

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA

**Análise numérico-experimental do efeito do confinamento do concreto em
ligações mistas com conectores do tipo bloco**

Paloma Renata Parassen
Magister Scientiae

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2025**

PALOMA RENATA PARASSEN

**Análise numérico-experimental do efeito do confinamento do concreto em
ligações mistas com conectores do tipo bloco**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Gustavo de Souza Verissimo

Coorientadores: Jose Luiz Rangel Paes
Mateus Couri Petruski

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2025**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

P223a
2025
Parassen, Paloma Renata, 1999-
Análise numérico-experimental do efeito do confinamento
do concreto em ligações mistas com conectores do tipo bloco /
Paloma Renata Parassen. – Viçosa, MG, 2025.
1 dissertação eletrônica (191 f.): il. (algumas color.).

Inclui apêndices.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2025.

Referências bibliográficas: f. 154-158.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2025.407>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Concreto - Expansão e contração. 2. Cisalhamento.
3. Método dos elementos finitos. I. Veríssimo, Gustavo de
Souza, 1965-. II. Universidade Federal de Viçosa. Departamento
de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 620.136

PALOMA RENATA PARASSEN

Análise numérico-experimental do efeito do confinamento do concreto em ligações mistas com conectores do tipo bloco

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 14 de março de 2025.

Assentimento:

Paloma Renata Parassen
Autora

Gustavo de Souza Verissimo
Orientador

Essa dissertação foi assinada digitalmente pela autora em 13/06/2025 às 16:07:14 e pelo orientador em 13/06/2025 às 16:19:12. As assinaturas têm validade legal, conforme o disposto na Medida Provisória 2.200-2/2001 e na Resolução nº 37/2012 do CONARQ. Para conferir a autenticidade, acesse <https://siadoc.ufv.br/validar-documento>. No campo 'Código de registro', informe o código **VG2T.EFWA.WOIV** e clique no botão 'Validar documento'.

À minha família, por todo o apoio, incentivo e amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, por todo cuidado diário, bênçãos concedidas e por ser meu refúgio nos momentos de dificuldade.

Aos meus pais, Ineila e Jorge, meus grandes exemplos de vida, por todo amor incondicional e suporte durante esta jornada, e por acreditarem em mim mais do que eu mesma.

À minha irmã, Paola, por todo o incentivo, apoio e amizade ao longo de todos esses anos. À minha sobrinha, Maria Rafaela, por todo o amor e carinho e pela leveza que traz à minha vida.

Ao meu namorado, Felipe, por todo o incentivo e companheirismo durante este período e por demonstrar diariamente o seu amor, independentemente de qualquer distância.

Ao prof. Gustavo de Souza Veríssimo, pela sua grande dedicação à minha formação profissional e ao desenvolvimento deste trabalho, bem como por todos os ensinamentos que ultrapassam os limites acadêmicos.

Ao prof. José Luiz Rangel Paes, pela disposição e contribuição no desenvolvimento desta pesquisa, bem como por todos os conselhos, sejam eles acadêmicos ou sobre a vida.

Ao prof. Mateus Couri Petruski, por toda orientação e suporte durante o desenvolvimento desta pesquisa, pela confiança em mim e no meu trabalho e pela grande amizade cultivada ao longo dos anos.

Ao prof. Flávio Antônio Ferreira, pelas contribuições para o desenvolvimento desta pesquisa e pelos momentos descontração, sempre acompanhados de um cafezinho.

Ao Roberval Pimenta, membro da banca examinadora, pela disponibilidade e pelas importantes contribuições.

Aos meus grandes amigos do PPGECC, Camila, João Vitor, Pedro, Geysiane, Klaus, Caio e Jean, os quais considero como minha família em Viçosa, por todos os momentos vividos, pelo apoio durante este período e por todo o auxílio no desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos Wilson, Débora e Pedro, pela amizade construída desde o início da graduação e por todo o incentivo a mim dado ao longo desse período, bem como pelos bons momentos vividos.

Às minhas amigas Emily e Milena, por todos os bons momentos compartilhados e por todo o encorajamento ao longo desta jornada.

À empresa CODEME ENGENHARIA, pela parceria no desenvolvimento desta pesquisa, fabricando o conjunto com a chapa e os conectores utilizados no programa experimental.

À empresa VALLOUREC, pela doação dos tubos utilizados no programa experimental.

À MBC, pela doação da brita utilizada no programa experimental.

Aos professores e funcionários do departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, por todas as contribuições ao longo deste período acadêmico.

À FAPEMIG (projeto APQ-02328-22), pelo financiamento desta pesquisa.

À CAPES, pela concessão da bolsa de estudos.

Este trabalho foi realizado com o apoio das seguintes agências de pesquisa brasileiras: Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

“É justo que muito custe o que muito vale”.

(Santa Teresa D'Ávila)

RESUMO

PARASSEN, Paloma Renata, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, março de 2025. **Análise numérico-experimental do efeito do confinamento do concreto em ligações mistas com conectores do tipo bloco**. Orientador: Gustavo de Souza Verissimo. Coorientadores: Jose Luiz Rangel Paes e Mateus Couri Petruski.

Este trabalho consistiu em um estudo a respeito do comportamento de um conector de cisalhamento de aço tipo bloco quando aplicado em situações em que o concreto ao seu redor está sob confinamento. O estudo teve como inspiração o desenvolvimento de uma solução para a ligação de uma estrutura híbrida de um estádio de futebol construído em Belo Horizonte, Minas Gerais. Para isso, realizou-se um programa experimental e uma análise numérica por meio do Método dos Elementos Finitos. O programa experimental contou com a execução de seis modelos constituídos por um tubo de aço preenchido por concreto, contendo em seu interior uma chapa com os conectores de aço tipo bloco soldados nela. Os modelos foram fabricados e ensaiados de acordo com a metodologia de ensaio denominada *plug-in*, uma maneira alternativa ao ensaio padrão do EC4 (EN 1994-1-1:2004) para caracterização de conectores de cisalhamento. Foram estudados modelos com uma e com duas linhas de conectores. Com os resultados experimentais, calibrou-se um modelo numérico capaz de representar o comportamento observado no experimento. Assim, foi possível identificar e investigar com maior profundidade os modos de falha ocorridos. Para os modelos com uma linha de conectores, notou-se que a falha se deu no aço do conector. Para os modelos com duas linhas de conectores, atribuiu-se a falha a um deslocamento do concreto abaixo do conector inferior. Por fim, uma investigação numérica foi feita para avaliar a influência de cinco parâmetros no comportamento da conexão, sendo eles: comprimento, largura e altura do conector, cobrimento de concreto e resistência à compressão do concreto. Foram analisados 225 modelos, dos quais 102 sofreram falha no aço e 123 modelos foram avaliados segundo um critério de força máxima obtida para um deslizamento limite. Os resultados numéricos foram utilizados para a proposição de modelos de cálculo semiempíricos para a predição da capacidade resistente da conexão, para cada um dos critérios de falha estipulados. Conclui-se, de maneira geral, que o confinamento do concreto proporcionado pelo tubo de aço aumenta a resistência à compressão do concreto e melhora a ductilidade da conexão, pois atrasa o processo de fissuração do concreto.

Palavras-chave: conector de cisalhamento; estruturas híbridas; concreto confinado; ensaio *plug-in*

ABSTRACT

PARASSEN, Paloma Renata, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, March, 2025. **Numerical-experimental analysis of the effect of concrete confinement in composite joints with steel-block shear connectors.** Adviser: Gustavo de Souza Verissimo. Co-advisers: Jose Luiz Rangel Paes and Mateus Couri Petruski.

This study focused on the behavior of a steel block shear connector applied in situations where the surrounding concrete is under confinement. The research was inspired by the development of a connection solution for a hybrid structure of a soccer stadium built in Belo Horizonte, Minas Gerais. To this end, an experimental program and a numerical analysis using the Finite Element Method were carried out. The experimental program involved six specimens composed of a steel tube filled with concrete, containing a steel plate with welded block-type shear connectors. The models were manufactured and tested according to the plug-in test method, an alternative to the standard EC4 test (EN 1994-1-1:2004) for characterizing shear connectors. Models with one and two rows of connectors were investigated. Based on the experimental results, a numerical model was calibrated to reproduce the observed behavior. This allowed for a more in-depth investigation of the failure modes. For the single-row connector models, failure occurred in the connector's steel. For the double-row connector models, failure was attributed to concrete detachment below the lower connector. Finally, a numerical investigation was conducted to evaluate the influence of five parameters on the connection's behavior: the connector's length, width, and height, the concrete cover, and the concrete's compressive strength. A total of 225 models were analyzed, of which 102 exhibited steel failure, and 123 were assessed based on the maximum force reached for a defined slip limit. The numerical results were used to propose semi-empirical calculation models for predicting the connection's load-carrying capacity for each of the defined failure criteria. Overall, it was concluded that the confinement provided by the steel tube increases the compressive strength of the concrete and enhances the ductility of the connection, as it delays the cracking process in the concrete.

