desbastados tendo sua superfície regularizada (Figura 3.9) para o posicionamento dos conectores através de soldagem. Os conectores foram soldados ao perfil metálico utilizando-se eletrodos E70 e efetuando-se solda de filete em ambos os lados das barras dos conectores garantindo-se, assim, que a ruptura não ocorra na ligação dos elementos.



Figura 3.9 - Perfil Regularizado

Todas as soldagens foram efetuadas no laboratório de engenharia mecânica da UFPA pelo técnico de soldagem especializado. A Figura 3.10 mostra a soldagem do Modelo A2 sendo realizada. Após a soldagem de todos os conectores seguiu-se para a montagem e posicionamento das armaduras das lajes e posicionamento do conjunto armadura e perfil metálico nas fôrmas.

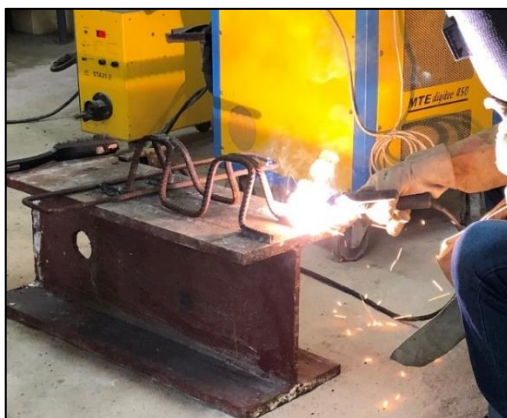
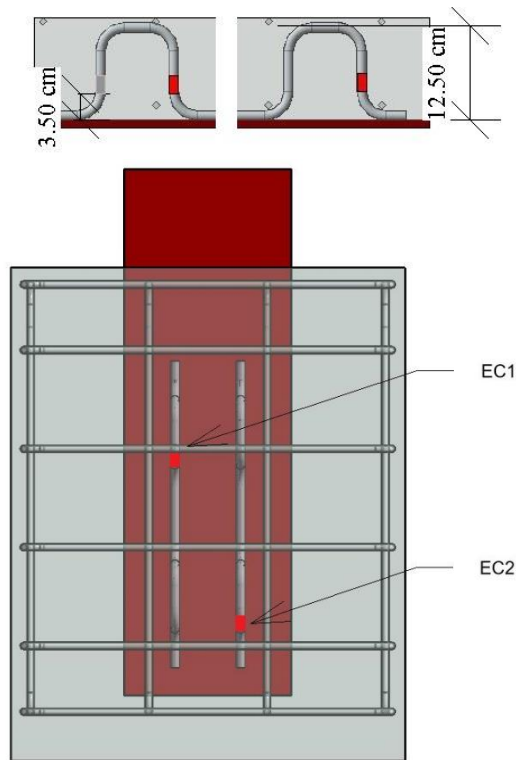


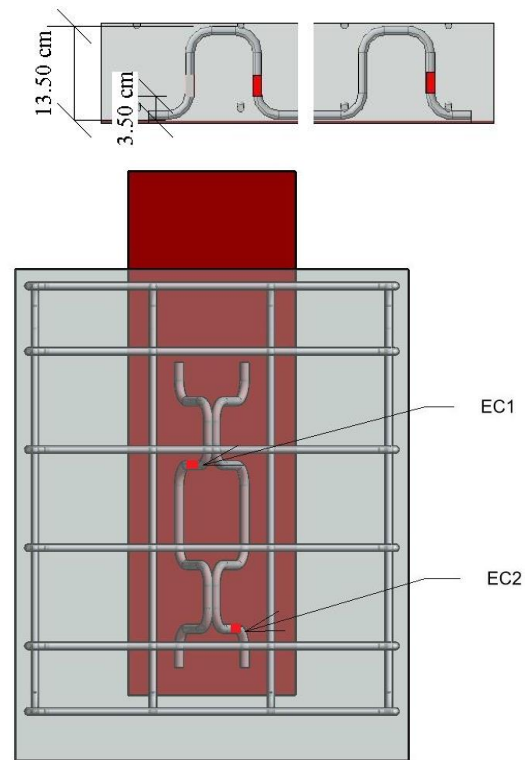
Figura 3.10 - Soldagem do Modelo A2

3.3 Instrumentações dos espécimes

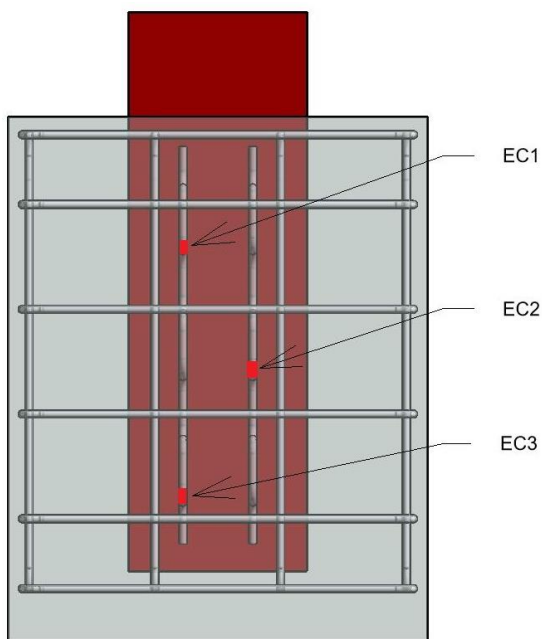
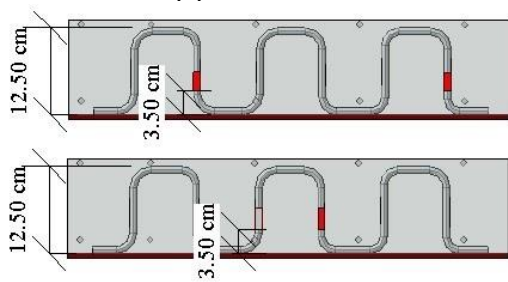
Para aferir as deformações sofridas pelo aço dos conectores e das armaduras da laje foram utilizados extensômetros de resistência elétrica, com auto compensação de temperatura e fios de cobre soldados aos terminais. Os extensômetros foram posicionados a 3,5 cm de distância da mesa do perfil, para evitar influências da dobra da perna do conector na aferição das deformações (BARBOSA, 2016), além disso optou-se por realizar a colagem dos extensômetros somente após a realização das soldas evitando o risco de danificá-los. Os posicionamentos dos extensômetros, nos 7 modelos ensaiados, são ilustrados na Figura 3.11.



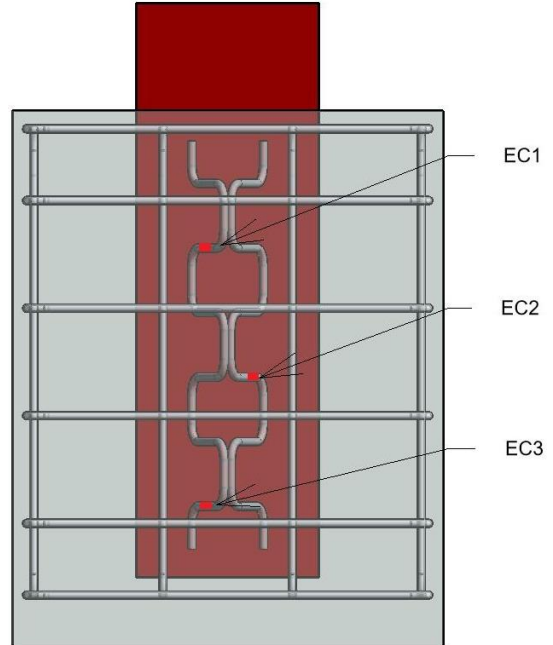
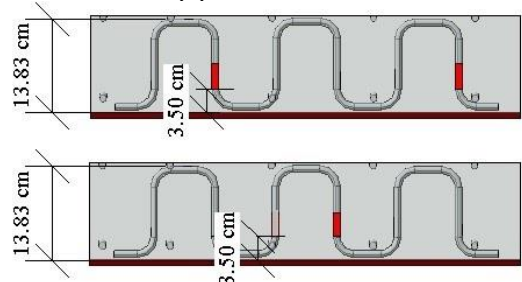
(a) modelo A1



(b) modelo A2



(c) modelo B1



(d) modelo B2

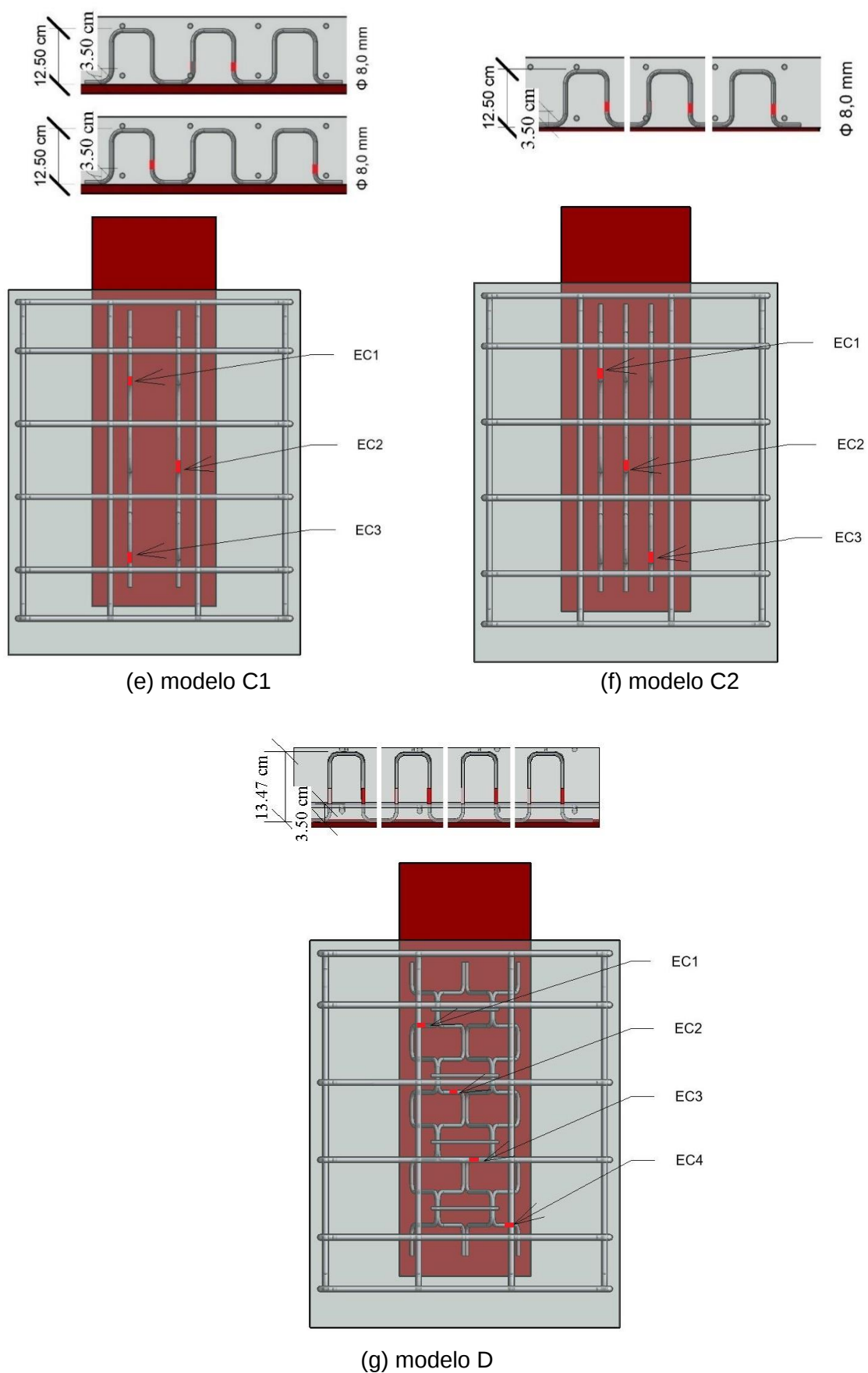


Figura 3.11 – Posicionamento dos extensômetros nos modelos ensaiados

Também foi instrumentada uma das barras da armadura da laje, conforme Figura 3.12. A escolha da barra foi feita com base nos resultados de (BARBOSA, 2016) e também levando em conta o posicionamento dos conectores em relação às barras da laje.

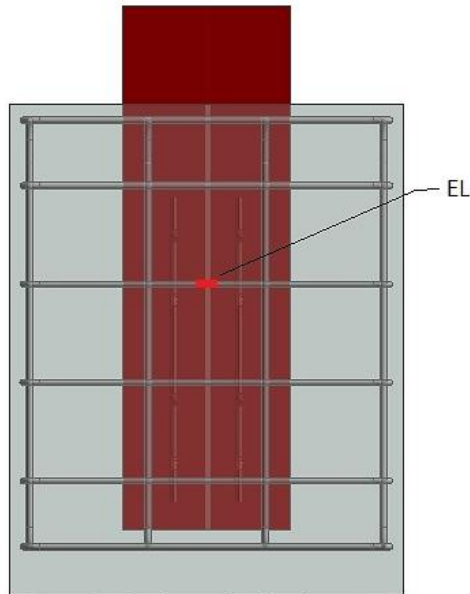


Figura 3.12 – Extensômetro da armadura da laje

Para avaliar os deslocamentos longitudinal e transversal das lajes foram posicionados potenciômetros, conforme Figura 3.13. Utilizou-se dois potenciômetros posicionados horizontalmente equidistantes das extremidades superior e inferior da laje e um potenciômetro (transdutor de deslocamento potenciométrico) aferindo o

deslocamento vertical do perfil metálico em relação às lajes, posicionado à meia altura da laje.

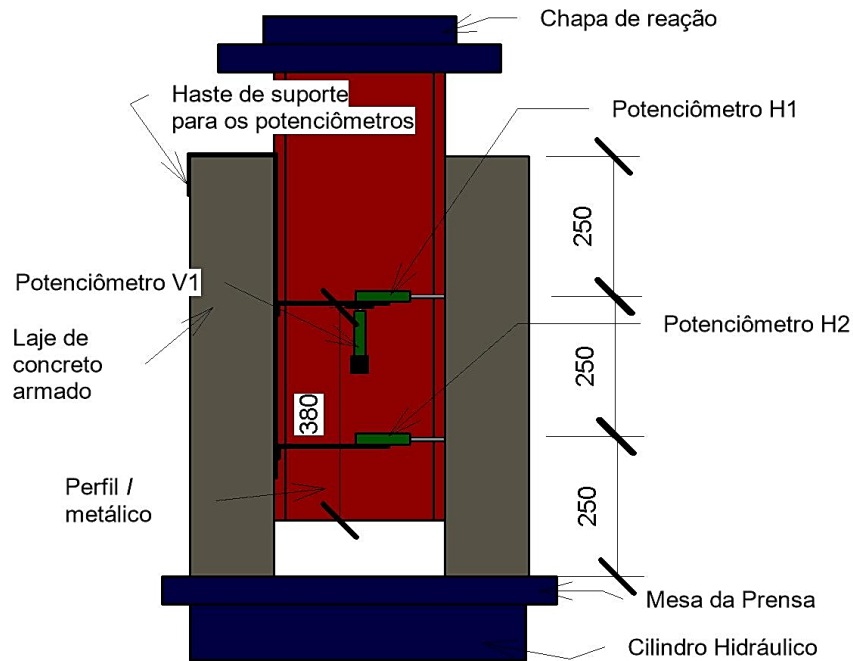
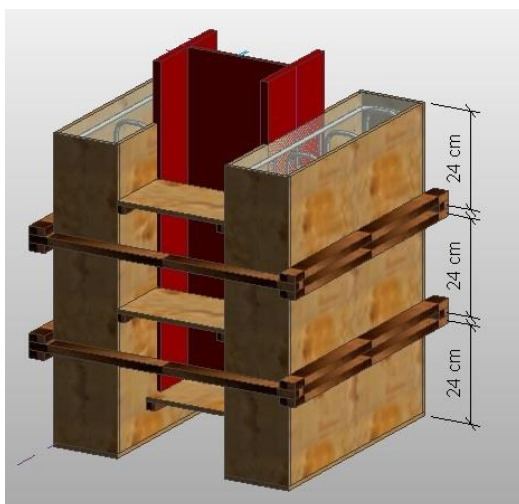


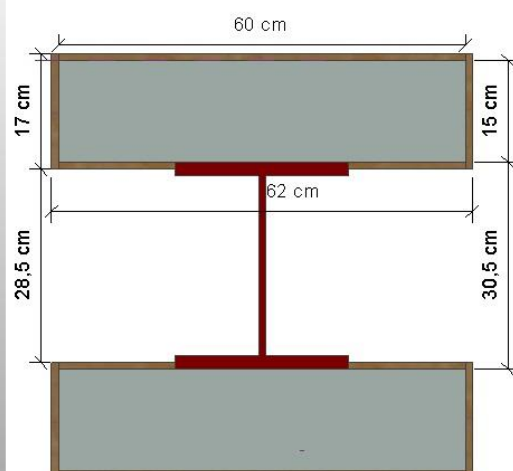
Figura 3.13 - Posicionamento dos potenciômetros

3.4 Fôrmas

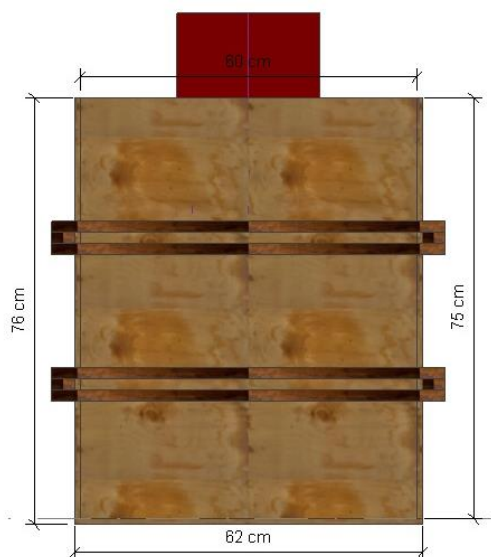
As fôrmas para a concretagem das lajes do modelo foram confeccionadas em chapas de madeira compensada com espessura de 10mm e peças de madeira maciça e compensada para reforçar as fôrmas e o suporte do perfil metálico que se encontrará em nível diferente das lajes. A Figura 3.14 mostra o projeto das fôrmas e a Figura 3.15 uma das fôrmas executada.