Keywords: shear connector; hybrid structures; confined concrete; plug-in test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Conector do tipo bloco de aço.....	26
Figura 2 – Conectores de cisalhamento: (a) <i>stud bolt</i> ; (b) perfil U laminado.	29
Figura 3 – Ligação entre viga de aço e pilar de concreto armado utilizando uma chapa passante.	30
Figura 4 – Relação força \times deslizamento dos conectores quanto a: (a) ductilidade (b) rigidez.	31
Figura 5 – Representação do corpo de prova para o ensaio <i>push-out</i> padrão.	33
Figura 6 – Configuração convencional de ensaio <i>push-out</i> com conector Perfobond.	34
Figura 7 – Esquema de ensaio de cisalhamento tipo <i>plug-in</i>	35
Figura 8 – Esquema de ensaio de cisalhamento: (a) <i>push-out</i> padronizado pelo EC4; (b) <i>plug-in</i>	35
Figura 9 – Curvas força \times deslizamento médias para os ensaios experimentais de Xiao <i>et al.</i> (2016).	36
Figura 10 – Áreas a considerar no cálculo do aumento da resistência do concreto 38	38
Figura 11 – Confinamento do concreto na seção transversal: (a) circular; (b) quadrada 38	38
Figura 12 – Dilatação do concreto.....	40
Figura 13 – Vista frontal dos modelos experimentais de Wang <i>et al.</i> (2019).....	41
Figura 14 – Esmagamento do concreto e deformação da armadura transversal nos ensaios de Wang <i>et al.</i> (2019).	42
Figura 15 – Áreas a considerar no cálculo das tensões locais do <i>SBSC</i>	43
Figura 16 – Comparação entre os resultados da análise numérica e dos resultados calculados pela Eq. (5).	44
Figura 17 – Características gerais dos modelos experimentais de Ahmadi <i>et al.</i> (2022).....	45
Figura 18 – Curvas força \times deslizamento dos modelos experimentais de Ahmadi <i>et al.</i> (2022).	47
Figura 19 – Detalhes do modelo de referência do estudo numérico de Eghbali e Andamnejad (2023).	49
Figura 20 – Configuração do ensaio de cisalhamento de Aguiar <i>et al.</i> (2015).....	51
Figura 21 – Resultados experimentais de Aguiar <i>et al.</i> (2015): (a) série B; (b) série P; (c) série U.	52

Figura 22 – Propriedades geométricas dos corpos de prova tubulares: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	56
Figura 23 – Chapas de aço com os conectores do tipo bloco soldados: (a) uma linha de conectores; (b) duas linhas de conectores.....	57
Figura 24 – Montagem dos experimentos: (a) posicionamento do tubo e da chapa; (b) bloco de apoio impresso em impressora 3D.	58
Figura 25 – Soldagem de barras de aço nervuradas para auxiliar na estabilidade da chapa e no transporte do corpo de prova.	59
Figura 26 – Ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) primeira concretagem; (b) segunda concretagem; (c) terceira concretagem.	60
Figura 27 – Ensaio de compressão uniaxial em corpo de prova de concreto.	61
Figura 28 – Evolução da resistência à compressão do concreto para cada etapa de concretagem.	61
Figura 29 – Esquema de montagem do ensaio <i>plug-in</i>	63
Figura 30 – Superfície inferior do modelo experimental: (a) após a retirada do bloco de apoio da chapa de aço; (b) com a cantoneira soldada na chapa central.	64
Figura 31 – Posicionamento dos apoios dos corpos de prova.	64
Figura 32 – Esquema do circuito hidráulico utilizado no ensaio.	65
Figura 33 – Chapa de transferência de carga e seu posicionamento na chapa central durante o ensaio.	65
Figura 34 – Montagem completa do ensaio <i>plug-in</i>	66
Figura 35 – Desenho esquemático do posicionamento dos sensores de deslocamento e de deformação utilizados no ensaio.....	67
Figura 36 – Montagem dos transdutores de deslocamento (DT).....	68
Figura 37 – Posicionamento do extensômetro e detalhe do referencial adotado para a leitura dos dados.	69
Figura 38 – Conexão dos sensores nos módulos de aquisição de dados.	70
Figura 39 – Curvas força×deslizamento para os modelos com uma linha de conectores.	72
Figura 40 – Região inferior do modelo TB1-219-30-1 após a finalização do ensaio.	75
Figura 41 – Curva força×deformação para o modelo: (a) TB1-219-30-1; (b) TB2-219-30-1.	75
Figura 42 – Curvas força×deslizamento para os modelos com duas linhas de conectores.	76
Figura 43 – Curvas força×deslizamento para os modelos experimentais.	78
Figura 44 – Modelagem numérica: (a) modelo completo, com dois planos de simetria; (b) 1/4 do modelo, delimitado pelos planos de simetria.....	80

Figura 45 – Partes dos modelos numéricos: (a) tubo de aço (b) chapa de aço com conector do tipo bloco; (c) concreto; (d) bloco de apoio.	81
Figura 46 – Modelo constitutivo para o aço: (a) do tubo; (b) da chapa e do conector.	83
Figura 47 – Modelo constitutivo para o concreto comprimido.	85
Figura 48 – Relação tensão \times abertura de fissuras para o concreto tracionado para o modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	87
Figura 49 – Relação dano \times deformação para o concreto comprimido para o modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	88
Figura 50 – Relação dano \times abertura de fissuras para o concreto tracionado para o modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	88
Figura 51 – Partições nos modelos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	89
Figura 52 – Elemento sólido hexaédrico C3D8R utilizado nos modelos numéricos.	89
Figura 53 – Resultados do teste de malha: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	90
Figura 54 – Malha de elementos finitos do modelo TB-219-30-1.	91
Figura 55 – Malha de elementos finitos do modelo TB-355-30-2.	92
Figura 56 – Interação <i>hard contact</i> entre o conector e o concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	93
Figura 57 – Interação <i>tie</i> entre o conector e o concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	93
Figura 58 – Interação <i>hard contact</i> entre o concreto e o tubo de aço: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	94
Figura 59 – Interação <i>hard contact</i> entre o concreto e a chapa de aço: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	94
Figura 60 – Interação <i>hard contact</i> entre as regiões inferiores da chapa de aço e do concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	95
Figura 61 – Região de apoio dos modelos numéricos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	95
Figura 62 – Condições de simetria dos modelos numéricos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	96
Figura 63 – Região de aplicação do carregamento: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	96
Figura 64 – Verificação do balanço de energias do modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.	97
Figura 65 – Nós de obtenção dos resultados das forças e deslizamentos nos modelos numéricos.	98
Figura 66 – Nós de obtenção dos resultados de deformação no modelo TB-219-30-1.	99

Figura 67 – Comparativo dos resultados experimentais e numérico das curvas força×deslizamento para os modelos TB-219-30-1.....	99
Figura 68 – Curvas força×deformação experimentais e numéricas para os modelos: (a) TB1-219-30-1; (b) TB2-219-30-1.....	100
Figura 69 – Comparativo dos resultados experimentais e numérico das curvas força×deslizamento para os modelos TB-355-30-2.....	101
Figura 70 – Modelo esquemático para o cálculo de tensões combinadas.	102
Figura 71 – Distribuição das tensões ao longo da altura da seção: (a) normal; (b) cisalhamento.	103
Figura 72 – Distribuição das tensões combinadas ao longo da altura da seção.	104
Figura 73 – Início do escoamento do aço do conector do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 224 kN.....	105
Figura 74 – Tensões e deformações no concreto do modelo TB-219-30-1 para uma carga atuante de 224 kN, evidenciadas por: (a) variável de tensão principal na direção y (S22); (b) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ);	106
Figura 75 – Escoamento do aço do conector do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 523 kN.....	107
Figura 76 – Degradação do concreto para a carga máxima do modelo TB-355-30-2: (a) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ); (b) variável de dano à compressão (DAMAGEC); (c) variável de tensão principal na direção y (S22).	108
Figura 77 – Detalhes da chapa e dos conectores dos modelos experimentais TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1.	109
Figura 78 – Detalhes da chapa e de um dos conectores do modelo experimental TB4-219-30-1	109
Figura 79 – Escoamento do aço da chapa do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 523 kN.....	110
Figura 80 – Comparação experimental e numérica dos elementos deformados para o modelo TB-219-30-1.	110
Figura 81 – Aspecto do concreto no interior dos modelos TB-219-30-1.	111
Figura 82 – Esmagamento do concreto na região sob o conector para o modelo TB4-219-30-1.	111
Figura 83 – Tensões no aço do modelo TB-355-30-2, evidenciadas pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 344 kN.	113

Figura 84 – Tensões e deformações no concreto do modelo TB-355-30-2 para uma carga atuante de 344 kN, evidenciadas por: (a) variável de tensão principal na direção y (S22); (b) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ);	113
Figura 85 – Tensões no aço do modelo TB-355-30-2, evidenciadas pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 711 kN.....	114
Figura 86 – Degradação do concreto para a carga máxima do modelo TB-355-30-2: (a) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ); (b) variável de dano à compressão (DAMAGEC); (c) variável de tensão principal na direção y (S22)	115
Figura 87 – Detalhe da chapa e dos conectores dos modelos TB-355-30-2.....	116
Figura 88 – Região interna do concreto dos modelos TB-355-30-2.	117
Figura 89 – Vista superior esquemática do modelo da série A com indicação dos parâmetros geométricos variados.	118
Figura 90 – Vista esquemática do modelo da série B com indicação dos parâmetros geométricos variados.....	122
Figura 91 – Corte esquemático do modelo da série B com indicação das distâncias para a obtenção da altura do conector e da chapa.	124
Figura 92 – Ilustração esquemática da variação do comprimento do conector (L_{cc}).	126
Figura 93 – Curva força máxima média×comprimento do conector: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.	127
Figura 94 – Ilustração esquemática da variação da largura do conector (b_{cc}).	128
Figura 95 – Curva força máxima média×largura do conector: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.....	129
Figura 96 – Ilustração esquemática da variação da altura do conector (h_{cc}).	130
Figura 97 – Curva força máxima média×altura do conector: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.....	130
Figura 98 – Ilustração esquemática da variação do cobrimento de concreto (cob).....	132
Figura 99 – Curva força máxima média×cobrimento de concreto: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.	132
Figura 100 – Curva força máxima média×resistência do concreto: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.	134
Figura 101 – Variação de $P_{m\acute{a}x}$: (a) interação $L_{cc}\times b_{cc}$ para falha no aço; (b) interação $b_{cc}\times h_{cc}$ para o critério de deslizamento limite.....	136
Figura 102 – Variação de $P_{m\acute{a}x}$ para a falha no aço: (a) interação $cob\times L_{cc}$; (b) interação $cob\times b_{cc}$	137