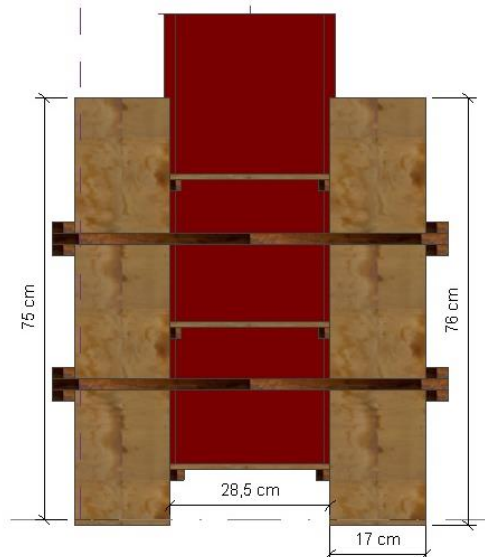
(a) Vista 3D do projeto de fôrmas



(b) Vista superior



(c) Vista frontal



(d) Vista lateral

Figura 3.14 - Projeto de fôrmas



Figura 3.15 - Fôrma de madeira pronta para concretagem

3.5 Concretagem

A concretagem dos modelos foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA (Campus Tucuruí) com concreto de f_{ck} de 25 MPa e abatimento de tronco de cone igual a 4 ± 1 cm. Tanto os modelos de *push-out* quanto os corpos foram concretados no mesmo dia. O concreto lançado nas lajes foi adensado com o auxílio de um adensador elétrico.



Figura 3.16 - Adensamento do Concreto lançado

3.6 Execução do ensaio *push-out*

Os ensaios dos modelos *push-out* seguiram as recomendações da norma Eurocode 4 (2004) cuja descrição detalhada é feita no item 2.4.1. Resumidamente, o ensaio consiste na aplicação de carga no perfil metálico do modelo enquanto as duas lajes ficam apoiadas sobre a mesa da prensa. Foram feitos ciclos iniciais de carregamento que variam conforma a resistência esperada para os conectores avaliados. Em seguida é feita a aplicação de carga até a ruptura e mantem-se o ensaio até atingir-se 80% da carga máxima obtida. Durante todo o ensaio foram aferidos o deslocamento vertical do perfil em relação às lajes, o deslocamento transversal das lajes e os dados de deformação do aço das lajes, conectores e a deformação do concreto da laje.

A prensa utilizada na realização dos ensaios é prensa hidráulica da marca WOLPERT, modelo 300-D-74, com capacidade de aplicar um carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo *software* comercial Tesc, pertencente ao Laboratório de Engenharia Civil da UFPA-CAMTUC. Os instrumentos de monitoramento foram ligados ao módulo de aquisição de dados ADS 2000, da empresa Lynx Tecnologia. O sistema de ensaio pode ser visualizado na Figura 3.17.

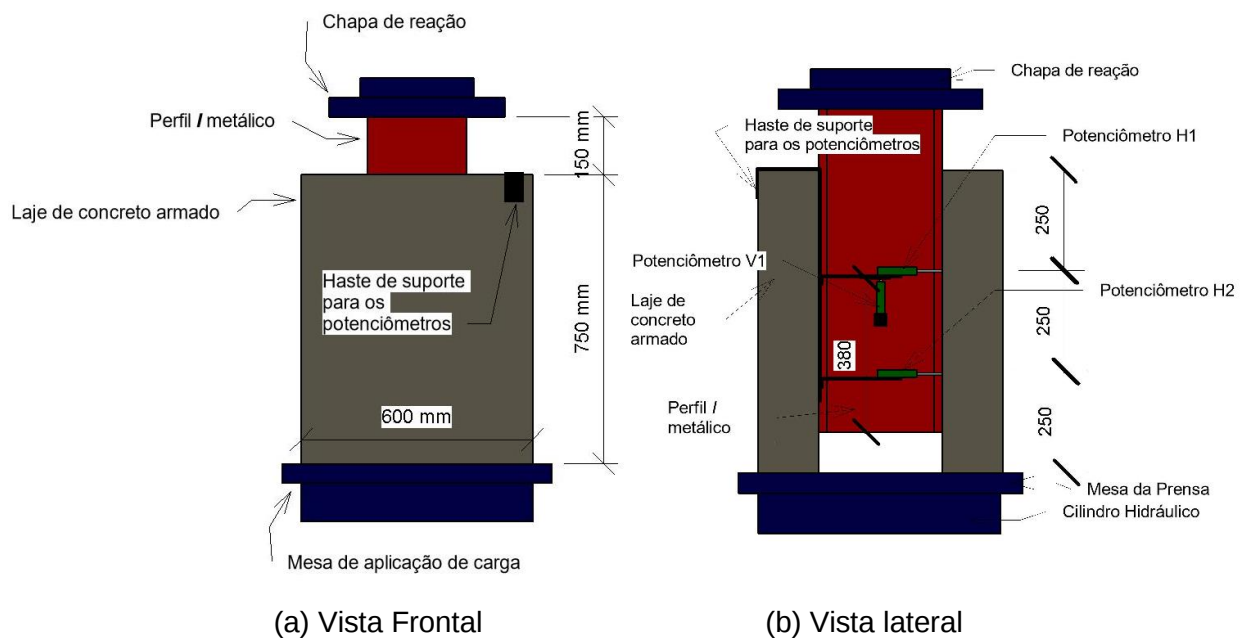


Figura 3.17 - Sistema de Ensaio



Figura 3.18 – Modelo A2 posicionado para o ensaio

4 RESULTADOS

4.1 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos materiais utilizados na confecção dos modelos experimentais foram realizados seguindo-se as recomendações das normas vigentes. A caracterização do concreto e do aço utilizado na armadura da laje e nos conectores foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) e a caracterização do aço do perfil metálico no Laboratório de Engenharia Mecânica da UFPA Campus Tucuruí.

4.1.1 Concreto

Seguindo as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2008) foram moldados corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os corpos de prova foram utilizados nos ensaios de caracterização do concreto quanto a resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, seguindo as recomendações das normas NBR 5739 (ABNT, 2007), NBR 7222 (ABNT, 2011) e NBR 8522 (ABNT, 2008) respectivamente. No estado fresco, foi obtido o abatimento pelo ensaio de tronco de cone (*slump test*) seguindo as recomendações normativas da NBR NM 67 (ABNT, 1998).

O traço do concreto utilizado é 1: 2,3: 2,5; 0,44 (cimento: areia: brita: fator a/c) com propriedade conhecidas e utilizado por Freitas (2018). O concreto apresentou *slump* de 4 ± 1 cm, a Figura 4.1 mostra o ensaio sendo realizado.



Figura 4.1 - *Slump test*

A Tabela 4.1 - Propriedades Mecânicas do Concreto contém os resultados dos ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto utilizado.

Tabela 4.1 - Propriedades Mecânicas do Concreto

CP	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
1	26,24	2,71	28,55
2	22,83	2,51	27,43
3	28,22	2,78	29,10
4	22,80	2,44	27,43
Média	25,02	2,61	27,99
Desv. Padrão	2,68	0,16	0,83

4.1.2 Aço das lajes e conectores

As propriedades mecânicas do aço foram determinadas seguindo as recomendações da norma NBR 6892 (ABNT, 2013). Foram obtidas a tensão de escoamento e a tensão última através do ensaio de tração direta de amostras dos vergalhões metálicos utilizados na construção das lajes e conectores dos modelos de *push-out*. Os valores médios encontrados para cada bitola de aço são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Propriedades do aço da laje e conectores

$\emptyset$	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{ys} (‰)
6,3	637,53	677,83	2,92
8,0	549,50	582,46	2,51
10,0	674,28	712,16	3,08
12,5	591,38	614,85	2,84

4.1.3 Aço do perfil I e solda

As principais características do aço componente do perfil I foram determinadas através de metalografia em uma amostra retirada do perfil em questão e ensaios de tração em 3 amostras padronizadas conforme recomendações normativas da ASTM-E8. Os perfis utilizados tem comprimento longitudinal de 80 cm de comprimento e seção transversal conforme ilustra a Figura 3.1. A solda que une os conectores ao perfil I foi executada no Laboratório de Engenharia Mecânica do

Camtuc – UFPA, com eletrodos E7018 de diâmetro 3,25 mm ao longo de todo o contato do conector com a mesa do perfil, em ambos os lados das pernas, garantindo que a ruptura não ocorresse na ligação.

4.1.3.1 *Análise Metalográfica*

O ensaio metalográfico consiste em examinar o aspecto da superfície de um corpo de prova retirado do elemento a ser analisado. O corpo de prova é cortado, lixado, polido e em seguida atacado com reagente químico para revelar a interface entre os diferentes constituintes do material. Através do ensaio pode-se ter uma ideia de conjunto, referente a homogeneidade do material, à distribuição e natureza de falhas, impurezas e do processo de fabricação.

Como as amostras retiradas do perfil metálico possuíam superfícies suficientemente grandes não foi necessário realizar o processo de embutimento, lixando-se e polindo-se diretamente as amostras. A preparação das amostras e o ensaio foram realizados no Laboratório de Metalografia e Tratamento Térmico da Faculdade de Engenharia Mecânica da UFPA – Campus Tucuruí. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra uma das amostras retiradas do perfil antes do lixamento e polimento e a **Erro! Fonte de referência não encontrada.** a amostra lixada e polida para realização do ensaio metalográfico.



(a) Amostra bruta



(b) Amostra polida e pronta para o ensaio

Figura 4.2 - Amostra utilizada no ensaio

As amostras foram analisadas em microscópio óptico; a Figura 4.3 mostra uma ampliação de 200 vezes obtida na análise microscópica.

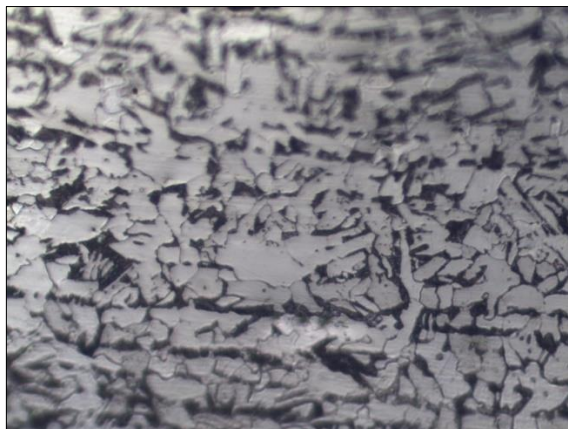


Figura 4.3 - Caracterização microestrutural do aço do perfil, zoom 200X

A Tabela 4.3 apresenta as áreas de ferrita e perlita nas amostras retiradas do perfil I.

Tabela 4.3 - Área média dos grãos na amostra do perfil

Tabela 1- Área média dos grãos de perlita e ferrita pró-eutetóide.		
	Ferrita pró-eutetóide	Perlita
Área (μm)²	63.987	36.013

Sabendo-se o teor de ferrita livre pode-se calcular o teor de carbono no aço através da equação:

$$\%_{\alpha_L} = \left(1 - \frac{C_o}{0,77}\right) * 100 \quad (4.1)$$

Onde,

$\%_{\alpha_L}$ é a ferrita livre;

C_o . é a % de carbono no aço.

Através dos cálculos obteve-se teor de carbono de 0,2773%, sendo classificado como um aço 1028 pela SAE (*Society of Automotive Engineers*) e AISI (*American Iron and Steel Institute*), conforme Tabela 4.4 (CALLISTER, 2002).

Tabela 4.4 - Classificação SAE/AISI do aço do perfil

Teor de Carbono	Classificação
0,2773%	SAE/AISI 1028

4.1.3.2 Ensaio de Tração

As amostras para a realização do ensaio de tração foram retiradas do perfil seguindo as especificações da norma ASTM E8 (2001). Ensaiou-se 3 corpos de prova obedecendo aos critérios pré-estabelecidos em norma. A Figura 4.4 apresenta uma tabela com as formas e dimensões dos corpos de prova segunda a norma ASTM E8 (2001) e a Figura 4.5 o desenho do corpo de prova com as medidas adotadas.



Dimensão nominal	Dimensões, mm		
	Corpos de prova padrões		Corpo de prova reduzido
	Chapa grossa 40 mm	Chapa fina 12,5 mm	6 mm
G – Comprimento da parte útil	200,0 ± 0,2	50,0 ± 0,1	25,0 ± 0,1
W – Largura da parte útil	40,0 ± 2,0	12,5 ± 0,2	6,0 ± 0,1
T – Espessura	Espessura do material		
R – Raio de concordância, min.	25	12,5	6
L – Comprimento total	450	200	100
A – Comprimento da parte útil	225	57	32
B – Comprimento da cabeça	75	50	30
C – Largura da cabeça, aprox.	50	20	10

Figura 4.4 - Forma e Dimensões dos corpos de prova de seção retangular (ASTM, 2001)

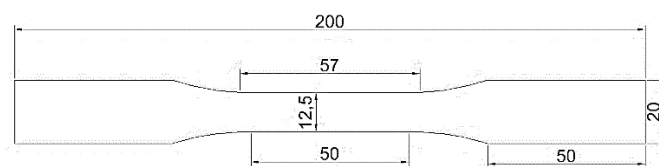


Figura 4.5 – Dimensões do corpo de prova pra ensaio de tração conforme ASTM E8 (ASTM, 2001)

O ensaio foi realizado no Laboratório de Engenharia Mecânica, onde as amostras foram retiradas do perfil e preparados conforme as recomendações da conforme ASTM E8 (ASTM, 2001).



Figura 4.6 - Corpos de prova padronizados

A Figura 4.7 mostra as curvas Tensão x Deformação para os três corpos de prova ensaiados à tração.

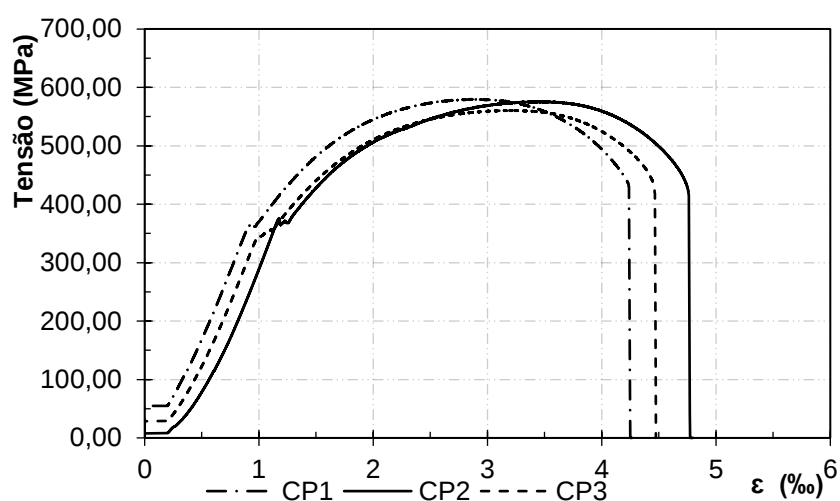


Figura 4.7 - Gráfico Tensão x Deformação do aço do perfil /

As propriedades obtidas no ensaio são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas do aço do perfil / metálico

Amostra	f_{ysI} (MPa)	f_{usI} (MPa)	$\epsilon_{m\acute{a}x}$ (‰)	E_{sI} (GPa)
1	364,29	579,71	4,27	443,16
2	375,17	575,62	4,80	433,81
3	345,34	560,64	4,49	439,18
Média	361,60	571,99	4,52	438,72
Desvio Padrão	15,10	10,04	0,27	4,70

4.2 Cargas de ruptura e resistência de projeto

O carregamento foi aplicado no modelo experimental através da prensa hidráulica da marca WOLPERT, modelo 300-D-74, com capacidade de aplicar um carregamento máximo de 300 toneladas, monitorada pelo *software Tesc*, pertencente ao Laboratório de Engenharia Civil da UFPA-CAMTUC. Seguindo as recomendações da norma europeia foram realizados 25 ciclos de carga e descarga variando entre 5% e 40% da carga estimada de ruptura estimada para os modelos (Eurocode 4, 2004) através de estudos numéricos realizados com o *software* comercial Ansys (Versão R2021).

Modelo	Carga de Ruptura Estimada (kN)
A1	1347
A2	1300
B1	1250
B2	1050
C1	980
C2	1150
D	1250

Após os 25 ciclos, de acordo com as recomendações da Eurocode 4 (2004), os modelos foram levados à ruptura em tempo não inferior a 15 minutos. Em seguida, manteve-se a aplicação de carregamento até que se decaísse, pelo menos, 20% da carga de ruptura para que o comportamento pós ruptura fosse analisado.

As estimativas de carga de ruptura foram obtidas por de simulação computacional no *software* comercial Ansys através de modelo calibrado com os dados obtidos por Souza (2019) e pelos resultados obtidos nos ensaios dos materiais. Da Figura 4.8 até a Figura 4.14 tem-se os gráficos do carregamento aplicado (kN) pelo tempo (hora:minuto:segundo) dos ensaios *push-out* para cada modelo estudado.

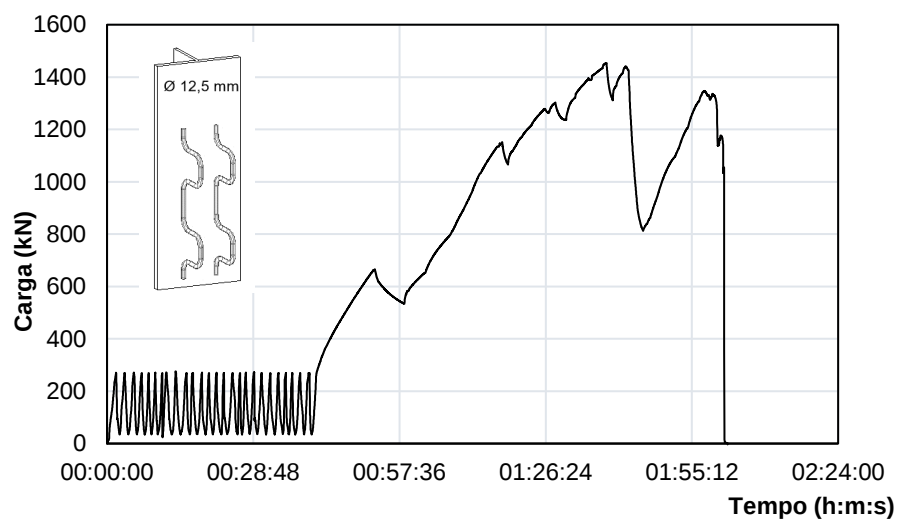


Figura 4.8 - Aplicação de carga - Modelo A1

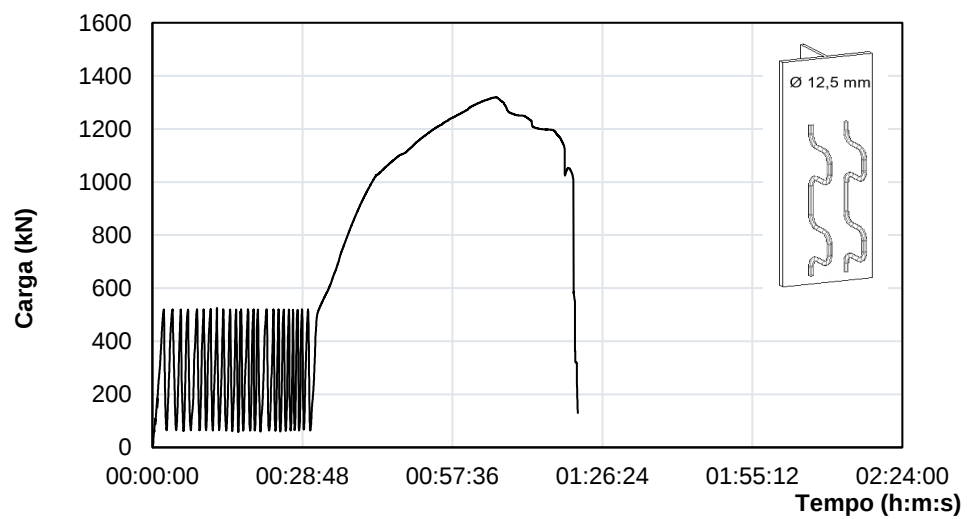


Figura 4.9 - Aplicação de Carga - Modelo A2

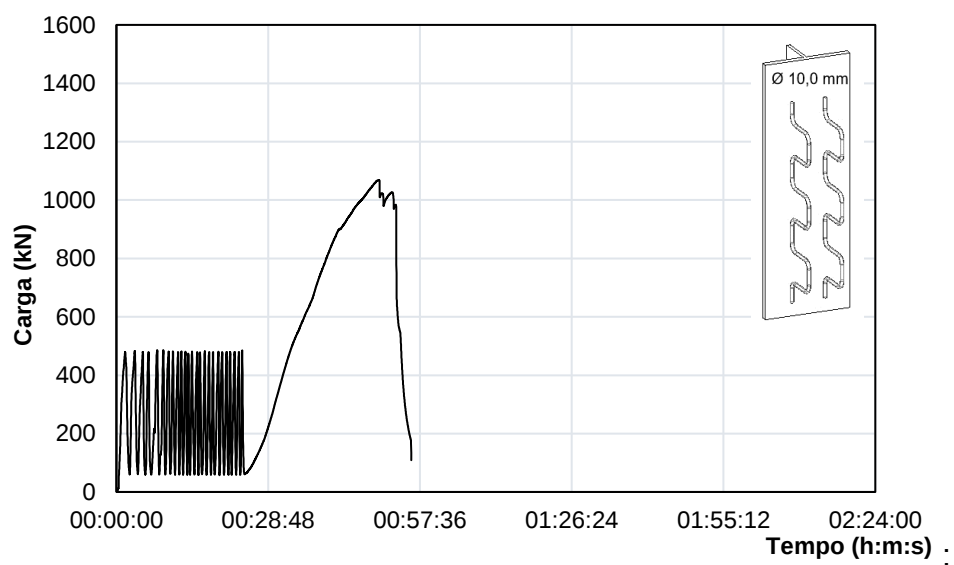


Figura 4.10 - Aplicação de carga - Modelo B1

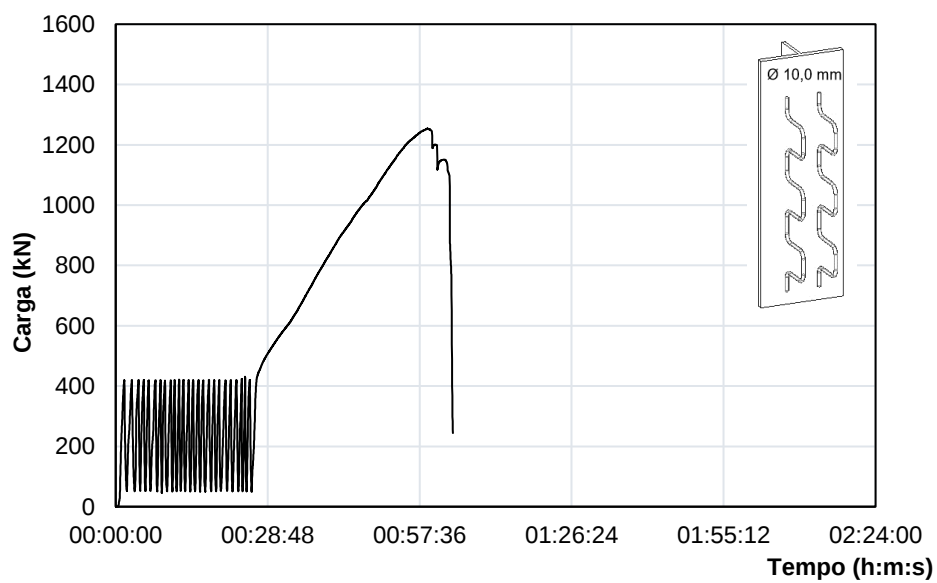


Figura 4.11 – Aplicação de Carga - Modelo B2

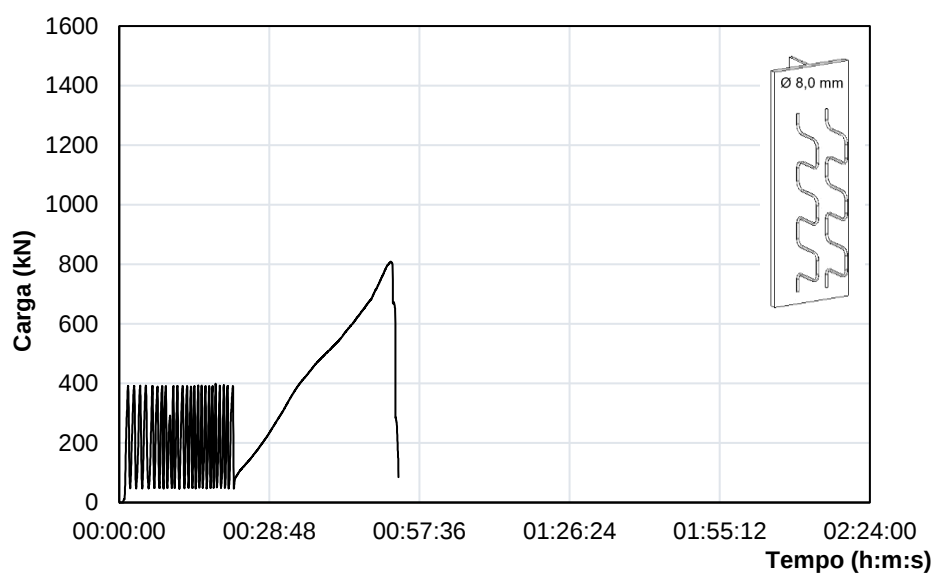


Figura 4.12 - Aplicação de carga - Modelo C1

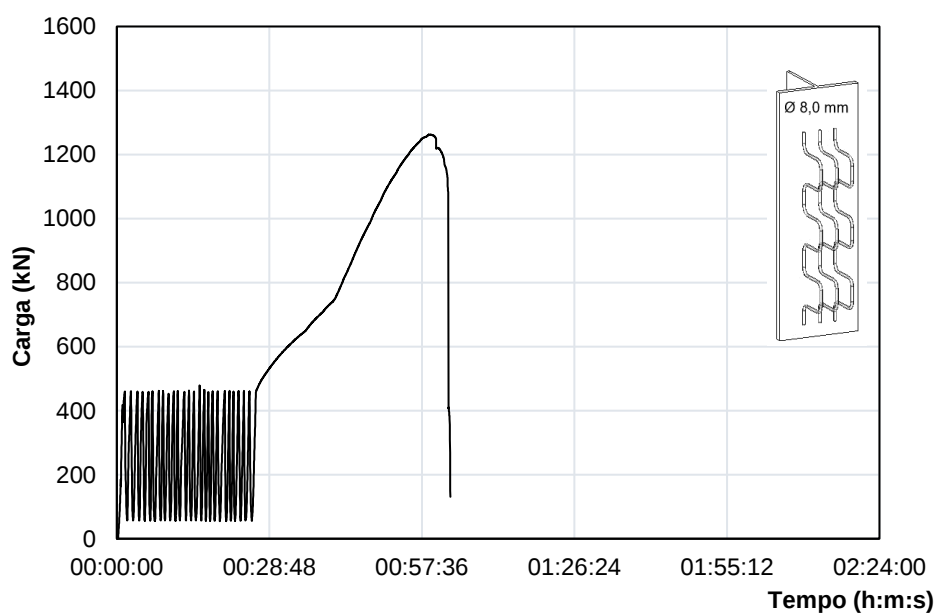


Figura 4.13 - Aplicação de carga - Modelo C2

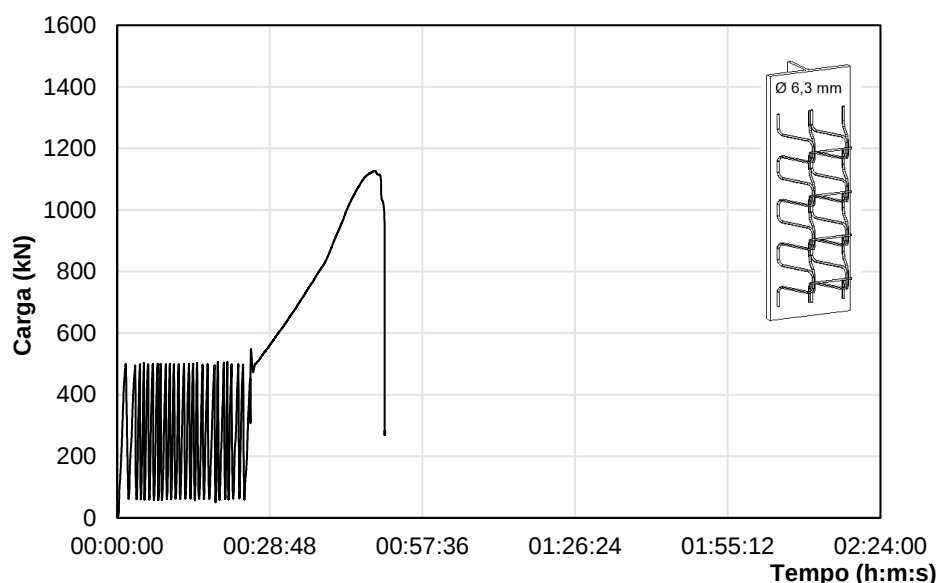


Figura 4.14 - Aplicação de Carga - Modelo D

Durante os ensaios tomou-se o cuidado de manter a velocidade de carregamento de forma que a ruptura não ocorresse em menos de 15 minutos após a finalização dos ciclos de carga e descarga, como recomenda a Eurocode 4 (2004). Observando a Figura 4.8 à Figura 4.14, nota-se que todos os modelos atenderam ao tempo mínimo estipulado pela norma.

No modelo A1 observa-se três pequenas quedas de carregamento, antes de atingir o pico de carga, que podem ter ocorrido por acomodação do sistema de ensaio ou redistribuição de tensões no modelo ensaiado. Após o pico de carga o modelo A1 perdeu capacidade de carregamento até próximo de 800 kN, quando volta a recuperar até cerca de 1300 kN, tendo em seguida uma brusca queda no carregamento.

Os demais modelos apresentam comportamento semelhante entre si: não havendo recuperação do carregamento após o pico de carga, finalizando o ensaio pouco tempo após sua ocorrência. A Tabela 4.6 apresenta os resultados de carga máxima atingida nos ensaios, a resistência característica e a resistência de projeto obtida através da equação 2.6, para os modelos analisados.

Tabela 4.6 - Carga Máxima atingida em cada modelo

Modelo	n° de conectores	A _{st} (cm ²)	P _{max} (kN)	P _{rk} (kN)	P _{rd} (kN)	P _{max} / A _{st} (kN/cm ²)
A1	4	19,64	1453,40	327,02	221,19	74,02
A2			1318,90	296,75	200,72	67,17
B1		18,85	1068,36	240,38	159,72	56,68
B2			1254,16	282,19	187,50	66,54
C1		12,06	808,47	181,91	115,50	67,02
C2	6	18,10	1262,46	189,37	120,23	69,77
D	2	19,95	1126,80	507,06	293,95	56,48
P max: Carga máxima suportada pelo modelo; Prk: Resistência característica por conector Prd: Resistência de Projeto por conector A _{st} : área de aço total						

Comparando-se os resultados com os obtidos por Souza (2019) que testou o conector RT, equivalente ao conector A1, nota-se que o modelo desta pesquisa superou a carga máxima suportada pelo conector RT, em cerca de 12%. O modelo A1 mostra-se mais resistente que o A2 cerca de 10%. Baseadas nos resultados apresentados na Tabela 4.6, mostra-se na Figura 4.15 - Carga de ruptura por modelo a carga de ruptura por modelo e na Figura 4.16 mostra-se os valores de carga de ruptura e a relação carga máxima/área de aço do conector, para todos os modelos ensaiados.

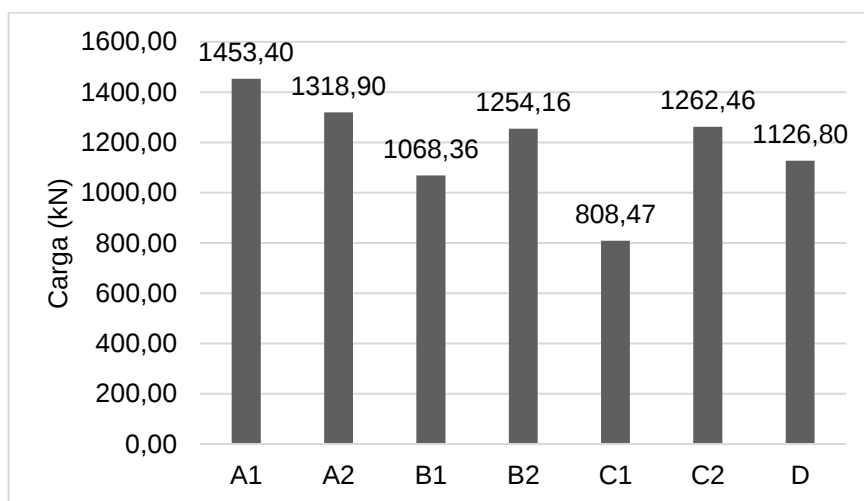


Figura 4.15 - Carga de ruptura por modelo

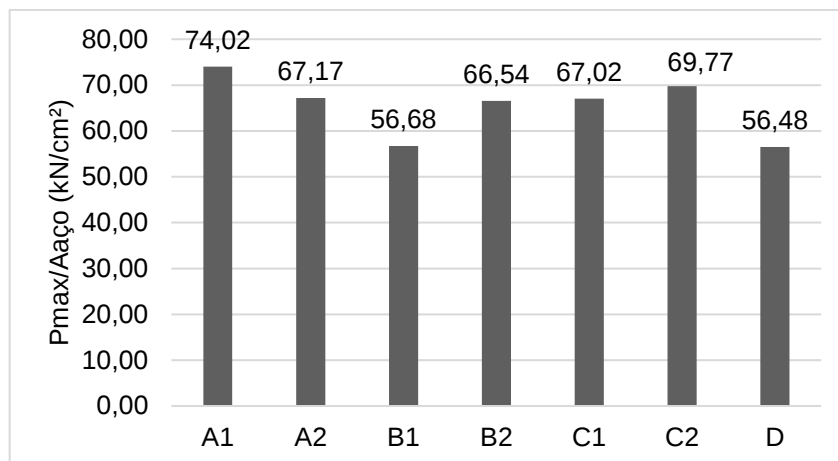


Figura 4.16 - Relação entre a carga máxima e a área de aço da seção transversal por conector

Observa-se na Figura 4.16 que os conectores A1 e C2 possuem os melhores desempenho, quando se relacionou as cargas máximas às áreas de aço da seção transversal dos conectores. Os modelos B1 e D apresentam os valores mais baixos.

O modelo A1 se sobressai no que se trata da carga máxima atingida no ensaio e também onde observa-se melhor aproveitamento da área da seção transversal, obtendo 74,02 kN/cm² superando os demais conectores desta pesquisa o que representa um ganho de 11,32% em relação à média, e também os conectores estudados por Barbosa (2016) e Souza (2019), cujos conectores com melhor desempenho alcançaram 68,83 kN/cm² e 64,38 kN/cm², ganhos de 10,75% e 11,50% respectivamente.