Figura 103 – Variação de $P_{\text{máx}}$ para o critério de deslizamento limite de 20 mm: (a) interação $cob \times h_{cc}$; (b) interação $cob \times b_{cc}$	138
Figura 104 – Variação de $P_{\text{máx}}$ para falha no aço: (a) interação $f_c \times L_{cc}$; (b) interação $f_c \times b_{cc}$	139
Figura 105 – Variação de $P_{\text{máx}}$ para o critério de deslizamento limite de 20 mm: (a) interação $f_c \times h_{cc}$; (b) interação $f_c \times b_{cc}$	140
Figura 106 – Variação de $P_{\text{máx}}$: (a) interação $cob \times f_c$ para falha no aço; (b) interação $cob \times f_c$ para o critério de deslizamento limite.	140
Figura 107 – Distribuição das tensões de von Mises ao longo da seção transversal do conector.	142
Figura 108 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (20).....	143
Figura 109 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (25).	144
Figura 110 – Erro relativo entre os resultados da Eq. (25) e os resultados numéricos.....	145
Figura 111 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela equação da ECCS (1981) <i>apud</i> Wang <i>et al.</i> (2019).....	146
Figura 112 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (26).	148
Figura 113 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (26).	148
Figura A.1 - Curvas força x deslizamento para a série A (<i>continua...</i>).....	166
Figura A.2 - Curvas força x deslizamento para a série B (<i>continua...</i>).....	168
Figura B.1 - Propriedades geométricas dos corpos de prova cilíndricos: (a) TB1-219-30-2; (b) TB-355-50-1; (c) CL1-199-30-2 (<i>continua...</i>).....	171
Figura B.2 - Armaduras dos modelos experimentais prospectivos.	173
Figura B.3 - Posicionamento dos tubos e dos espaçadores plásticos.	174
Figura B.4 - Preparação para a concretagem dos tubos.....	174
Figura B.5 - Montagem completa do ensaio <i>plug-in</i> : (a) modelo com tubo; (b) modelo sem tubo.	177
Figura B.6 - Extensômetros nos modelos prospectivos: (a) posição real; (b) desenho esquemático.	178
Figura B.7 - Curva força×deslizamento para o modelo TB1-219-30-2.	180

Figura B.8 - Aspecto da deformada da chapa central ao final do ensaio do modelo TB1-219-30-2.	180
Figura B.9 - Curva força×deformação para o modelo TB1-219-30-2.	181
Figura B.10 - Curva força×deslizamento para o modelo TB1-355-50-1.	182
Figura B.11 - Curva força×deformação na armadura para o modelo TB1-355-50-1.	183
Figura B.12 - Curva força×deslizamento para o modelo TB2-355-50-1.	183
Figura B.13 - Curva força×deformação na armadura para o modelo TB2-355-50-1.	184
Figura B.14 - Curva força×deslizamento para o modelo CL1-199-30-2.	185
Figura B.15 - Fissuras aparentes ao final do ensaio do modelo CL1-199-30-2.	186
Figura B.16 - Curva força×deformação na armadura para o modelo CL1-219-30-2.	187
Figura C.1 – modelos numéricos do estudo prospectivo de variação de número de linha de conectores.	189
Figura C.2 – Curvas força×deslizamento para os modelos numéricos prospectivos: (a) tubo de 219,1 mm; (b) tubo de 355,6 mm.	189
Figura C.3 – Avaliação do comportamento: (a) força×nº de conectores; (b) rigidez inicial×nº de conectores.	190

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos experimentais de Ahmadi <i>et al.</i> (2022).	45
Tabela 2 – Propriedades mecânicas do aço do estudo numérico de Eghbali e Andamnejad (2023).	48
Tabela 3 – Designação dos modelos experimentais do estudo de Aguiar <i>et al.</i> (2015).....	51
Tabela 4 – Características dos modelos experimentais estudados.	55
Tabela 5 – Propriedades mecânicas dos aços das chapas e dos conectores.....	57
Tabela 6 – Dimensões dos blocos de apoio impressos por impressora 3D.	58
Tabela 7 – Resultados estatísticos dos ensaios de caracterização do concreto.....	62
Tabela 8 – Designação e caracterização dos transdutores de deslocamento (DT).	68
Tabela 9 – Designação e descrição dos extensômetros de resistência elétrica.....	69
Tabela 10 – Estimativa de valores de 40% da carga última dos modelos experimentais.....	71
Tabela 11 – Idade e resistência do concreto e taxa de carregamento para cada modelo experimental com uma linha de conectores.....	72
Tabela 12 – Resumo dos resultados dos modelos com uma linha de conectores.....	74
Tabela 13 – Idade e resistência do concreto e taxa de carregamento para cada modelo experimental com duas linhas de conectores.....	76
Tabela 14 – Resumo dos resultados dos modelos com duas linhas de conectores.....	77
Tabela 15 – Propriedades dos aços estruturais dos modelos numéricos.....	82
Tabela 16 – Resistências à compressão e módulos de elasticidade adotados para cada modelo numérico.	84
Tabela 17 – Valores adotados para os parâmetros de plasticidade do CDP.	85
Tabela 18 – Modelos analisados no teste de malha.	90
Tabela 19 – Relação entre a força equivalente à perda de rigidez inicial e a força que leva ao escoamento do aço para os modelos com uma linha de conectores.	105
Tabela 20 – Relação entre a força equivalente à perda de rigidez inicial e a força que leva ao escoamento do aço para os modelos com duas linhas de conectores.	112
Tabela 21 – Parâmetros da série A e seus respectivos intervalos de variação.	119
Tabela 22 – Diâmetros dos tubos e larguras de chapas da série A.	120
Tabela 23 – Parâmetros da série B e seus respectivos intervalos de variação.	122
Tabela 24 – Diâmetros dos tubos da série B.....	123

Tabela 25 – Comprimentos dos tubos da série B.....	124
Tabela 26 – Larguras das chapas da série B.	124
Tabela 27 – Comprimentos dos tubos da série B.....	125
Tabela 28 - Valor-P para cada combinação de níveis de L_{cc} , considerando a falha no aço. ...	128
Tabela 29 – Valor-P para cada combinação de níveis de b_{cc} (<i>continua...</i>).....	129
Tabela 30 – Valor-P para cada combinação de níveis de h_{cc} , considerando o critério de deslizamento limite de 20 mm.....	131
Tabela 31 – Valor-P para cada combinação de níveis de cob	133
Tabela 32 – Valor-P para cada combinação de níveis de f_c (<i>continua...</i>).....	134
Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (<i>continua...</i>).....	159
Tabela B.1 - Características dos modelos experimentais prospectivos.	171
Tabela B.2 - Propriedades mecânicas aços das chapas e dos conectores.	172
Tabela B.3 - Caracterização do concreto para os ensaios prospectivos.....	175
Tabela B.4 - Estimativa de valores de 40% da carga última dos modelos experimentais.....	179
Tabela C.1 – Resumo dos resultados dos modelos numéricos do estudo prospectivo.	190

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Romanas maiúsculas

A_1	Área de contato do conector com o concreto, conforme ECCS (1981) <i>apud</i> Wang <i>et al.</i> (2019)
A_b	Área de projeção das tensões resultantes da pressão do conector no concreto, conforme ECCS (1981) <i>apud</i> Wang <i>et al.</i> (2019)
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{c0}	Área reduzida carregada uniformemente, conforme ABNT NBR 6118:2023
A_{c1}	Área máxima de mesma forma e mesmo centro de gravidade que A_{c0} , inscrita na área A_{c2} , conforme ABNT NBR 6118:2023
A_{c2}	Área total, situada no mesmo plano de A_{c0} , conforme ABNT NBR 6118:2023
A_g	Área bruta da seção transversal
A_r	Área de aço da armadura transversal
A_s	Área da seção transversal do tubo de aço
C	é a espessura de cobrimento de concreto do conector no estudo de Eghbali e Andamnejad (2023)
D_c	Variável de dano para o concreto comprimido
D_t	Variável de dano para o concreto tracionado
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do concreto
E_h	Módulo de encruamento do aço
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_{Rd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto confinado
G_F	Energia de fratura do concreto
K	Fator de forma (parâmetro do CDP)
L	Comprimento do conector no estudo de Ahmadi <i>et al.</i> (2022)
L	Largura do conector de cisalhamento no estudo de Eghbali e Andamnejad (2023)
L_{ch}	Comprimento da chapa central
L_{cc}	Comprimento do conector
L_t	Comprimento do tubo de aço
M_r	Momento fletor resistente
M_s	Momento fletor solicitante
N_c	Força normal de compressão
P	Força
P_1	Força equivalente à perda de linearidade na curva de Aguiar <i>et al.</i> (2015)
$P_{\text{máx}}$	Força máxima obtida da curva força×deslizamento
$P_{\text{méd}}$	Média das forças máximas para cada nível de variação de um parâmetro do estudo paramétrico
P_{ri}	Força equivalente à observação da perda de rigidez inicial da curva força×deslizamento