Os modelos B1 e D, apresentaram os piores desempenhos neste quesito (Carga máxima / área de aço) sendo cerca de 9% inferior à média de todos os modelos desta pesquisa apresentando os valores 56,68 kN/cm² e 56,48 kN/cm², enquanto o valor médio de todos os conectores pesquisados supera os 65 kN/cm².

4.3 Deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto

Os deslocamentos relativos foram aferidos por meio de potenciômetros e relacionados ao carregamento aplicado gerando os gráficos carga x deslocamento. Estes resultados nos permitem observar o comportamento do conector testado classificando-o quando à sua ductilidade de acordo com os critérios da norma

Eurocode 4 (2004). A Figura 4.17 mostra o comportamento carga x deslizamento de todos os modelos ensaiados.

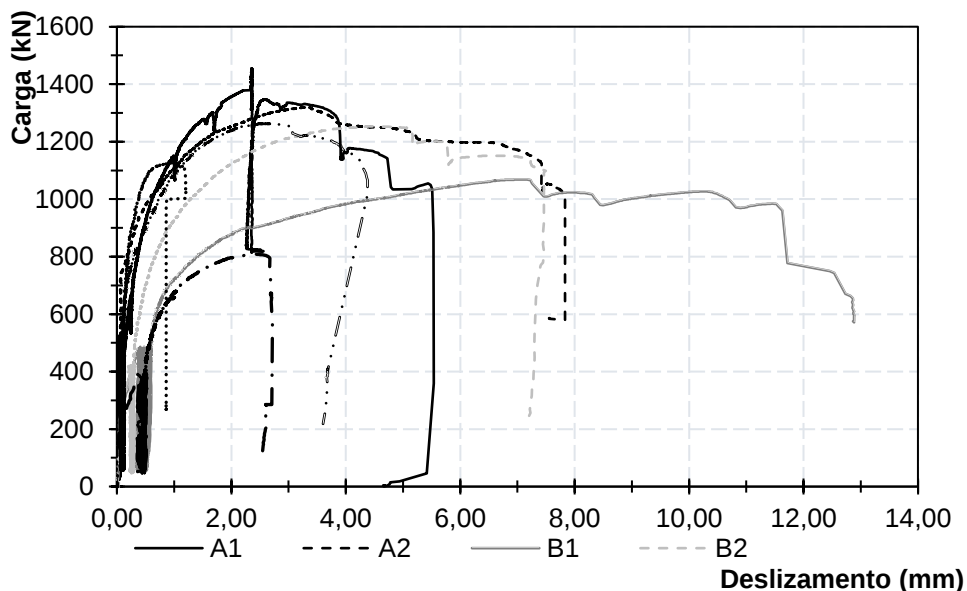


Figura 4.17 - Deslizamento longitudinal dos modelos

Analisando o comportamento dos modelos para o carregamento de 500 kN (ponto no qual as curvas divergem de forma significativa), observa-se que B1 e C1 apresentam os maiores deslizamentos, cerca de 0,60 mm, seguidos do modelo B2 (0,30 mm). Os demais modelos se mantêm praticamente sem deslizamento relativo com menos de 0,15 mm, para o mesmo carregamento de 500 kN.

Os menores valores de deslizamento alcançados no carregamento máximo foram dos modelos C1 e D, ambos rompem de forma brusca pouco depois de atingirem o pico de carga, não permitindo a obtenção de dados de deslizamento na fase pós-pico. O modelo D mostra-se o mais rígido dentre os analisados rompendo com apenas cerca de 1,20 mm de deslizamento longitudinal entre as lajes e o perfil metálico.

Em contrapartida, os outros modelos apresentaram maior ductilidade, para o mesmo nível de carregamento, com satisfatório registro da fase de queda de carga após atingirem a máxima carga resistida, sendo os modelos A2, B1 e B2 os mais dúcteis dentre os analisados.

Observa-se na Figura 4.17, que o Modelo B1 apresenta comportamento divergente dos demais atingindo mais de 7,0 mm de deslizamento no carregamento

máximo, tendo algumas pequenas quedas e recuperações de carga até próximo ao deslizamento de 11,60 mm quando sofre queda considerável no carregamento.

Nas Figura 4.18 até a Figura 4.24, são representados os valores de P_k , que é a resistência característica correspondente a $0,9.P_{\text{máx}}$, δ_u , que representa o deslizamento correspondente a $0,9.P_{\text{máx}}$, e δ_{uk} , que é capacidade de deslizamento característica, utilizados na classificação dos conectores quanto a sua ductilidade, segundo as recomendações da Eurocode 4 (2004).

O valor de P_k (resistência característica), corresponde a 90% da carga máxima atingida no ensaio ($0,9.P_{\text{máx}}$) após o pico e corresponde ao deslizamento δ_u . δ_u , é utilizado para encontrar o valor de capacidade de deslizamento característica δ_{uk} , sendo δ_{uk} correspondente a 90% de δ_u .

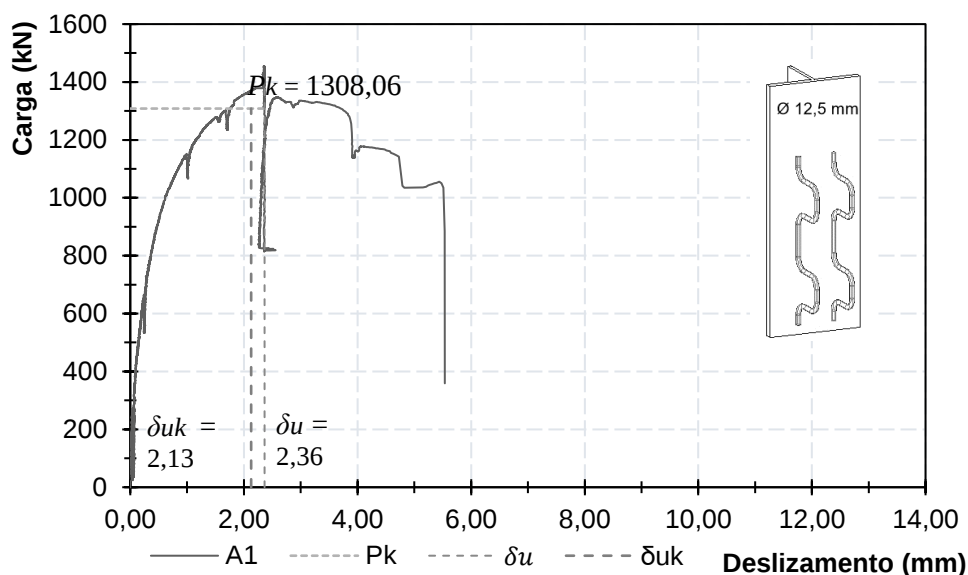


Figura 4.18 - Deslizamento longitudinal do modelo A1

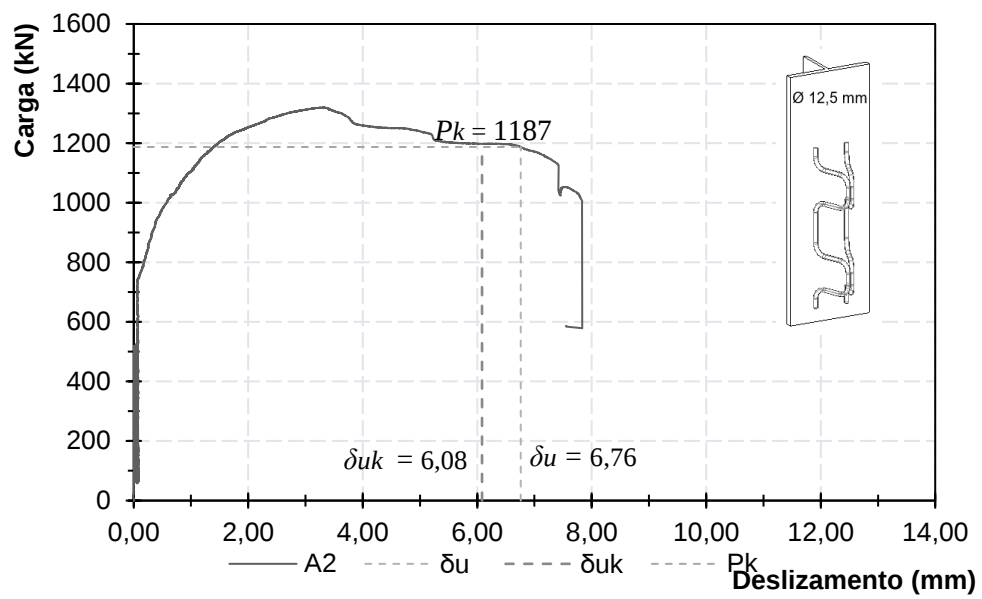


Figura 4.19 - Deslizamento longitudinal do modelo A2

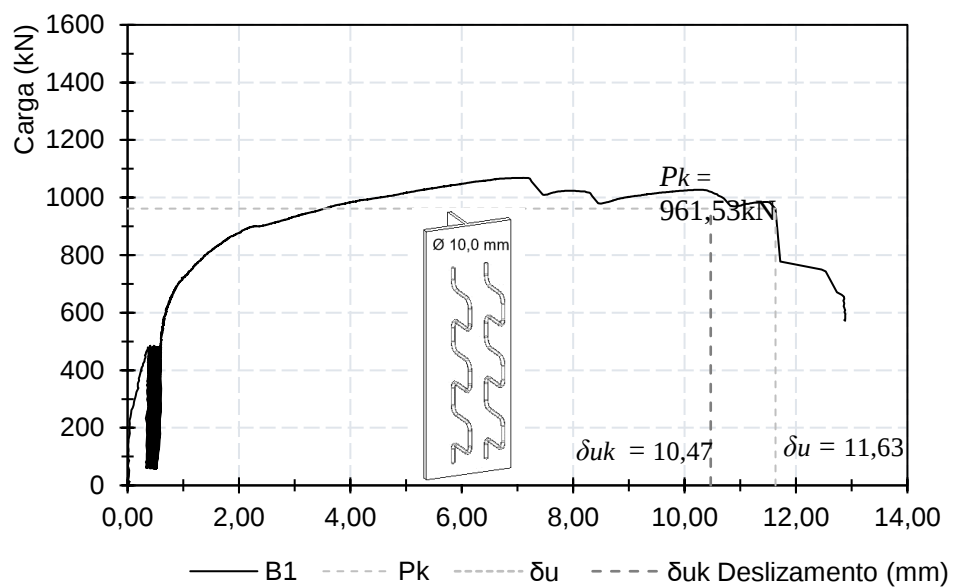


Figura 4.20 - Deslizamento longitudinal do modelo B1

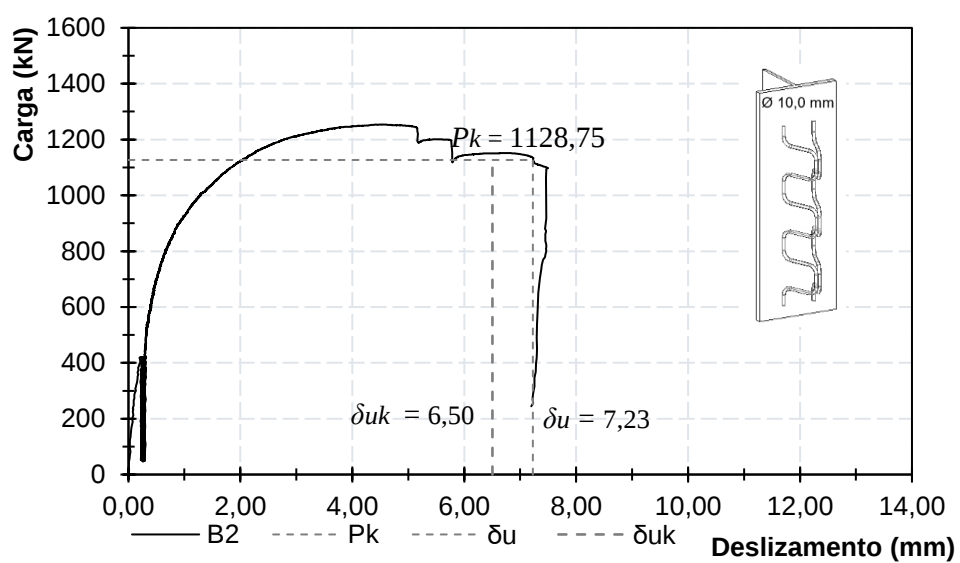


Figura 4.21 - Deslizamento longitudinal do modelo B2

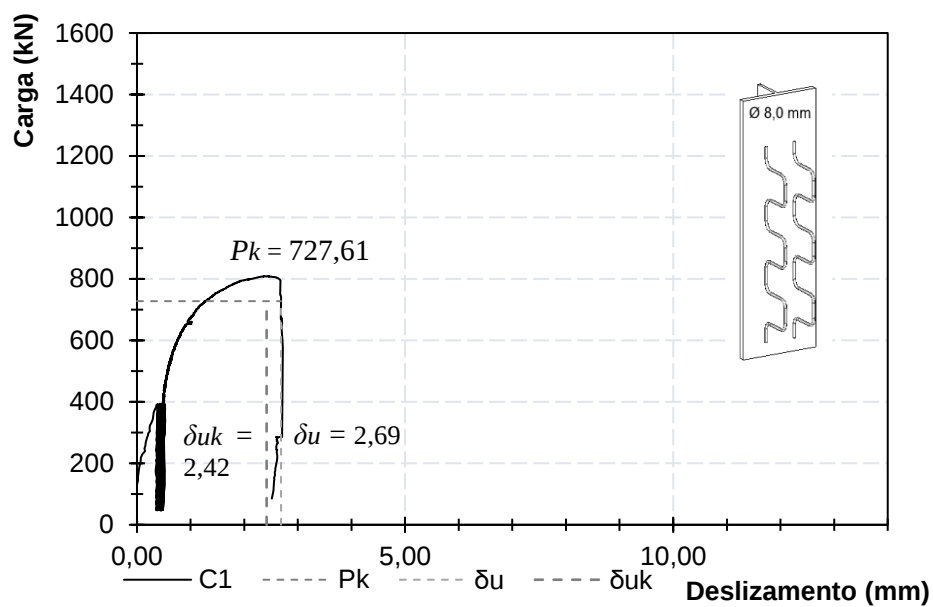


Figura 4.22 - Deslizamento longitudinal do modelo C1

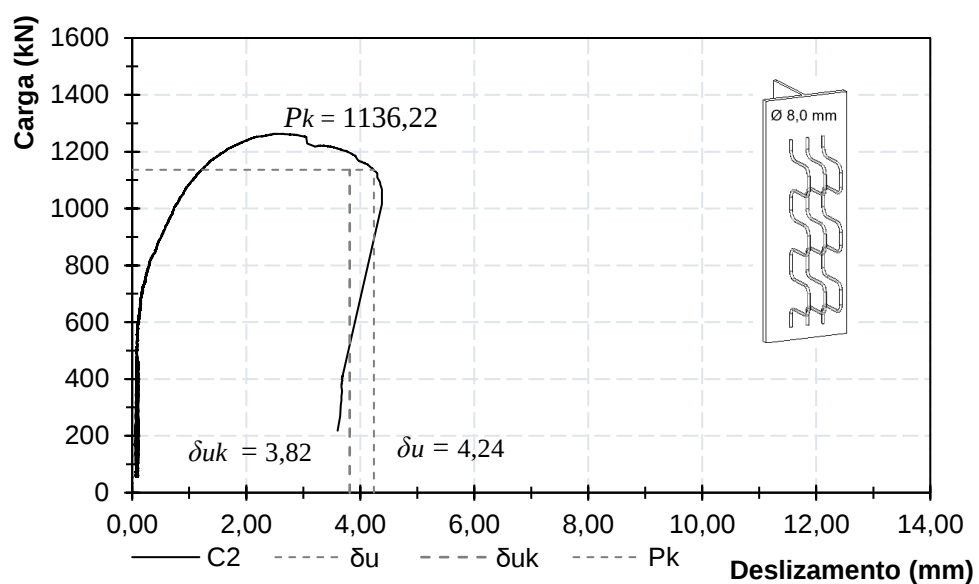


Figura 4.23 - Deslizamento longitudinal do modelo C2

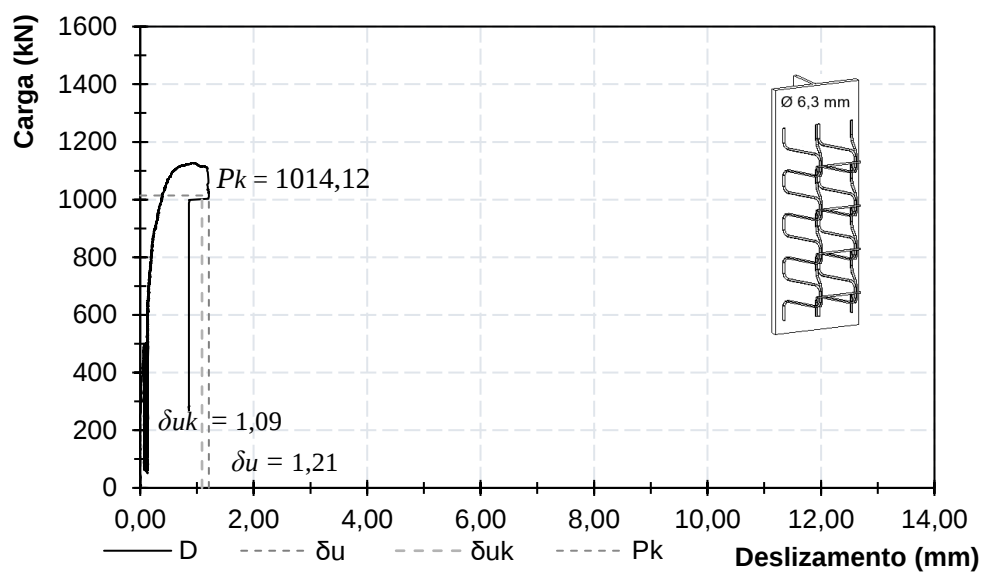


Figura 4.24 - Deslizamento longitudinal do modelo D

A partir dos dados encontrados nos gráficos anteriores montou-se a Tabela 4.7 que apresenta os resultados de carga máxima e dos valores de P_k , δ_u e δ_{uk} para os modelos testados e também a classificação segundo a Eurocode (2004).

Tabela 4.7 - Resultados de deslizamentos longitudinais dos modelos analisados

Modelo	P_{max} (kN)	P_k (kN)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Classificação Eurocode 4 (2004)
A1	1453,40	1308,06	2,36	2,13	Rígido
A2	1318,90	1187,01	6,76	6,08	Dúctil
B1	1068,36	961,52	11,63	10,47	Dúctil
B2	1254,16	1128,75	7,23	6,50	Dúctil
C1	808,47	727,61	2,69	2,42	Rígido
C2	1262,46	1136,22	4,24	3,82	Rígido
D	1126,80	1014,12	1,21	1,09	Rígido
P_{max} : Carga máxima suportada pelo modelo P_k : Resistência característica, $0,9 \cdot P_{max}$ δ_u : Deslizamento correspondente a P_k δ_{uk} : Capacidade de deslizamento característica correspondente à $0,9 \cdot \delta_u$ (Se $\delta_{uk} \geq 6,00$ mm, o conector é classificado como dúctil)					

Dentre os conectores classificados como rígidos, o modelo D apresentou rigidez mais acentuada, tendo capacidade de deslizamento característico de apenas 1,09 mm. A maior ductilidade foi observada no modelo B1, que apresentou δ_{uk} de 10,47 mm. Classificando os conectores por ordem crescente de ductilidade temos: D, A1, C1, C2, A2, B2 e B1.

Na fase de alicie de carga, os modelos B1 e C1 mostram maiores deslizamentos que os demais, para mesmos níveis de carregamento analisado. O modelo B1 atinge 10,47 mm de deslizamento característico (δ_{uk}), já o modelo C1 sofre ruptura abrupta pouco depois do pico de carga ser atingido, com deslizamento característico (δ_{uk}) de 2,42 mm.

Segundo a Eurocode 4 (EUROCODE, 2004), os conectores flexíveis podem ser considerados com comportamento plástico ideal, apresentando consideráveis deformações plásticas para cargas de serviço, sendo uma grande vantagem em termos de segurança. Já os conectores rígidos trazem a vantagem de ser menos suscetível a ruptura por fadiga do material, por não apresentar grande deformação plástica para cargas de serviço.

De modo geral, os conectores desta pesquisa se mostraram mais rígidos do que os modelos testados por (BARBOSA, 2016; SOUZA, 2019). Os conectores do tipo RT testados por SOUZA (2019), semelhantes aos conectores A1 desta pesquisa, atingiram deslizamento característico (δ_{uk}) de 18,9 mm, enquanto que o Modelo A1 atingiu apenas 2,13 mm de deslizamento característico. Já os modelos testados por

BARBOSA (2016) chegam a atingir 25 mm de δ_{uk} e mesmo seu modelo menos dúctil ultrapassa 8 mm de δ_{uk} .

4.4 Separação transversal das lajes

A aferição dos deslocamentos transversais entre as lajes também foi realizada com a utilização de potenciômetros e tem o objetivo de quantificar o efeito do *uplift* nos modelos e verificar se os conectores testados apresentam resistência a este fenômeno seguindo as recomendações da Eurocode 4 (2004).

Cada modelo foi instrumentado com dois potenciômetros horizontais aferindo a separação transversal das lajes posicionados equidistantes das extremidades superior e inferior das lajes, conforme apresentado anteriormente pela Figura 3.13. Os resultados obtidos pelos dois potenciômetros de cada modelo são mostrados da Figura 4.25 a Figura 4.31.

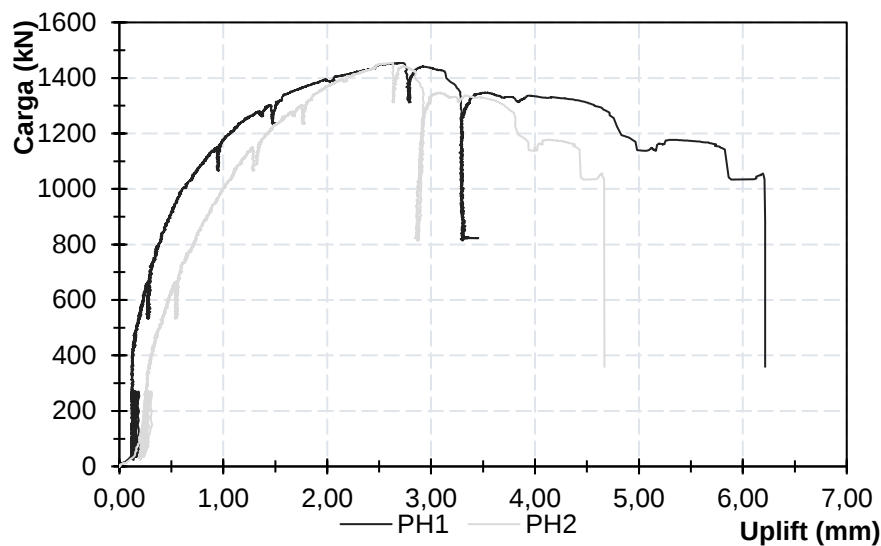


Figura 4.25 - Separação transversal do modelo A1

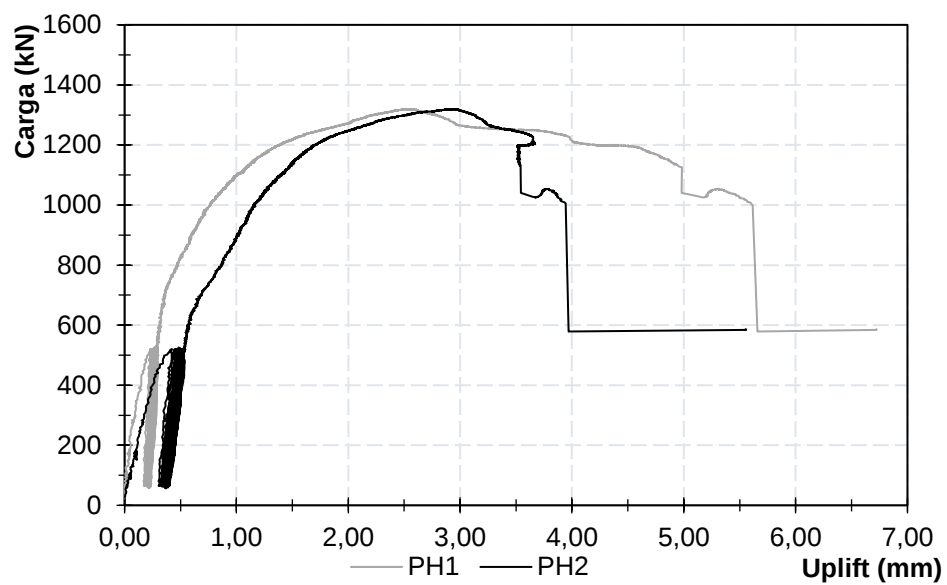


Figura 4.26 - Separação transversal do modelo A2

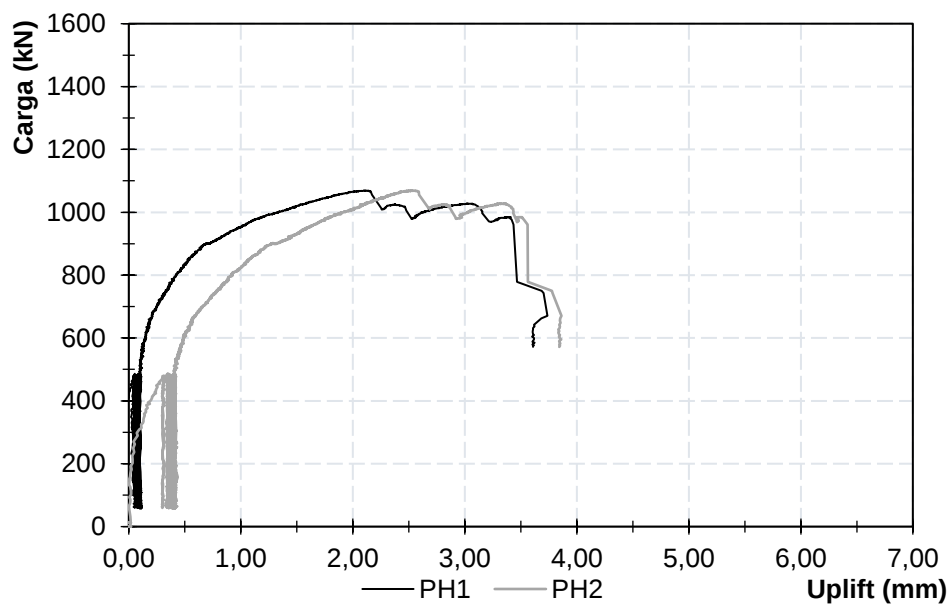


Figura 4.27 - Separação transversal do modelo B1

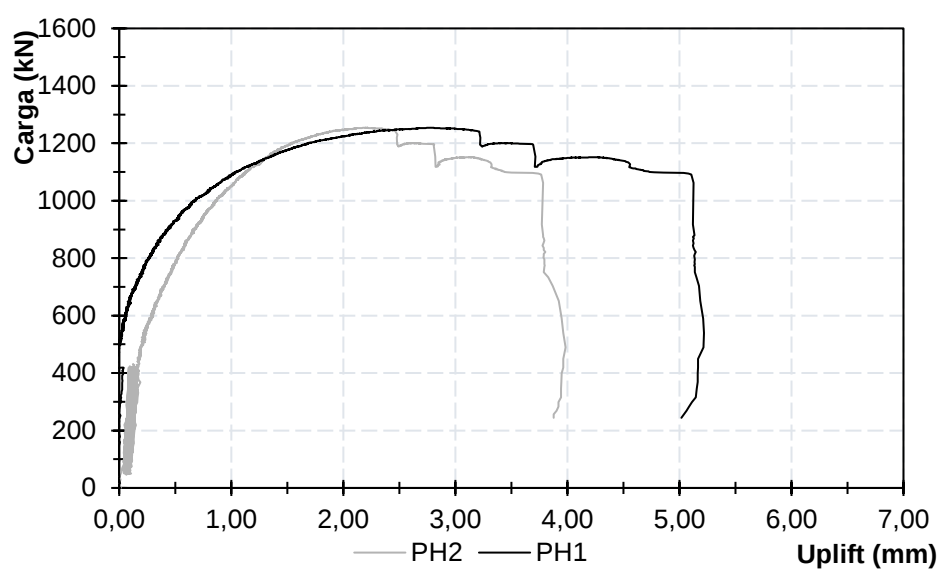


Figura 4.28 - Separação transversal do modelo B2

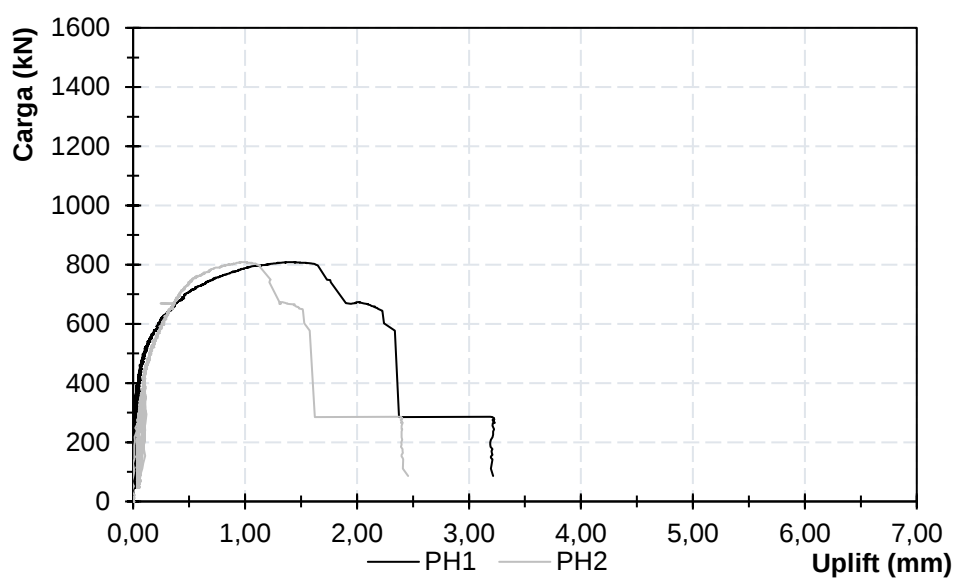


Figura 4.29 - Separação transversal do modelo C1

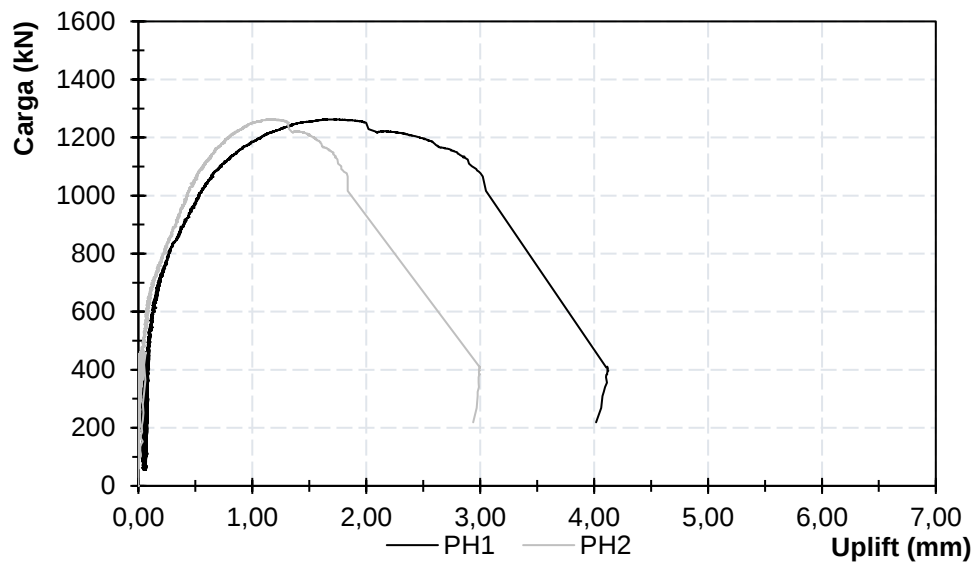


Figura 4.30 - Separação transversal do modelo C2

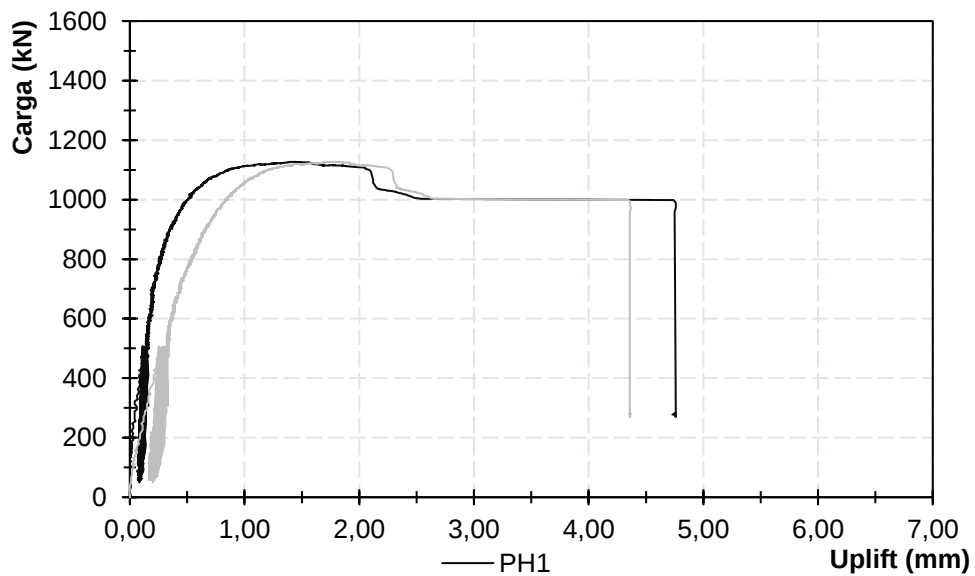


Figura 4.31 - Separação transversal do modelo D

O comportamento em relação ao *uplift* nos dois pontos analisados, pelos dois potenciômetros posicionados, apresentam-se semelhantes, como mostram as figuras anteriores. Para critérios de análise e classificação quanto à resistência ao *uplift* dos conectores estudados, utilizou-se a média aritmética dos valores dos dois potenciômetros em cada modelo analisado.

Para avaliar o desempenho do conector quanto ao efeito do *uplift* (EUROCODE 4, 2004) encontrou-se os valores da separação transversal das lajes para um carregamento igual a 80% da carga de ruptura do modelo (U_{p80}) e o

deslizamento para o mesmo carregamento (δ_{80}), com mostram as Figura 4.32 à Figura 4.38.