P_{rk}	Resistência característica do conector de cisalhamento
P_u	Força última na curva de Aguiar <i>et al.</i> (2015)
Q	Resistência do conector no estudo de Eghbali e Andamnejad (2023)
$Q_{aço}$	é a capacidade resistente da conexão, considerando a falha no aço
Q_{20mm}	é a capacidade resistente da conexão, considerando o critério de deslizamento de 20 mm
Q_u	Resistência característica do conector no estudo de Wang <i>et al.</i> (2019)
Th	Espessura do conector de cisalhamento no estudo de Eghbali e Andamnejad (2023)
W	Altura do conector de cisalhamento no estudo de Eghbali e Andamnejad (2023)

Letras Romanas minúsculas

a	Coefficiente de regressão do estudo de Wang <i>et al.</i> (2019)
b	Coefficiente de regressão do estudo de Wang <i>et al.</i> (2019)
b_{ch}	Largura da chapa central
b_{cc}	Largura do conector;
c	Coefficiente de regressão do estudo de Wang <i>et al.</i> (2019)
c_1	Coefficiente de ajuste do modelo de Hordjik (1991)
c_2	Coefficiente de ajuste do modelo de Hordjik (1991)
cob	Cobrimento de concreto
d	Largura do conector no estudo de Ahmadi <i>et al.</i> (2022)
d_t	Diâmetro do tubo de aço
e	Excentricidade
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cb}	Resistência à compressão local do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_{cu1}	Tensão associada à deformação ε_{cu1} no modelo da EN 1992-1-1:2010
f_D	Tensão no concreto no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
f_E	Tensão no concreto no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
f_F	Tensão no concreto no ponto F do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
f_t	Resistência à tração do concreto
f_u	Resistência à ruptura do aço
f_y	Resistência ao escoamento do aço
h	Altura entre os apoios no estudo de Ahmadi <i>et al.</i> (2022)
h_0	Espessura da laje de concreto
h_{cc}	Altura do conector
k	Parâmetro do modelo constitutivo do concreto dado pela EN 1992-1-1:2010
k_{sc}	Rigidez do conector de cisalhamento

s	Deslizamento obtido do ensaio <i>push-out</i> , ao nível de carregamento de $0,7P_{rk}$
t_c	Espessura da chapa de aço central
t_t	Espessura do tubo
w	Abertura de fissuras no concreto
w_c	Valor característico da abertura de fissuras

Letras Gregas minúsculas

α	Relação entre resistências do concreto no modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
α_{tD}	Parâmetro de determinação do ângulo tangente no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
α_{tE}	Parâmetro de determinação do ângulo tangente no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
β	Parâmetro do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
β_1	Coefficiente estatístico para determinação da capacidade resistente da conexão, considerando a falha no aço
β_2	Coefficiente estatístico para determinação da capacidade resistente da conexão, considerando o critério de deslizamento limite de 20 mm
δ_u	Capacidade de deslizamento da conexão
δ_{uk}	Capacidade de deslizamento característico
ε_c	Deformação de compressão do concreto
ε_{c1}	Deformação do concreto comprimido correspondente ao pico de resistência
ε_{cu1}	Deformação máxima do concreto admitida pela EN 1992-1-1:2010
ε_D	Deformação do concreto no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ε_E	Deformação do concreto no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ε_F	Deformação do concreto no ponto F do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ε_h	Deformação do aço no início do encruamento
$\varepsilon_{máx}$	Deformação máxima do aço, após a ruptura
ε_u	Deformação do aço na ruptura
ε_y	Deformação do aço no início do escoamento
η	Relação entre as deformações do concreto (EN 1992-1-1:2010)
μ	Viscosidade (parâmetro do CDP)
μ	Coefficiente de atrito
μ_e	Coordenada relativa entre os pontos D e E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
ν_s	Coefficiente de Poisson do aço
ξ_c	Fator de confinamento do concreto
ρ_c	Densidade do concreto
ρ_s	Densidade do aço
σ_1 e σ_2	Tensões principais
σ_{b0}	Tensão resistente do concreto à compressão biaxial
σ_c	Tensão de compressão no concreto

σ_{c0}	Tensão resistente do concreto à compressão uniaxial
σ_{ct}	Tensão de tração no concreto
σ_z	Tensão normal, decorrente da flexão
τ_{xz}	Tensão de cisalhamento
χ	Relação entre a resistência associada ao limite de elasticidade e a resistência máxima do concreto à compressão no modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ψ	ângulo de dilatação (parâmetro do CDP)

Outros símbolos

ϵ	excentricidade (parâmetro do CDP)
------------	-----------------------------------

Abreviaturas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de variância
CP	Corpo de prova
C.V.	Coefficiente de Variação
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
EC2	Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1:2010)
EC4	Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1:2004)
D.P.	Desvio Padrão
<i>DT</i>	Transdutor de deslocamento (<i>displacement transducer</i>)
LBE	Laboratório de Estruturas da UFV
MCE	Laboratório de Métodos Computacionais Aplicados à Engenharia
PMPC	Pilar Misto Preenchido com Concreto
SBSC	<i>Shear Block Steel Conector</i> (conector de cisalhamento tipo bloco de aço)
SCC	<i>Self-Consolidating Concrete</i> (concreto autoadensável)
<i>SG</i>	Extensômetro (<i>strain gage</i>)
TP	Transdutor de Pressão
TB	Tubo
UFV	Universidade Federal de Viçosa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	Apresentação do problema	25
1.2	Objetivos.....	26
1.3	Justificativa.....	27
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	29
2.1	Conexão ao cisalhamento	29
2.1.1	Generalidades	29
2.1.2	Classificação dos conectores	31
2.1.3	O ensaio <i>push-out</i> segundo a EN 1994-1-1:2004.....	32
2.1.4	O ensaio “ <i>plug-in</i> ”	34
2.2	Comportamento do concreto	37
2.2.1	Efeito de confinamento do concreto.....	37
2.2.2	Efeito de dilatação do concreto	39
2.3	Estudos relevantes para o desenvolvimento da pesquisa.....	40
2.3.1	Estudos de Wang <i>et al.</i> (2019).....	40
2.3.2	Estudos de Ahmadi <i>et al.</i> (2022)	45
2.3.3	Estudos de Eghbali e Andamnejad (2023).....	48
2.3.4	Estudos de Aguiar <i>et al.</i> (2015)	50
3	METODOLOGIA.....	53
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	55
4.1	Planejamento dos modelos experimentais.....	55
4.2	Fabricação dos modelos experimentais	56
4.2.1	Fabricação das chapas, dos conectores e dos tubos.....	56
4.2.2	Preparação do experimento	58
4.2.3	Concretagem.....	59

4.3	Preparação e execução dos ensaios	63
4.3.1	Preparação dos corpos de prova	63
4.3.2	Condições de apoio.....	64
4.3.3	Aplicação do carregamento	65
4.3.4	Instrumentação e aquisição de dados.....	66
4.3.5	Realização dos ensaios	70
4.4	Resultados e discussões dos modelos experimentais	71
4.4.1	Modelos com uma linha de conectores.....	71
4.4.2	Modelos com duas linhas de conectores.....	76
4.4.3	Comparação entre os modelos experimentais	78
5	MODELOS NUMÉRICOS.....	80
5.1	Geometria dos modelos numéricos	80
5.2	Propriedades dos materiais	81
5.2.1	Modelo constitutivo para o aço estrutural	82
5.2.2	Modelo constitutivo do concreto	83
5.3	Partições dos modelos e malha de elementos finitos.....	88
5.4	Condições de contorno e carregamento.....	92
5.4.1	Interações entre as partes dos modelos.....	92
5.4.2	Condições de apoio e de simetria	95
5.4.3	Aplicação do carregamento	96
5.5	Método de análise.....	97
5.6	Resultados.....	98
5.6.1	Validação do modelo numérico	98
5.6.2	Modos de falha	101
6	ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS	118
6.1	Série A	118
6.1.1	Organização da série A	118

6.1.2	Caracterização dos modelos da série A	119
6.2	Série B	122
6.2.1	Organização da série B	122
6.2.2	Caracterização dos modelos da série B	123
6.3	Resultados e discussões	125
6.3.1	Avaliação da influência da variação de parâmetros.....	126
6.3.2	Interações entre os parâmetros variados no estudo	135
6.3.3	Proposição de equações para predição da capacidade resistente.....	141
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	150
7.1	Conclusões gerais	150
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	152
	REFERÊNCIAS	154
	APÊNDICE A – Resultados do estudo paramétrico.....	159
	APÊNDICE B – Estudos experimentais prospectivos.....	170
	APÊNDICE C – Estudos numéricos prospectivos.....	188

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação do problema

O conceito de estruturas mistas, tratando-se, principalmente, daquelas compostas por aço e concreto, vem sendo estudado e difundido ao redor do mundo desde a segunda metade do século XIX (Pelke e Kurrer, 2015). A intensificação do uso das estruturas mistas em construções de edifícios e pontes se deve principalmente às vantagens que oferecem, sejam elas econômicas ou construtivas (Zheng *et al.*, 2016).

Em um elemento estrutural misto de aço e concreto, busca-se tirar proveito das melhores características individuais de cada material. Sabe-se que o concreto apresenta elevada resistência à compressão e resistência à tração pequena, praticamente desprezável. Já o aço apresenta elevada resistência tanto à tração quanto à compressão, entretanto elementos de aço esbeltos podem sofrer instabilidade quando sujeitos à compressão. Num elemento estrutural misto de aço e concreto procura-se configurar a seção transversal de modo que o concreto fique sujeito majoritariamente à compressão e o aço à tração. Assim, a solidarização dos dois materiais pode possibilitar a obtenção de uma peça estrutural com melhor desempenho e de ampla aplicação (Calado e Santos, 2013).

Nos elementos mistos de aço e concreto a solidarização entre os dois materiais pode se dar por aderência natural ou por forças de atrito. Entretanto, devido à variabilidade no comportamento dessas interações, elas normalmente não são levadas em consideração no cálculo de peças mistas (com exceção de vigas envolvidas por concreto, pilares mistos e lajes mistas). Assim, faz-se necessário o uso de conectores de cisalhamento como um meio mecânico de transferência de esforços de cisalhamento na interface aço-concreto (Queiroz *et al.*, 2001). Além disso, os conectores também resistem às forças transversais que tendem a separar verticalmente os elementos da seção mista, efeito conhecido como *uplift* (Veríssimo, 2007).

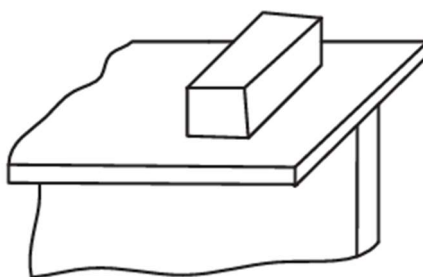
Há uma elevada variabilidade de tipologias de elementos estruturais mistos de aço e concreto, com aplicabilidades distintas. Essa amplitude de cenários leva também a uma diversidade de conectores de cisalhamento com características únicas e que são tema de pesquisas até os dias

de hoje, como demonstrado por diferentes estudos de estado da arte (Pardeshi e Patil, 2021; Altoé *et al.*, 2025)

Uma estrutura pode ser composta de diferentes elementos, sejam eles de concreto armado, de aço ou mistos. Neste caso, a estrutura é chamada de híbrida. Um dos principais aspectos das estruturas híbridas, tratando-se tanto da etapa de projeto quanto da etapa de execução, são as ligações entre os diferentes elementos constituintes (Queiroz *et al.*, 2001). Para isso são necessários conectores de cisalhamento que viabilizem a ligação com o comportamento estrutural desejado, o que tem motivado a pesquisa e o desenvolvimento de diferentes soluções para essas ligações (He *et al.*, 2020; Zou *et al.*, 2020; Ahmadi *et al.*, 2022). Geralmente, conectores de elevada resistência e rigidez são mais apropriados para uso nessas situações (Ahmadi *et al.*, 2022), pois podem ser instalados em menor quantidade em relação aos conectores flexíveis e reduzem o deslizamento na interface entre o aço e o concreto (Wang *et al.*, 2019).

Diante disso, este trabalho buscou contribuir com o estudo de soluções para ligações mistas de estruturas híbridas de aço e concreto utilizando conectores rígidos do tipo bloco (Figura 1), principalmente em situações nas quais o concreto está sob efeito de confinamento, propiciando o desenvolvimento de uma concepção de projeto segura e econômica.

Figura 1 – Conector do tipo bloco de aço.



Fonte: Wang *et al.* (2019).

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho foi realizar uma análise numérico-experimental do efeito do confinamento do concreto em ligações mistas com conectores do tipo bloco.

Dentro do objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- avaliar experimentalmente o desempenho dos conectores tipo bloco em situação de confinamento;

- desenvolver um modelo numérico, que representasse o modelo experimental, para a simulação de ensaios do tipo *plug-in* com o conector de cisalhamento em estudo;
- avaliar o comportamento força-deslizamento do conector proposto, analisando parâmetros como a rigidez, ductilidade e força resistente da conexão, bem como observar os modos de falha da conexão;
- avaliar a influência de diferentes parâmetros (comprimento, altura e largura do conector, cobrimento de concreto e resistência à compressão do concreto) no comportamento da conexão; e
- propor modelos semiempíricos para estimar a capacidade resistente da conexão com conectores do tipo bloco sujeitos a efeito de confinamento do concreto, para os modos de falha que possam ocorrer.

1.3 Justificativa

O presente estudo foi motivado a partir de uma solução de projeto desenvolvida para a ligação de uma estrutura de concreto pré-moldado aos pilares mistos de aço e concreto do Estádio ARENA MRV, construído em Belo Horizonte, no estado de Minas Gerais, entre os anos de 2020 e 2022. Na ligação dessa estrutura híbrida foram utilizados conectores de aço do tipo bloco. Diante da observação dessa concepção estrutural, notou-se que havia poucas pesquisas a respeito do uso de conectores do tipo bloco em ligações, especialmente em situações nas quais o concreto estivesse sob confinamento passivo, situação na qual sua resistência à compressão pode aumentar de maneira considerável.

O conector de cisalhamento tipo bloco é um dispositivo de transferência de carga utilizado em estruturas mistas relativamente antigo, com uma proposição de cálculo apresentada em 1981 pela *European Convention for Constructional Structures* (ECCS, 1981 *apud* Wang *et al.*, 2019). Esse conector, tratado como de comportamento rígido, era amplamente utilizado em pontes (com o auxílio de uma barra de aço dobrada, formando um gancho que previne o *uplift*). Entretanto, com a ocorrência de abalos sísmicos, o gancho não proporcionava contenção suficiente para impedir a separação entre a laje e o perfil, e o conector rígido foi, ao longo do tempo, sendo substituído por novas tipologias de conectores dúcteis (Eghbali e Andamnejad, 2023).

Na ligação entre vigas de aço e pilares de concreto (ou pilares mistos tubulares preenchidos por concreto), que é uma região de introdução de cargas concentradas e transferência de forças entre aço e concreto, o uso do conector tipo bloco se mostra promissor, pois ele possui resistência e

rigidez elevadas enquanto permite pequenos deslizamentos. Além disso, sua capacidade equivale à de vários conectores do tipo pino com cabeça, mais comumente utilizados, possibilitando reduzir a quantidade de conectores instalados na ligação (Wang *et al.*, 2019).

Assim, este trabalho buscou contribuir para o entendimento do comportamento estrutural da conexão com conectores de cisalhamento de aço do tipo bloco, utilizados em ligações de estruturas híbridas, quando o elemento estrutural de aço está inserido em concreto confinado.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Conexão ao cisalhamento

Nos próximos itens são apresentados alguns conceitos importantes para a compreensão do comportamento da conexão de elementos mistos e da caracterização do comportamento mecânico dos conectores de cisalhamento.

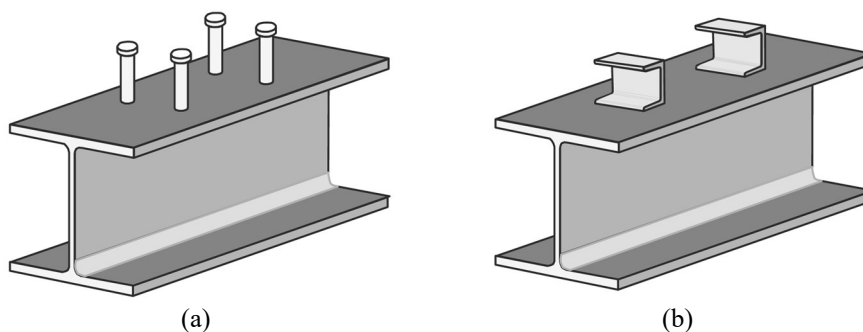
2.1.1 Generalidades

Um elemento ou sistema misto de aço e concreto ocorre quando as seções resistentes possuem dois ou mais materiais ligados entre si, operando de maneira solidária (Petrauski, 2016). A ligação é usualmente viabilizada pelo uso de conectores de cisalhamento, que atuam fazendo a transferência de forças entre os materiais.

De acordo com Veríssimo (2007), o uso de elementos mistos traz diversas vantagens em relação aos elementos não-mistos, como a possibilidade de redução das dimensões das seções e do consumo de aço, visto que a seção mista possui inércia superior à soma das inércias das seções individuais. Além disso, os elementos mistos apresentam melhor desempenho quanto às deformações e à vibração, uma vez que são mais rígidos do que elementos não-mistos de mesma dimensão.

No Brasil, a ABNT NBR 8800:2024 regulamenta o uso de dois tipos de conectores de cisalhamento: o *stud bolt*, um conector do tipo pino com cabeça (Figura 2a), e o conector em perfil U laminado (Figura 2b).

Figura 2 – Conectores de cisalhamento: (a) *stud bolt*; (b) perfil U laminado.



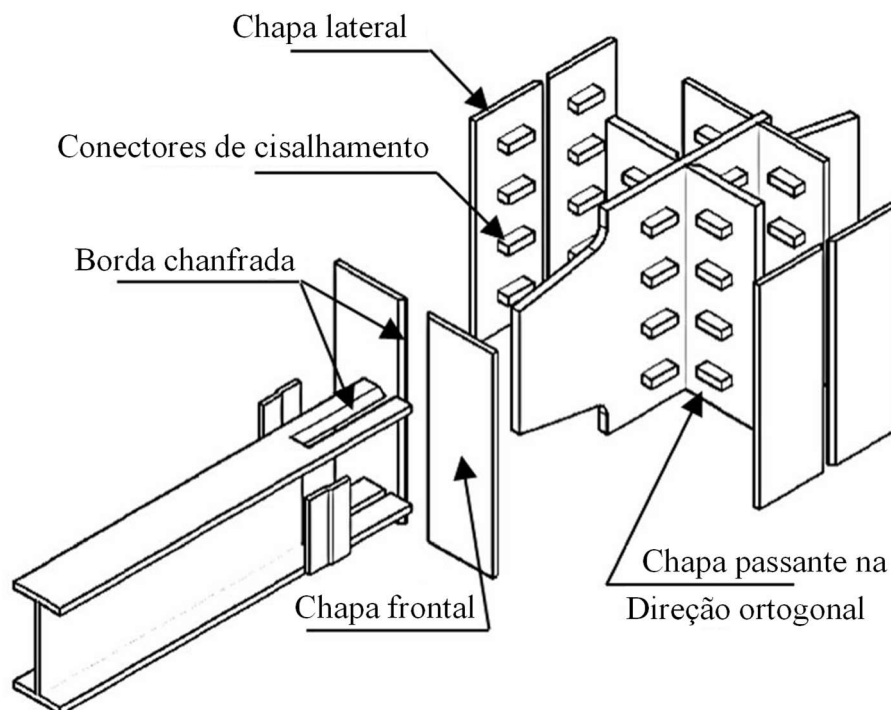
Fonte: Veríssimo (2007).