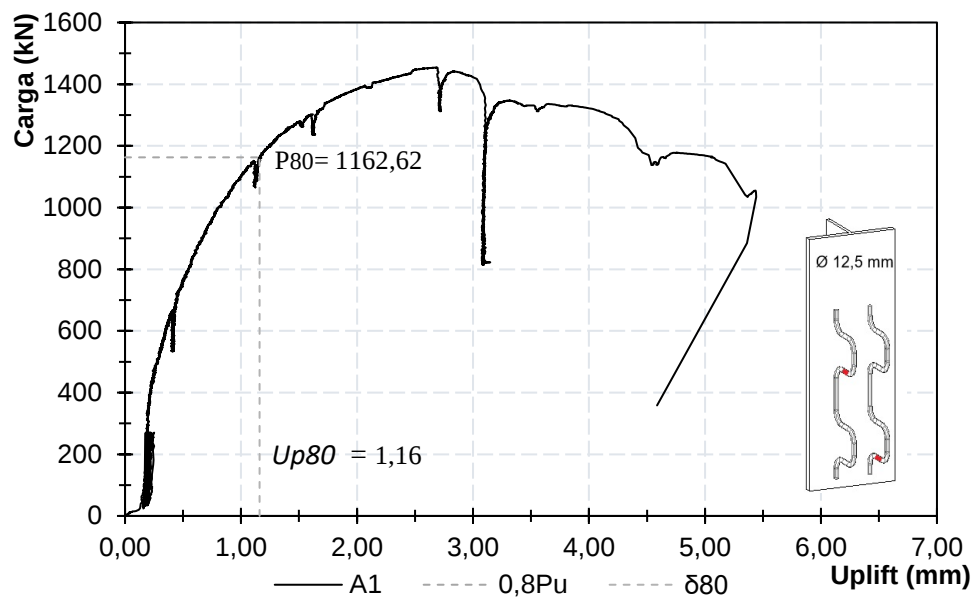


Figura 4.32 - Separação Transversal média do modelo A1

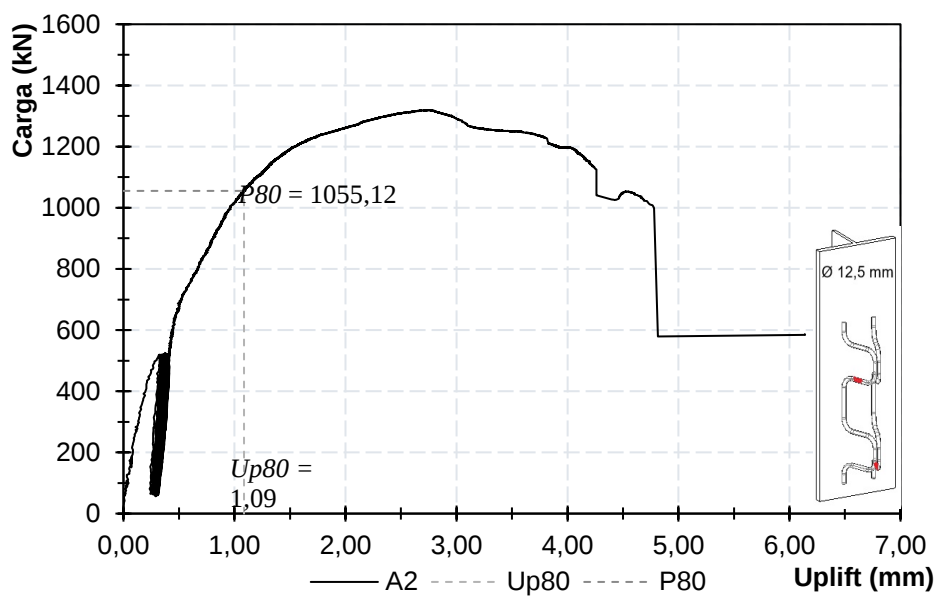


Figura 4.33 - Separação Transversal média do modelo A2

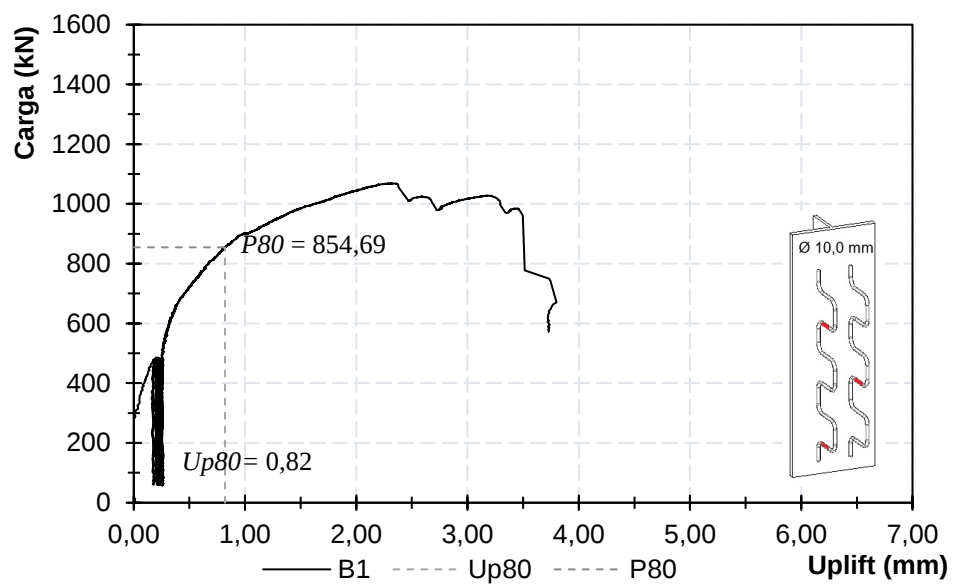


Figura 4.34 - Separação Transversal média do modelo B1

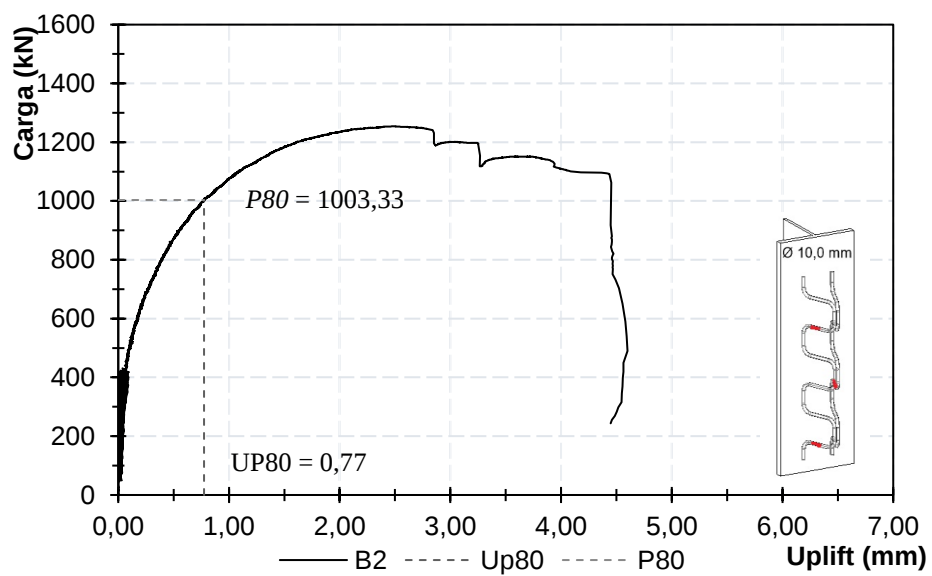


Figura 4.35 - Separação Transversal média do modelo B2

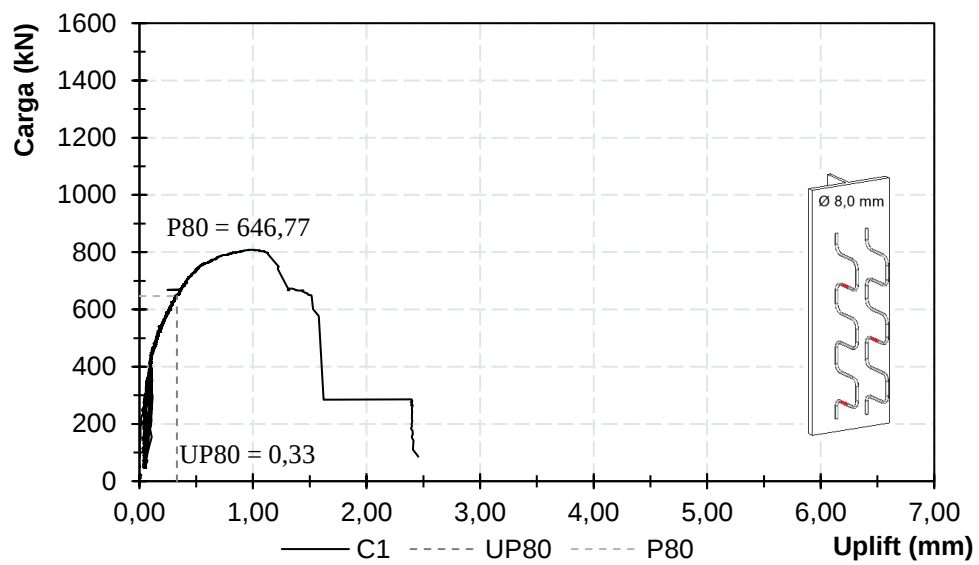


Figura 4.36 - Separação Transversal média do modelo C1

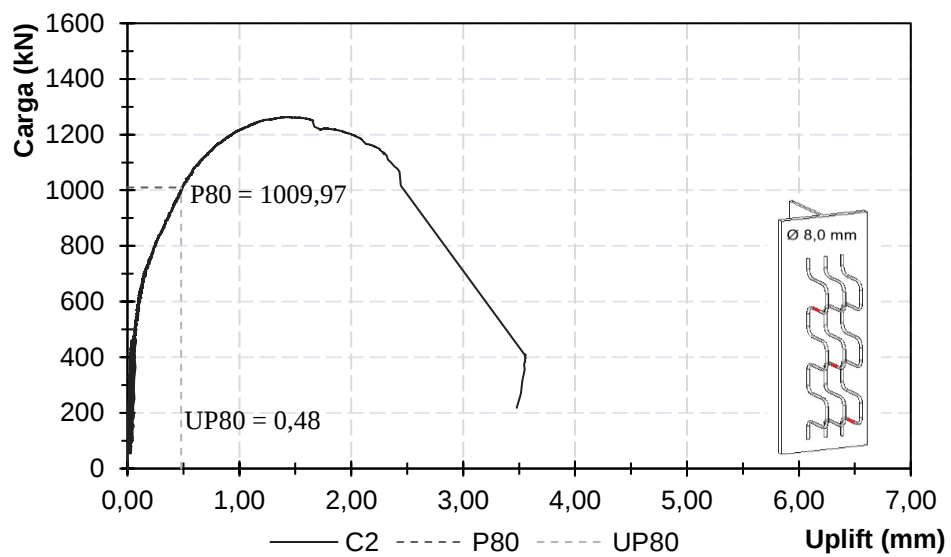


Figura 4.37 - Separação Transversal média do modelo C2

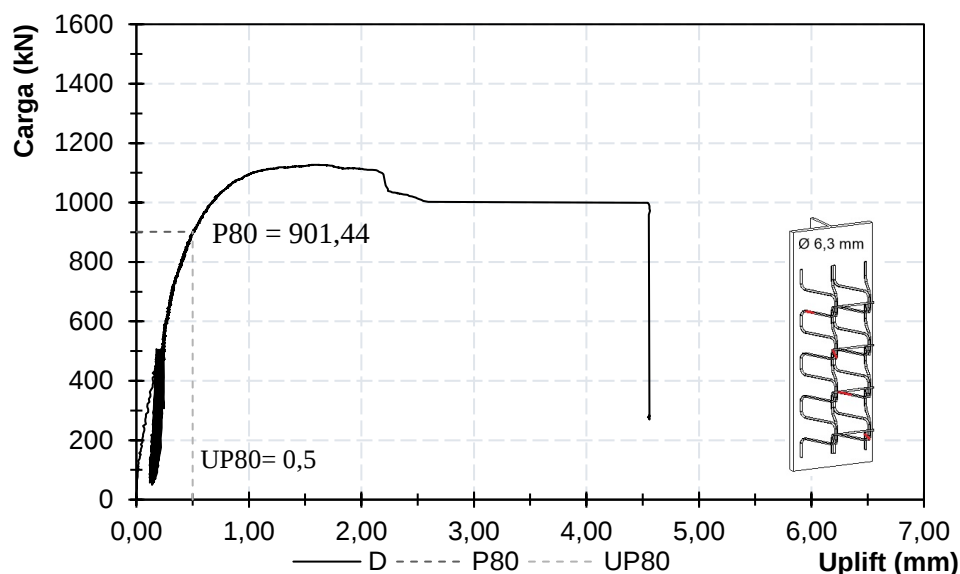


Figura 4.38 - Separação Transversal média do modelo D

Os resultados de *uplift* obtidos estão reunidos na Tabela 4.8 - *Uplift* registrado para os modelos ensaiados.

Tabela 4.8 - *Uplift* registrado para os modelos ensaiados

Modelo	P_{max} (kN)	P_{80} (kN)	U_{p80} (mm)	δ_{80} (mm)	U_{P80}/δ_{80}
A1	1453,40	1162,62	1,16	1,06	1,09
A2	1318,90	1055,12	1,09	0,80	1,36
B1	1068,36	854,69	0,82	1,79	0,46
B2	1254,16	1003,33	0,77	1,28	0,60
C1	808,47	646,77	0,33	0,91	0,36
C2	1262,46	1009,97	0,48	0,75	0,64
D	1126,80	901,44	0,50	0,27	1,85

P_{max} - Carga máxima resistida pelo modelo experimental.
 P_{med} - Média das cargas máximas dos modelos experimentais.
 U_{p80} - Valores de *uplift* para $0,8.P_{max}$.
 $U_{pP_{max}}$ - *Uplift* para a carga máxima resistida pelos modelos experimentais.
 δ_{80} - Deslizamento correspondente a $0,8.P_{max}$.

Os valores de *uplift* (U_{p80}) registrados pelos conectores, em ordem crescente, foram para os modelos: C1, C2, D, B2, B1, A2 e A1. De acordo com a Eurocode 4 (2004), a razão entre U_{p80} e δ_{80} deve ser menor que 50% para que os conectores apresentem comportamento satisfatório quanto ao *uplift*. Desta forma, os únicos modelos que mostraram desempenho satisfatório neste quesito foram os conectores

B1 e C1. Embora B1 tenha apresentado alto valor de Up_{80} , conseguiu atingir o desempenho mínimo, graças a ductilidade do modelo, que foi a maior entre os modelos analisados.

Dentre os demais conectores, os modelos B2 e C2 apresentaram os melhores desempenhos com Up_{80}/δ_{80} de 0,60 e 0,64, respectivamente. O modelo D foi o destaque negativo, apresentando 1,85 na relação Up_{80}/δ_{80} , apresentando 0,50 mm de *uplift*, contra apenas 0,27 mm de deslizamento longitudinal em $0,8.P_{m\acute{a}x}$.

Observando-se os modelos A e B nota-se acréscimo no resultado da relação Up_{80}/δ_{80} para os modelos A2 e B2 em relação dos modelos A1 e B1, respectivamente. Os acréscimos foram de 25% e 30%, de forma que os conectores inclinados em relação a mesa do perfil *I* apresentaram piores desempenhos em relação ao *uplift*. Tendência semelhante também foi observada nos ensaios de Sousa (2019), que também estudou conectores em aço CA-50 dobrados, onde os conectores TII e TRI, posicionados inclinados em relação à mesa, apresentaram pior desempenho ao *uplift* em relação aos conectores TI e TR, dos quais variam.

A Figura 4.39 mostra um gráfico de barras que evidencia melhor o desempenho dos conectores e a discrepância de desempenho entre os modelos analisados. De modo geral, os conectores B e C apresentaram os melhores desempenhos e embora B2 e C2 não tenham atingido o desempenho mínimo estipulado pela norma, obtiveram resultados bem próximos ao máximo de 50% para a relação Up_{80}/δ_{80} .

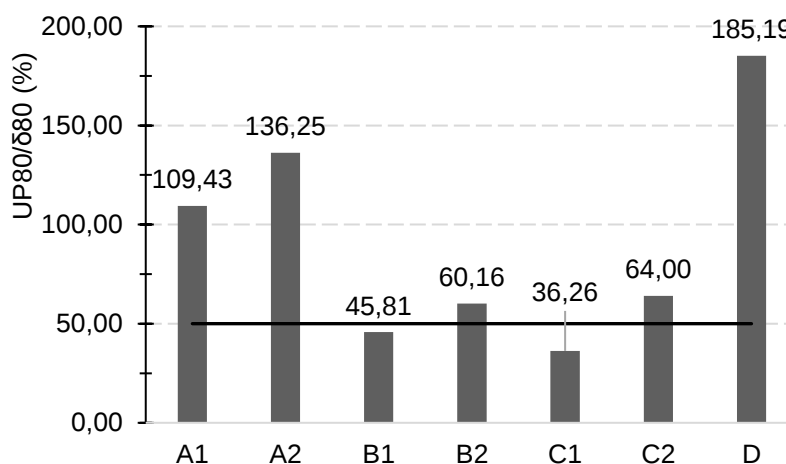


Figura 4.39 – Relação Up_{80}/δ_{80} para todos os modelos ensaiados

Nota-se que as bitolas de 10,0 mm e 8,0 mm , dos modelos B e C, obtiveram melhores resultados na relação U_{p80}/δ_{80} em relação aos modelos de 12,5 mm (modelos A). O modelo D, de menor bitola, apresenta o pior desempenho, o que provavelmente pode ter ocorrido em função da geometria complexa do conector do modelo, aumentando assim sua rigidez.

4.5 Deformações dos conectores de cisalhamento e das armaduras das lajes

Com a instrumentação dos conectores de cisalhamento foi possível verificar a deformação específica nas barras, para analisar seu comportamento com a aplicação de carregamento. O monitoramento das barras das lajes de concreto armado permite avaliar indiretamente a distribuição de tensões na laje de concreto, já que esta se deforma juntamente às barras da laje, em alguma proporção.

4.5.1 Deformação dos conectores de cisalhamento

As deformações dos conectores de cisalhamento para cada modelo estudado são mostradas nos gráficos da Figura 4.40 a Figura 4.46.

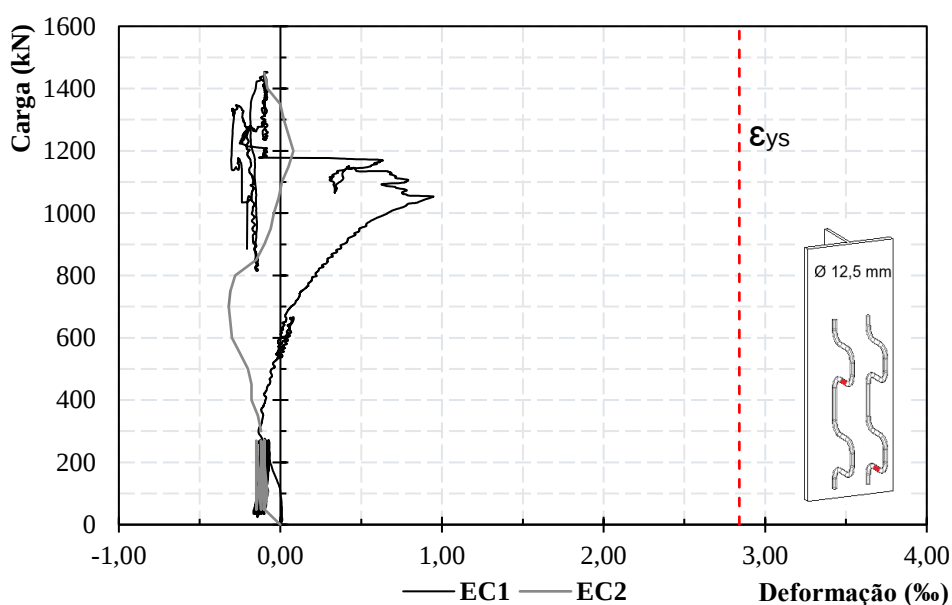


Figura 4.40 - Deformação dos conectores A1

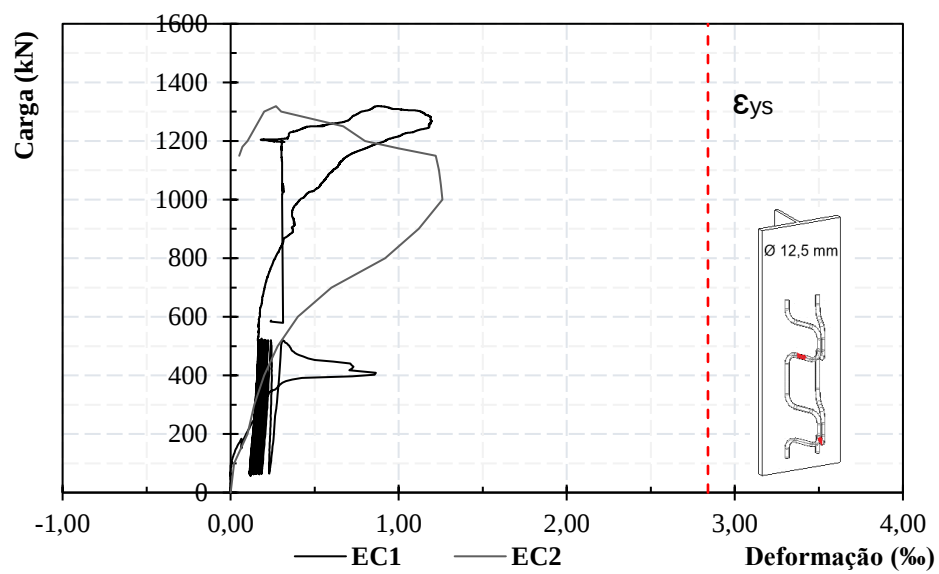


Figura 4.41 - Deformação dos conectores A2

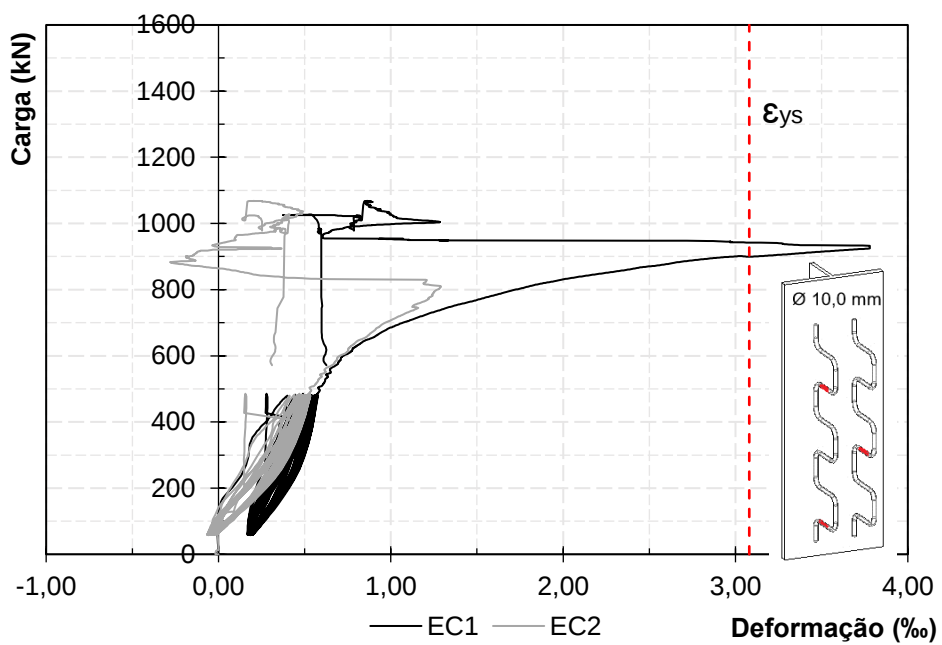


Figura 4.42 - Deformação dos conectores B1

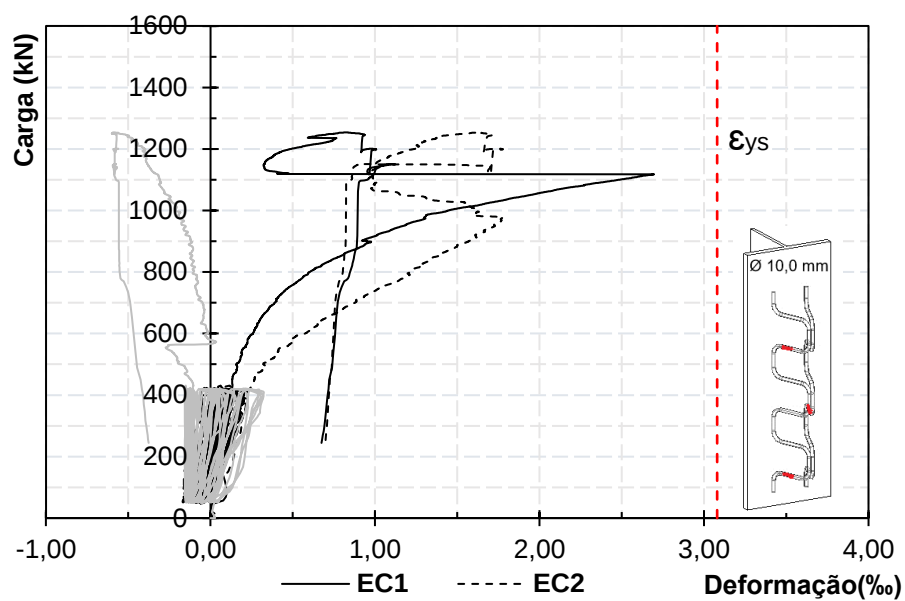


Figura 4.43 - Deformação dos conectores B2

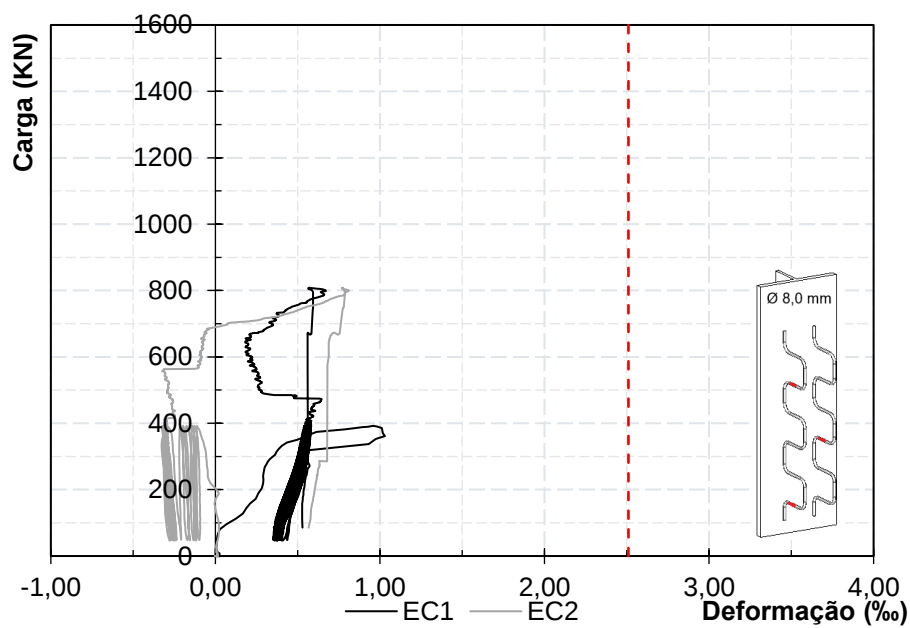


Figura 4.44 - Deformação dos conectores C1

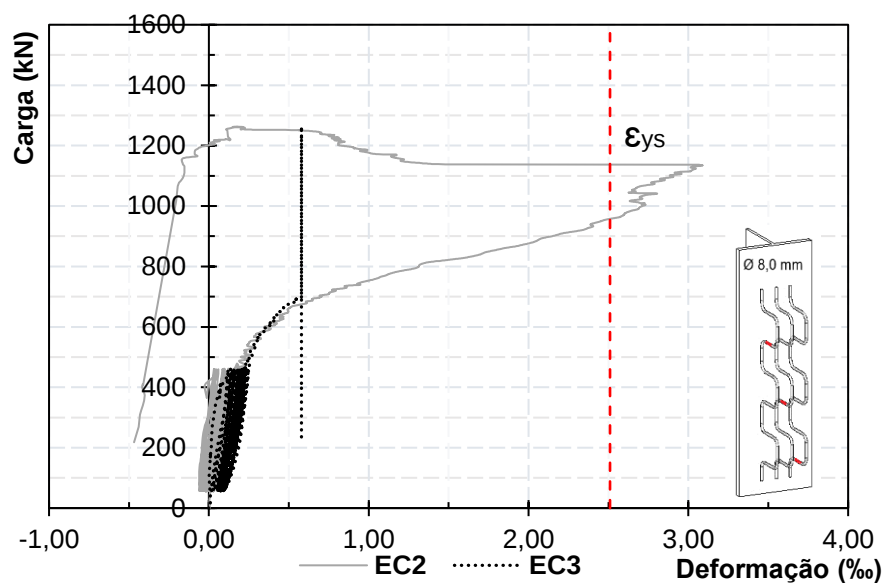


Figura 4.45 - Deformação dos conectores C2

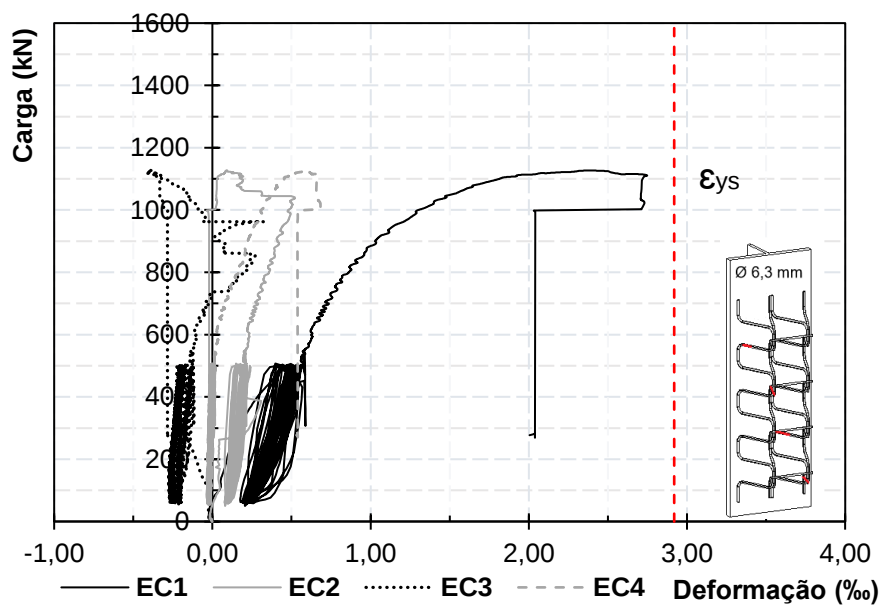


Figura 4.46 - Deformação dos conectores D

Analisando-se os gráficos nota-se que a maioria dos conectores sofreu esforços de tração ao longo do ensaio e mesmo os que tem deformações de encurtamento estas não superam 0,6 ‰.

De forma geral, os conectores que mais deformaram no ensaio *push-out* pertenciam aos modelos B1, B2, C2 e D, atingindo 3,78‰, 2,70‰, 3,09‰ e 2,75‰ respectivamente.

Observando-se os gráficos dos modelos A1 e A2 ,Figura 4.40 e Figura 4.41, respectivamente, nota-se que para mesmos níveis de carregamento, as deformações são levemente superiores em ambos os conectores do modelo A2. Após a fase cíclica de carregamento os conectores do modelo A1 começam a sofrer deformações de tração (EC1) e compressão (EC2) em proporções similares até o carregamento de 800 kN quando EC2 passa a sofrer compressão até próximo o pico de carga quando volta a ser comprimido (Figura 4.40). Para este mesmo carregamento os conectores do modelo A1 apresentam deformação, em módulo, de 0,2‰ a 0,3‰ contra quase 1,0‰ no conector EC2 do modelo A2. Os dois conectores de A2 sofrem alongamento até próximo da carga de 1200 kN quando as deformações começam a diminuir gradativamente até o final do ensaio (Figura 4.41).

Os modelos B1 e B2 apresentam nos conectores EC1 e EC2 curvas de deformação semelhantes (Figura 4.42 e Figura 4.43). Em linhas gerais, seguiram-se deformações de alongamento gradativamente até um ponto máximo, regredindo bruscamente em seguida e retomando as deformações de alongamento até o final do ensaio. Em ambos os modelos a maior deformação foi observada no conector EC1 atingindo deformações de cerca de 3,7‰ e 2,7‰ nos modelos B1 e B2 respectivamente. Após o carregamento de 1150 kN os conectores EC2 e EC3 do modelo B2 seguem o mesmo padrão de deformação retomando o alongamento e deformando até o final do ensaio.

Na primeira fase de carregamento dos ciclos executados no modelo C1 o conector EC1 atinge 1‰ de deformação regredindo para cerca de 0,5‰ se mantendo nessa faixa de deformação até o fim da fase cíclica de carregamento (Figura 4.44). Apesar de o conector EC2 estar submetido a esforços de compressão no início do ensaio este passa a ter deformações de alongamento por volta de 700 kN de carga aplicada e continua a se alongar até 0,8‰ ao final do ensaio (Figura 4.45), valor próximo ao do conector EC1 (aproximadamente 0,6‰) que sofreu deformações positivas ao longo de todo o ensaio.

Analisando o gráfico da Figura 4.45, nota-se comportamento semelhante entre os conectores analisados para o modelo C2 até cerca de 680 kN de carregamento aplicado. A partir deste ponto a leitura é perdida para o conector EC3 e o conector EC2 continua a se deformar, atingindo pouco mais de 3 ‰ de deformação de alongamento, com carregamento de pouco mais de 1100 kN quando passa a sofrer

compressão, com o aumento de carga chegando a valores de deformação negativos após a ruptura do modelo.

4.5.2 Armadura da Laje

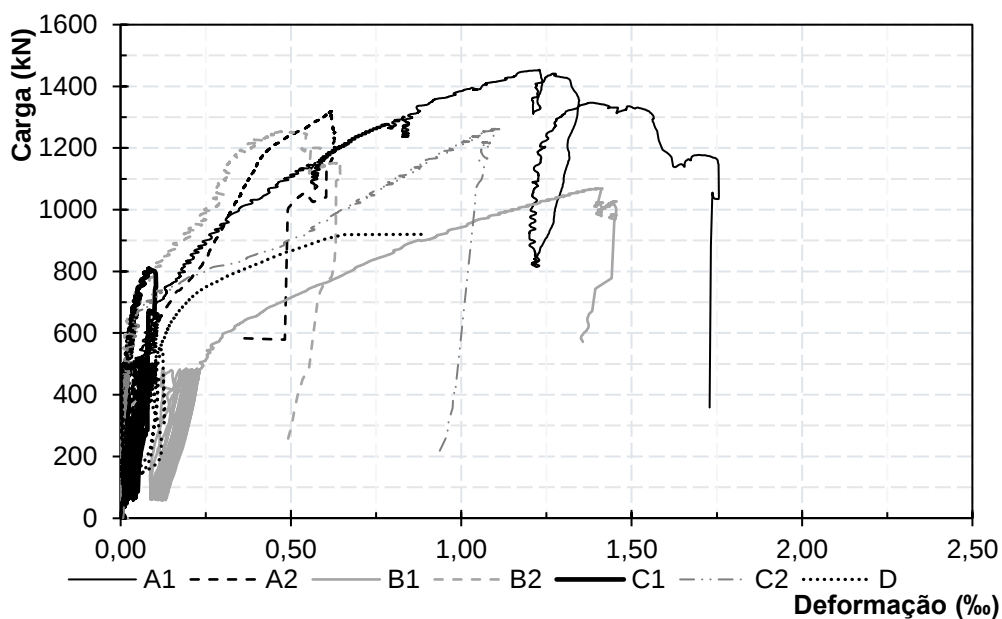


Figura 4.47 - Deformação da armadura das lajes

Ao longo de todo o ensaio as deformações observadas nas barras das lajes de todos os modelos são de alongamento devido aos esforços de tração na armadura. Pra qualquer nível de carregamento analisado nota-se que as deformações na barra da laje B1 são superiores as dos demais modelos.