A solução com conectores em perfil U tende a ser abandonada devido à baixa produtividade na instalação e seu uso predominante em lajes maciças (as lajes com fôrma de aço incorporada têm sido cada vez mais empregadas em sistemas de piso de edifícios em aço). O conector *stud* é amplamente empregado devido à alta produtividade na instalação e à possibilidade de ser instalado sobre a fôrma de aço incorporada. Entretanto, possui baixo desempenho à fadiga, quando submetido a carregamentos cíclicos (Veríssimo, 2007).

Ao longo dos anos, diversos conectores de cisalhamento alternativos têm sido estudados, com o intuito de desenvolver soluções de melhor custo-benefício, de melhor adequação a necessidades estruturais específicas e de viabilização de construções mais industrializadas (Leonhardt *et al.*, 1987; Schlaich, 2001; Veríssimo, 2007; Heinemeyer, 2011; Lorenc *et al.*, 2014; Shariati *et al.*, 2015; Wang *et al.*, 2019).

O conector de aço do tipo bloco é um paralelepípedo ou um cubo de aço utilizado para proporcionar a ligação ao cisalhamento de elementos de aço e concreto, garantindo elevada resistência e rigidez à conexão. Na Figura 3 é apresentado um exemplo de aplicação de um conector rígido do tipo bloco em uma ligação entre uma viga de aço e um pilar de concreto armado.

Figura 3 – Ligação entre viga de aço e pilar de concreto armado utilizando uma chapa passante.



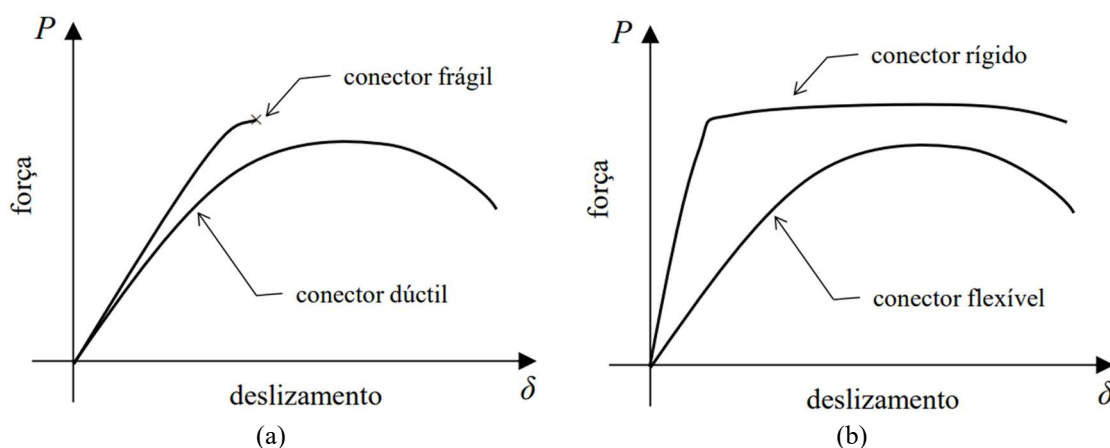
Fonte: Adaptado de Ahmadi *et al.* (2022).

2.1.2 Classificação dos conectores

No estudo de conexão ao cisalhamento é importante saber como os conceitos de rigidez, flexibilidade, fragilidade e ductilidade são relacionados com as características do comportamento dos conectores de cisalhamento.

Segundo Dutra (2014), os conectores rígidos sofrem pouca deformação em serviço, o que resulta em um pequeno deslizamento relativo entre os elementos da ligação mista. A falha da conexão com conectores rígidos geralmente está associada com a falha do concreto, caracterizando uma ruptura frágil que vai contra os preceitos de segurança estrutural. Em contrapartida, os conectores flexíveis apresentam maiores deformações em serviço, com falha da conexão associada a uma ruptura dúctil (Figura 4).

Figura 4 – Relação força × deslizamento dos conectores quanto a: (a) ductilidade (b) rigidez.



Fonte: Dutra (2014).

Para Veríssimo (2007), os conectores dúcteis são capazes de redistribuir os esforços entre si, ou seja, todos os conectores são mobilizados quando o elemento misto é solicitado. Isso permite que eles sejam distribuídos uniformemente sobre o elemento estrutural, diferentemente dos conectores rígidos, para os quais a hipótese de redistribuição de esforços não é válida e, portanto, o posicionamento sobre o elemento estrutural deve ser definido de acordo com o fluxo de cisalhamento na interface entre os materiais.

A relação entre o comportamento estrutural observado e as definições de ductilidade e rigidez apresentadas torna complexo o processo de classificação dos conectores, pois não levam em conta o decréscimo de capacidade resistente com o tempo (Petrauski, 2016). Por exemplo, se um conector flexível tiver sua capacidade resistente esgotada subitamente quando em serviço, pode-se ter uma ruptura frágil.

Uma extensa revisão bibliográfica sobre a classificação de conectores de cisalhamento é apresentada por Almeida (2012). Em seu estudo, o autor estabelece que os conectores que apresentam rigidez secante inicial menor ou igual a 200 kN/mm medida a 60% de P_{Rk} são classificados como flexíveis, e os que não se encaixam nesse critério são classificados como rígidos. Para o EC4 (EN 1994-1-1:2004), a rigidez do conector de cisalhamento (k_{sc}) pode ser obtida por meio da Eq. (1):

$$k_{sc} = \frac{0,7 P_{rk}}{s} \quad (1)$$

onde:

P_{rk} é a resistência característica do conector de cisalhamento;

s é o deslizamento obtido do ensaio *push-out*, ao nível de carregamento de $0,7P_{rk}$.

Em relação à classificação quanto à ductilidade, o EC4 (EN 1994-1-1:2004) indica que os conectores que apresentam capacidade de deslizamento característica (δ_{uk}) de pelo menos 6 mm podem ser considerados dúcteis.

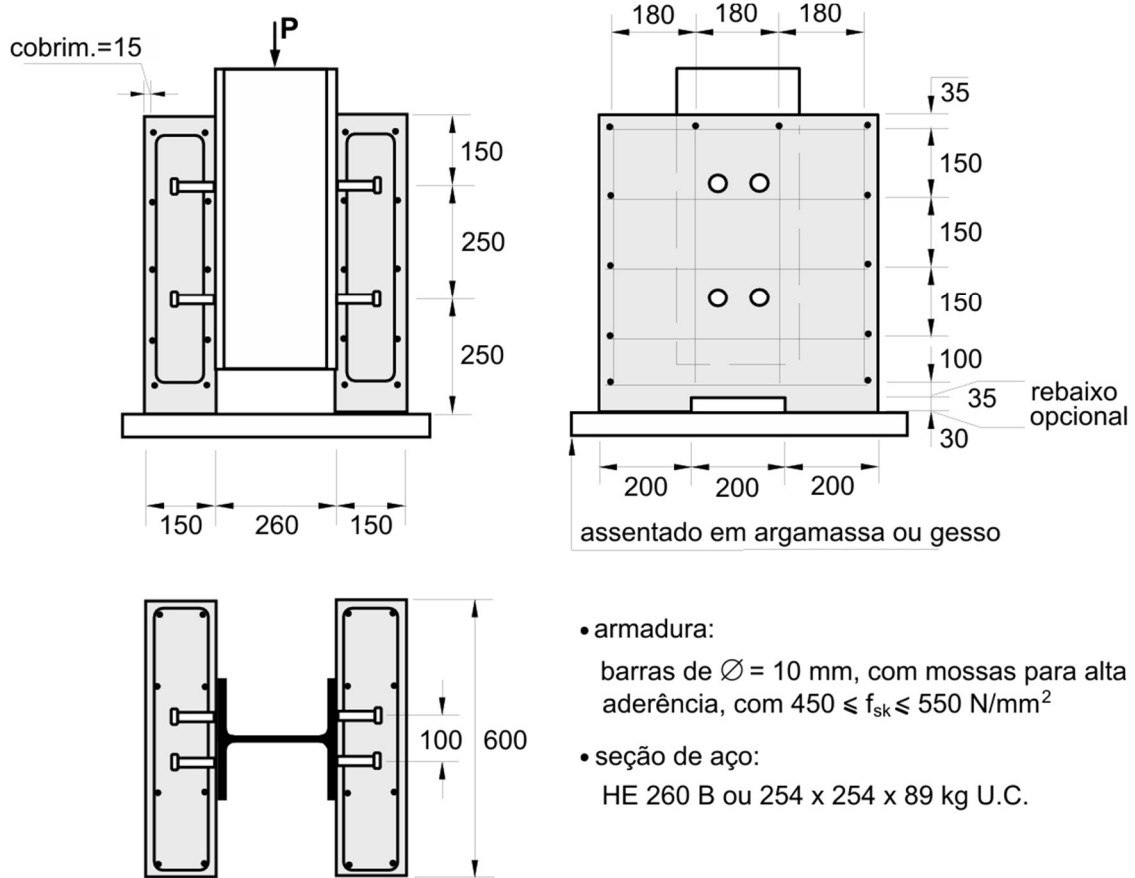
2.1.3 O ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004

De acordo com Petruski (2016), partindo-se da medição da força de cisalhamento transmitida entre os elementos componentes do sistema misto e o deslizamento relativo entre eles, é possível obter uma curva que revela duas características importantes de um conector de cisalhamento: a capacidade resistente e a ductilidade. Essa relação força×deslizamento é comumente obtida a partir de um ensaio de cisalhamento direto, também conhecido como ensaio *push-out*.