Os modelos A2 e B2 apresentam curvas de deformação semelhantes atingindo deformações máximas de pouco mais de 0,5‰. Analisando o carregamento de 800 kN para todos os modelos observou-se maior rigidez das armaduras da laje nos modelos B2 e C1, com deformações da ordem de 0,1‰ para a carga analisada.

4.6 Fissuração do concreto

Após o ensaio realizou-se o mapeamento das fissuras nas lajes de concreto. As Figura 4.49 a Figura 4.54, mostram os caminhos das fissuras ocorridas em cada modelo, considerando-se sempre a laje mais fissurada de cada um deles.

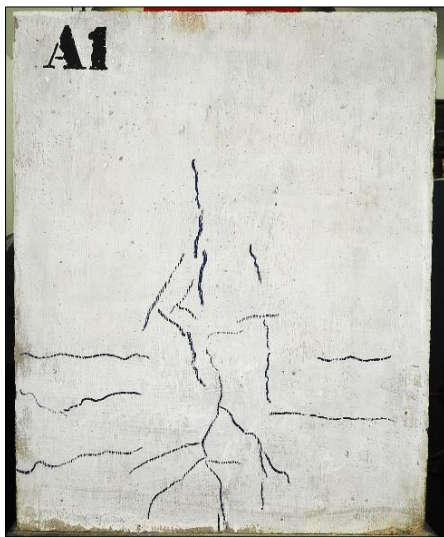


Figura 4.49 - Fissuração do modelo A1

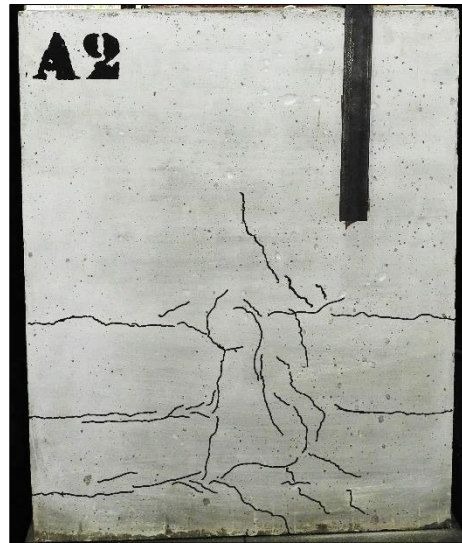


Figura 4.48 - Fissuração do modelo A2



Figura 4.50 - Fissuração do modelo B1

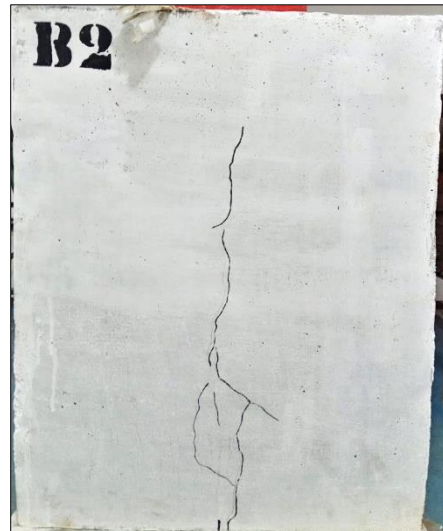


Figura 4.51 - Fissuração do modelo B2



Figura 4.52 - Fissuração do modelo C1

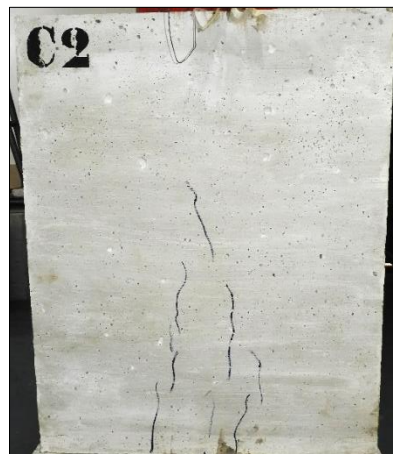


Figura 4.53 - Fissuração do modelo C2



Figura 4.54 - Fissuração do modelo D

Os modelos A1 e A2 apresentaram os maiores níveis de fissuração ao final do ensaio *push-out*, ambos os modelos apresentaram padrões semelhantes de fissuras apresentando fissurações verticais (fendilhamento) e diagonais (cisalhamento) próximo ao centro da laje, local onde então fixos os conectores, e fissurações horizontais (rasgamento) seguindo para as faces laterais conforme observa-se na Figura 4.49 e na Figura 4.48.

Os demais modelos não apresentaram fissuras horizontais significativas visíveis, apenas fissuras verticais e/ou diagonais, próximas às áreas de fixação dos conectores. Analisando a Figura 4.50 e Figura 4.51, nota-se que o modelo B1 apresenta mais fissuras que o modelo B2; enquanto em B2 observa-se fissuração vertical mais concentrada em uma linha central na laje, no modelo B1 as fissuras verticais aparecem em duas linhas que coincidem com o posicionamento dos conectores em B1.

O modelo C1 não apresentou fissuras visíveis na laje de concreto, provavelmente por ter taxa de armadura inferior aos demais modelos, escoando o aço antes que o concreto fissurasse efetivamente. O modelo C2, assim como o modelo D, apresentou algumas fissuras verticais semelhantes às ocorridas em A1, porém em menor número.

Excetuando-se o Modelo C1, os demais modelos analisados apresentaram fissuração correspondente a fendilhamento (ver item 2.3.3, página 26) em maior ou menor proporção. Nos modelos B1 e B2, nota-se a presença dessas fissuras de forma mais expressiva do que as outras formas de fissuração. O modelo B2, no qual o par de conectores está inclinado em relação à mesa, observa-se a tendência de formação de uma única fissura vertical que inicia na base da laje e se estende até cerca de 80% da sua altura, onde localizam-se as últimas *pernas* dos conectores. Para o modelo B1 as fissuras verticais de fendilhamento ocorrem em duas linhas paralelas que se aproximam de onde os conectores estão fixados. Os conectores A2 e A1 também possuem o mesmo comportamento, apresentando fissuras de fendilhamento localizadas próximo às linhas de posicionamento das *pernas* superiores dos conectores de cisalhamento (ver item 2.3.3 e Figura 3.2 a Figura 3.5), assim como citado por (CHAVES, 2009). A Tabela 4.9 - Tipos de fissuras observadas no modelo mostra os tipos de fissuras observadas nos modelos ensaiados.

Tabela 4.9 - Tipos de fissuras observadas no modelo

Modelo	Tipo de fissura		
	Fendilhamento	Cisalhamento	Rasgamento
A1	X	X	X
A2	X	X	X
B1		X	
B2		X	
C1			
C2	X		
D	X		

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

5.1.1 Carga de Ruptura

O controle da velocidade de aplicação de carga foi bem executado garantindo-se que a ruptura dos modelos ensaiados ocorresse somente após 15 minutos do final da fase cíclica de carregamento conforme recomendações da (EUROCODE, 2004).

Levando em conta que a taxa de armadura dos conectores dos modelos ensaiados divergem entre si torna-se mais coerente avaliar a capacidade de carga relacionando-a a área de aço na ligação de cisalhamento. O conector A1 obteve o melhor desempenho em relação aos modelos desta pesquisa e também os modelos testados por (BARBOSA, 2016; SOUZA, 2019) em mais de 10%. Em contrapartida os modelos B1 e D mostraram os piores desempenhos sendo cerca de 90% inferior à média.

Quando comparados aos conectores testados por (CHAVES, 2009) e (VERÍSSIMO et al., 2006) os conectores desta pesquisa têm um ganho de capacidade de carga ainda mais expressivo: analisando a carga de ruptura dos modelos têm-se ganhos que chegam a mais de 100% quando comparou-se o modelo A1.

Não foram observados indícios significativos de que a inclinação dos conectores afete positivamente a capacidade resistente dos modelos. O modelo A1 apresenta melhor aproveitamento da seção transversal quando comparado ao A2 do qual se diferencia somente pela inclinação. Já o Modelo B1 se mostra menos eficiente que o B2. Nos Modelos de (SOUZA, 2019), as variações com posicionamento inclinado dos conectores se mostraram menos resistentes do que àqueles posicionados à 90° da mesa do perfil.

5.1.2 Deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto

Os modelos B1 e C1 apresentam os maiores deslocamentos relativos para baixos níveis de carregamento, logo após o fim da fase cíclica. O modelo C1, por

conter menor taxa de armadura que os demais, rompe com pouco mais de 800 kN de carregamento e cerca de 2,70 mm de deslizamento sendo o terceiro modelo mais rígido ao final do ensaio. Já o modelo B1 continua a adquirir maiores deformações atingindo 10,47 mm de deslizamento característico se tornando o mais dúctil dentre os modelos analisados. Classificando os conectores por ordem crescente de ductilidade temos: D, A1, C1, C2, A2, B2 e B1.

Os modelos com conectores de 10,00 mm de diâmetro (B1 e B2) apresentam os comportamentos mais dúcteis observados. Não fica clara a influência da inclinação dos conectores na ductilidade do modelo, no entanto o modelo D apresenta-se claramente mais rígido que os demais atingindo 1,09 mm de deslizamento característico. Sua rigidez elevada pode ter ocorrido devido a geometria complexa do conector D. De modo geral, os conectores desta pesquisa se mostraram mais rígidos do que os modelos testados por (BARBOSA, 2016 e SOUZA, 2019).

5.1.3 Separação transversal das lajes

Dentre os modelos testados, o modelo B1 e o modelo C1 apresentaram comportamento satisfatório quanto ao *uplift* conforme a (EUROCODE, 2004) segundo a qual os conectores devem ter um resultado inferior a 50% da relação Up_{80}/δ_{80} . Os modelos B2 e C2 ultrapassam por pouco os limites dos valores de Up_{80}/δ_{80} . Já o Modelo D, que apresentou o pior desempenho ultrapassando em quase 4 vezes o limite máximo estipulado (Figura 4.39 – Relação Up_{80}/δ_{80} para todos os modelos ensaiados).

Os modelos de Souza (2019), de modo geral, apresentam valores de Up_{80} superiores chegando a atingir *uplift* de 2,45 mm no Modelo TRI. No entanto foram considerados satisfatórios, pois o deslocamento longitudinal do perfil também foi significativamente superior.

Barbosa (2016) chega a valores máximos de *uplift* de 1,85 mm para o conector do tipo retângulo de 12,5 mm e na relação Up_{80}/δ_{80} todos os conectores apresentam desempenho satisfatório.

5.1.4 Deformação dos conectores de cisalhamento e das armaduras da laje

Em geral, as deformações dos conectores na fase cíclica de carregamento não superam 0,5‰, e, na maioria dos conectores, só se observa deformações mais significativas em carregamentos superiores a 800 kN. As maiores deformações foram observadas nos conectores dos modelos B1 e B2, com conector de 10 mm de diâmetro, e as menores nos modelos A1 e A2, com 12 mm de diâmetro. E C1 que, por sua vez, possuía a menor taxa de armadura entre os modelos analisados.

No modelo C1 nota-se grande deformação ainda na fase cíclica atingindo 1‰ de deformação no conector EC1, o que poderia ser explicado pela taxa de armadura reduzida. O conector EC1, do modelo D, apresenta deformação muito superior aos outros conectores do modelo em todas as fases de carregamento chegando a deformar mais de 2,5‰, enquanto os demais nem chegam a 1‰ ao final do ensaio.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

- Realizar ensaios *push-out* variando-se a resistência do concreto para analisar a sua influência na capacidade de carga e ductilidade dos modelos;
- Realizar ensaios em vigas mistas de aço e concreto armado, bi-apoiadas submetidas a flexão;
- Ensaiar vigas com mesmos conectores e diferentes graus de interação;
- Realizar ensaios de push-out com bitolas superiores a 12,5 mm;
- Estudar o comportamento dos modelos em situação de incêndio e verificar o desempenho da laje e conectores;
- Modelagem numérica dos modelos para ampliação das análises;
- Obter equações de resistência para conectores fabricados em vergalhões de aço dobrado;

6 REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. [s.l.: s.n.].

ALMEIDA, R. L. J. DE. Simulação numérica e modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento crestbond. **Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa**, 2018.

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. Comportamento Estrutural E Dimensionamento De Elementos Mistos Aço-Concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos**, v. 7, p. 51–84, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ANSI/AISC 360-5. Specification for Structural Steel Buildings. **American Institute of Steel Construction**, p. 610, 2005.

BARBOSA, W. C. DE S. Estudo de Conectores de Cisalhamento em Barras de Aço para Vigas Mistas de Aço-Concreto. **Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p.**, 2016.

BEZERRA, L. M. et al. Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 167, p. 757–767, 2018.

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

BUJNAK, J.; BAHLEDA, F.; FARBAK, M. Headed fastenings acting in cooperation with supplementary steel reinforcement. **Procedia Engineering**, v. 91, n. TFOCE, p. 250–255, 2014.

CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia dos Materiais: uma introdução. Tradução Sérgio Murilo Stamile Soares. Rio de Janeiro. LTC** 2002.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. S16-09: Design of steel structures. **Canadian Standards Association**, v. S16-9, 2009.

CAVALCANTE, O. R. D. O. E. Estudo De Conectores De Cisalhamento Do Tipo 'V' Em Viga Mista. **Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Brasília**, p. 192, 2010.

CHAVES, I. A. Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido. **Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo**, 2009.

COSTA, H. D. Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado. **Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Pará**, 2016.

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

DELHOMME, F.; DEBICKI, G. Numerical modelling of anchor bolts under pullout and relaxation tests. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 7, p. 1232–1238, 2010.

DUTRA, C. M. Y. Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas. **Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa**, 2014.

EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R.; MURRAY, T. M. Strength of shear studs in steel deck on composite beams and joists. **Engineering Journal**, v. 30, n. 2, p. 44–54, 1993.

ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T. Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 2, 1995.

EUROCODE. H E U R O P E a N N I O N. v. 2, n. 2005, 2004.

FERREIRA, L. T. S. Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações. **Tese de Doutorado. Ph. D. thesis. Civil Engineering Department, PUC-RIO.**, 2000.

HAWKINS, N. M.; MITCHELL, D. Seismic Response of Composite Shear Connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 110, n. 9, p. 2120–2136, 1984.

HENDERSON, I. E. J. et al. Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams retrofitted with various bolted shear connectors. **Engineering Structures**, v. 131, p. 115–135, 2017.

JAYAS, B. S.; HOSAIN, M. U. Behaviour of Headed Studs in Composite Beams: Push-Out Tests. **Canadian journal of civil engineering**, v. 15, n. 2, p. 240–253, 1988.

JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete, volume 1: Beams, slabs, columns, and frames for buildings**. [s.l: s.n.]. v. 1

MAUÉS, F. P. et al. ANÁLISE NÃO LINEAR DA INFLUÊNCIA DA FISSURAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE PINOS EMBUTIDOS EM. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia**, 2016.

MEDBERRY, S. B. Perfobond Shear Connector for Composite Construction. **Engineering Journal**, v. 39, 2002.

NASROLLAHI, S. et al. Investigation of pipe shear connectors using push out test. **Steel and Composite Structures**, v. 27, n. 5, p. 537–543, 2018.

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 10–11, p. 1909–1920, 2009.

OEHLERS, D. J. Stud shear connectors for composite beams. **A thesis of the submitted of Philosophy to of the for the of Engineering of Warwick**, 1980.

OEHLERS, D. J. Splitting induced by shear connectors in composite beams. **Journal of Structural Engineering (United States)**, v. 115, n. 2, p. 341–362, 1989.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Behaviour of perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 19, n. 2, p. 224–235, 1992.

OLIVEIRA, A. F. N. DE. Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto. **Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais**, p. 116p, 2007.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete, AISC Eng'g Jr., April 1971 (71-10). **AISC Engineering Journal**, v. 1971, n. April 1971, p. 55–34, 1971.

OŽBOLT, J. et al. 3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 74, n. 1–2, p. 168–178, 2007.

PASHAN, A.; HOSAIN, MU. New design equations for channel shear connectors in composite beams. **Canadian journal of civil engineering**, v. 36, p. 1435–1443, 2009.

PATIL, P. S.; SHAIKH, M. G. A Study of Effect of Shear Connector in Composite Beam in Combined Bending and Shear by Ansys. **International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE)**, n. 3, p. 67–74, 2013.

PAVLOVIĆ, M. et al. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 134–149, 2013.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; GALVÃO, A. **Estruturas Mistas - Volume 1**. 2ª ed. [s.l: s.n.].

ROBINSON, H. Multiple stud shear connections in deep ribbed metal deck. **Canadian journal of civil engineering**, v. 15, n. 4, p. 553–569, 1988.

SILVA, I. F.; NARDI, J. H. R.; RITTER, M. G. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM VIGAS MISTAS. **Artigo (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Comunitária da Região de Chapecó**, 2018.

SILVA, M. A. P. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond. **Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa**, 2011.

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

SOUZA, J. P. N. DE. **Análise experimental de conectores de cisalhamento feitos com aço CA-50 para uso em estruturas mistas de perfis em aço e concreto armado**. Tucuruí, PA: Universidade Federal do Pará, 2019.

STANDARD, A. A. C. I. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)**. [s.l: s.n.].

TRISTÃO, G. A. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. p. 146, 2002.

TRISTÃO, G. A.; NETO, J. M. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mista aço-concreto com análise da resposta numérica. **Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos**, v. 7, p. 121–144, 2005.

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

VERÍSSIMO, G. S. et al. Análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço endentada para estruturas mistas de aço e concreto. **Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**, p. 410–419, 2006.

VIEST, I. M. et al. Full-scale tests of channel shear connectors and composite T-beams. **Univ Ill Bull**, 1952.

VIEST, I. M. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. **Journal Proceedings**, v. 52, n. 4, 1956.

VIEST, I. M. Review of research on composite steel-concrete beams. **Journal of the Structural Division**, v. 86, n. 6, p. 1–21, 1960.

XU, C. et al. Modeling of anchor bolt pullout in concrete based on a heterogeneous assumption. **Nuclear Engineering and Design**, v. 241, n. 5, p. 1345–1351, 2011.