O EC4 (EN 1994-1-1:2004) estabeleceu diretrizes para a execução do ensaio *push out* com o intuito de padronizar esses ensaios, que anteriormente eram realizados de diferentes maneiras ao redor do mundo (Veríssimo, 2007).

O ensaio consiste em duas lajes de concreto de 60×65×15 cm ligadas a um perfil de aço por meio dos conectores de cisalhamento em estudo (Figura 5). Um carregamento é aplicado ao perfil de aço, forçando um deslizamento relativo entre o aço e o concreto, até que ocorra a falha da conexão. Durante a realização do ensaio são efetuadas medições periódicas da força aplicada e do respectivo deslizamento relativo entre o perfil e a laje, para, ao final do ensaio, obter-se a curva força×deslizamento que caracteriza o conector de cisalhamento.

Figura 5 – Representação do corpo de prova para o ensaio *push-out* padrão.



Fonte: Veríssimo (2007), adaptado de EN 1994-1-1:2004.

Após a realização de três ensaios com corpos de provas idênticos, em que o desvio de qualquer resultado individual não ultrapassa em 10% da média de todos os ensaios, pode-se determinar a resistência característica (P_{Rk}) como a menor carga de falha – dividida pelo número de conectores – reduzida de 10%.

Outros dados importantes podem ser obtidos da curva força×deslizamento resultante do ensaio *push-out*, quais sejam:

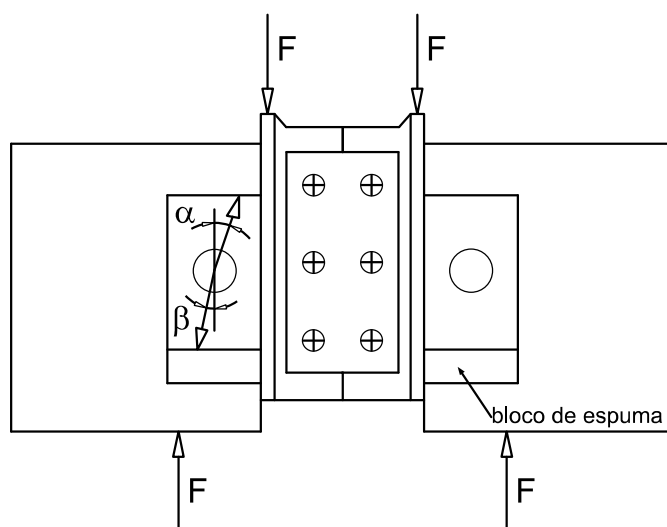
- a capacidade de deslizamento (δ_u) da conexão, que deve ser tomada como o deslizamento máximo medido no nível de carregamento característico; e
- a capacidade de deslizamento característica (δ_{uk}), que deve ser tomada como o menor valor de δ_u medido nos ensaios, reduzido de 10%.

Além disso, em casos nos quais o conector possui mecanismo de resistência ao *uplift*, a capacidade de conexão deve ser suficiente para garantir que a separação entre os elementos, medida a 80% da carga última, seja menor do que a metade do deslizamento relativo entre o perfil e a laje nesta mesma intensidade de carregamento.

2.1.4 O ensaio “plug-in”

Mesmo com a padronização do ensaio *push-out* e sua utilização em larga escala em diversos países, Su *et al.* (2014) afirmaram que relação entre a disposição dos conectores no corpo de prova e a aplicação do carregamento promovem a formação de um ângulo de desvio entre a direção das forças resultantes de cisalhamento e a direção da força aplicada (conforme indicado na Figura 6), o que pode influenciar nos resultados experimentais.

Figura 6 – Configuração convencional de ensaio *push-out* com conector Perfobond.

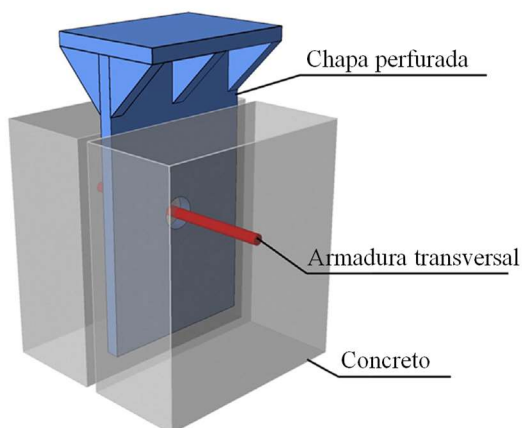


Fonte: adaptado de Su *et al.* (2014).

He *et al.* (2016) afirmaram que o ensaio *push-out* não é apropriado para simular o comportamento de conectores Perfobond (conectores de chapa plana com abertura circular) em ligações entre aço e concreto, visto que o modo de falha identificado nessa aplicação diverge da falha desses conectores em vigas mistas.

Su *et al.* (2014) sugeriram, portanto, uma outra maneira de executar o ensaio *push-out*, reduzindo o ângulo de desvio entre as forças. O procedimento estudado, que tem foco no conector Perfobond, consiste em um bloco de concreto com uma única chapa de aço com abertura circular nele inserida. A chapa não é apoiada na região inferior, permitindo o deslizamento relativo entre o aço e o concreto. No estudo de He *et al.* (2016), o método descrito é denominado de ensaio *plug-in*. Um esquema tridimensional desse ensaio pode ser observado na Figura 7.

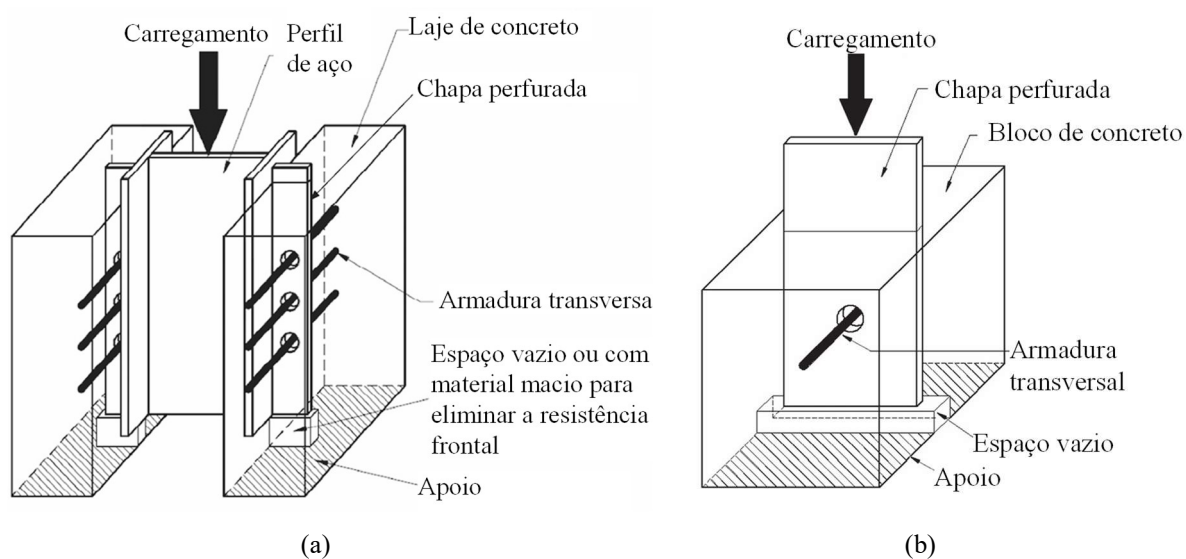
Figura 7 – Esquema de ensaio de cisalhamento tipo *plug-in*.



Fonte: adaptado de He *et al.* (2016).

Xiao *et al.* (2016) realizaram um estudo que investigou a diferença entre resultados obtidos por meio de ensaios *push-out* padronizados pelo EC4 (EN 1994-1-1:2004) e por meio de ensaios *plug-in*, utilizando conectores Perfobond com armadura passante. O esquema de cada ensaio é apresentado na Figura 8.

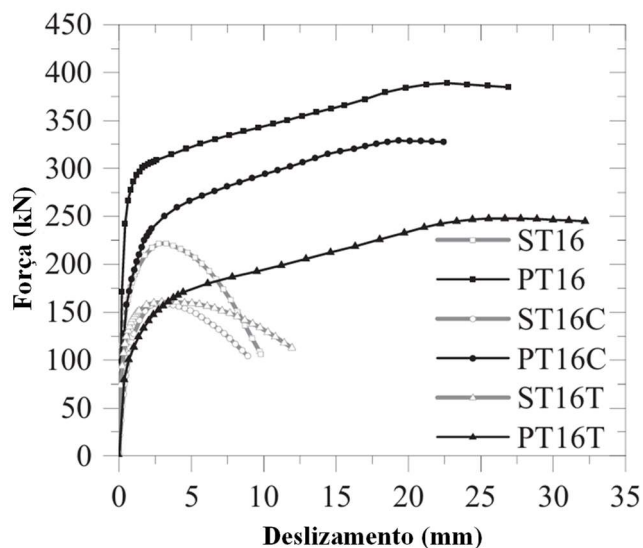
Figura 8 – Esquema de ensaio de cisalhamento: (a) *push-out* padronizado pelo EC4; (b) *plug-in*.



Fonte: adaptado de Xiao *et al.* (2016).

Na Figura 9 são exibidas as curvas força×deslizamento dos modelos experimentais do estudo de Xiao *et al.* (2016). As curvas com denominação “ST” indicam os resultados obtidos para o ensaio *push-out* padrão, e as curvas com denominação “PT” indicam os resultados obtidos para o ensaio *plug-in*. Os complementos “C” e “T” indicam parâmetros variados no estudo, mas que não são relevantes para a discussão a respeito da influência da tipologia de ensaio de cisalhamento.

Figura 9 – Curvas força×deslizamento médias para os ensaios experimentais de Xiao *et al.* (2016).



Fonte: adaptado de Xiao *et al.* (2016).

Os autores observaram que tanto a resistência característica quanto o deslizamento característico dos modelos “PT” são maiores do que os dos modelos “ST”, demonstrando que a tipologia de ensaio influencia nos resultados obtidos. A disparidade dos resultados se deve principalmente ao modo de falha observado em cada ensaio.

Segundo os autores, para os modelos “ST” desenvolve-se um processo de fissuração na laje de concreto durante o carregamento, que, por possuir espessura relativamente pequena, permite a intensa propagação de fissuras e resulta em um destacamento da laje. Por outro lado, para os modelos da série “PT”, a maior profundidade do conector no bloco de concreto restringe o processo de fissuração, levando a um elevado carregamento e conseqüente ruptura da armadura transversal. Como a resistência do concreto é relativamente menor do que a resistência do aço, os modelos com falha no concreto condicionam a menor capacidade resistente. Em relação à rigidez inicial dos conectores, pode-se afirmar que a tipologia de ensaio tem pouca influência.

Xiao *et al.* (2016) também realizam comparações entre os resultados experimentais obtidos e resultados previstos por meio de cinco diferentes equações. Uma das conclusões dos autores é que, como a maioria das equações são embasadas na falha do concreto, a capacidade resistente dos modelos que falham no aço fica subestimada, sugerindo que as equações deveriam estar associadas a cada modo de falha observado.

2.2 Comportamento do concreto

O concreto é uma mistura composta por diversos materiais com propriedades individuais distintas, o que torna sua microestrutura complexa e heterogênea e dificulta a compreensão do seu comportamento.

A seguir são apresentadas informações a respeito do comportamento do concreto em diferentes situações.

2.2.1 Efeito de confinamento do concreto

O concreto é capaz de resistir a maiores tensões de compressão com maiores deformações quando está confinado. Segundo Kupfer (1969) *apud* FIB-Bulletin 45 (2008), em uma situação de concreto comprimido biaxialmente, há um aumento de cerca de 25% na resistência à compressão, para uma relação de tensões $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$, com aumento na ductilidade do concreto. Ainda, os autores afirmam que a evolução do carregamento nessa situação de confinamento leva a um aumento no volume do concreto, geralmente atribuído ao crescimento progressivo da microfissuração do material.

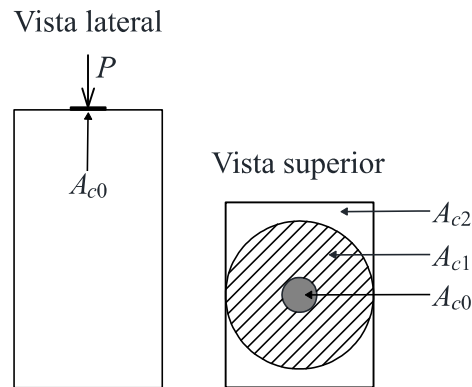
A ABNT NBR 6118:2023 apresenta uma formulação para a consideração do aumento da resistência do concreto em situações nas quais o carregamento atua em uma área menor do que a superfície do elemento estrutural. Basicamente, o aumento na resistência do concreto é proporcional à raiz quadrada da relação entre uma área máxima e uma área carregada, conforme mostrado na Eq. (2).

$$F_{Rd} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,3 A_{c0} f_{cd} \quad (2)$$

onde:

- f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto;
- A_{c0} é a área reduzida carregada uniformemente (Figura 10);
- A_{c1} é a área máxima de mesma forma e mesmo centro de gravidade que A_{c0} , inscrita na área A_{c2} (Figura 10);
- A_{c2} é a área total, situada no mesmo plano de A_{c0} (Figura 10).

Figura 10 – Áreas a considerar no cálculo do aumento da resistência do concreto



Fonte: a autora.

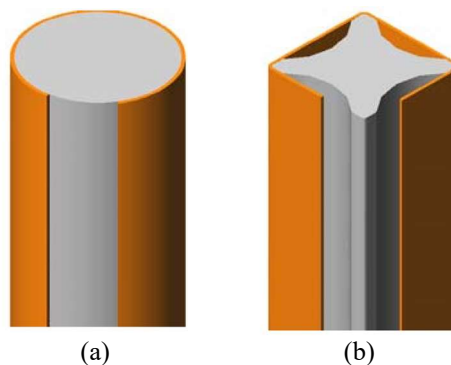
De acordo com Aguiar (2015), o confinamento pode ocorrer de duas maneiras:

- confinamento ativo: quando há atuação de forças externas;
- confinamento passivo: quando há elementos que envolvem o concreto, como estribos ou perfis tubulares.

No caso de confinamento passivo proporcionado por tubos de aço, considerando baixos níveis de carregamento, o aço apresenta uma deformação transversal maior do que a do concreto, não ocorrendo o confinamento. Conforme eleva-se o carregamento para além de $0,5f_c$, o processo de fissuração do concreto se intensifica e há um aumento aparente do coeficiente de Poisson deste material, permitindo sua expansão em relação ao tubo e gerando tensões de confinamento (Cardoso, 2018).

De acordo com Shanmugam e Lakshmi (2001), em casos de pilares mistos preenchidos por concreto, apenas os pilares de seção circular apresentam aumento de resistência em função do estado de confinamento do concreto, ao contrário dos pilares de seção retangular (Figura 11). Isto ocorre pois o tubo de seção retangular não tem rigidez suficiente para resistir à pressão do concreto expandido, confinando apenas os cantos e o centro da seção de concreto.

Figura 11 – Confinamento do concreto na seção transversal: (a) circular; (b) quadrada



Fonte: Oliveira *et al.* (2009).

Vrcelj e Uy (2002) realizaram um estudo numérico sobre pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto que contemplou, dentre outros itens, um estudo paramétrico. Nos resultados do estudo paramétrico, os autores notaram que os maiores valores de carga crítica estavam atrelados aos pilares mistos com as menores relações entre comprimento e diâmetro do tubo de aço (relação L_i/d_i). Segundo Oliveira *et al.* (2009), isto se deve ao fato de que os pilares mistos com elevada relação L_i/d_i tendem a falhar por instabilidade antes que ocorram deformações suficientes para manifestar o efeito de confinamento e a seção mista falhe por plastificação.

Gupta *et al.* (2007) desenvolveram um estudo experimental e numérico a respeito do comportamento de pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto sujeitos a um carregamento axial. Nos resultados obtidos pelos autores, notou-se que uma baixa relação entre o diâmetro e a espessura do tubo (relação d_i/t_i) leva a um aumento do efeito de confinamento do concreto no pilar misto. De acordo com Zeghiche e Chaoui (2005), os pilares mistos que possuem elevada relação d_i/t_i apresentam falha por flambagem local.

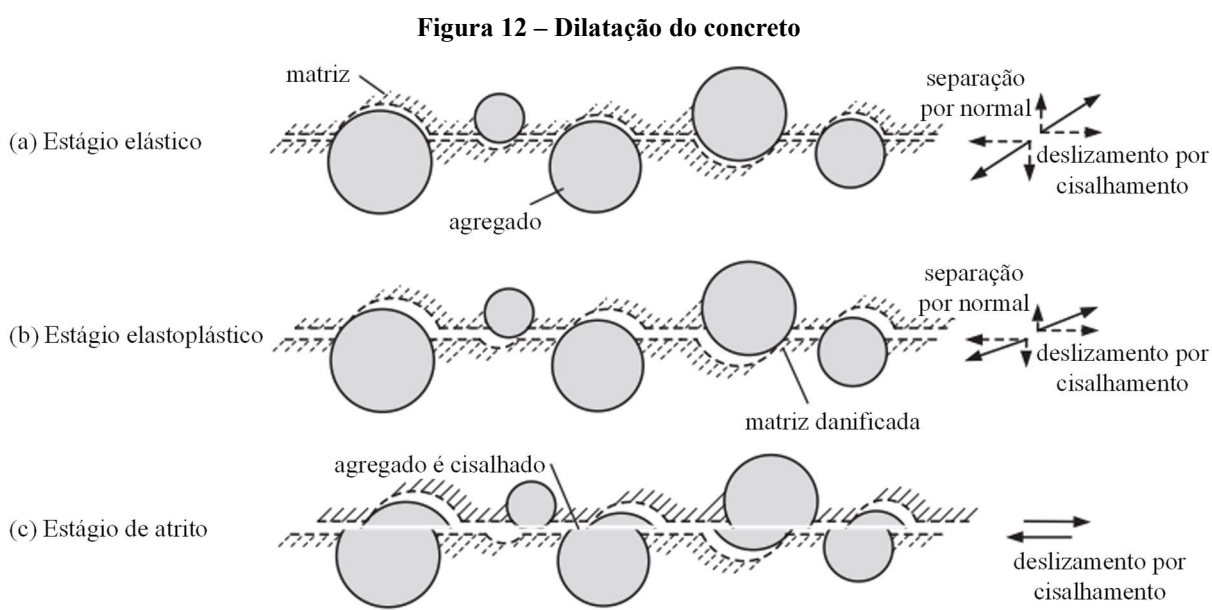
Existem diversos modelos que representam a superfície de falha do concreto, mas que precisam ser ajustados para representar corretamente os níveis de confinamento. Por exemplo, o modelo de Mohr-Coulomb pode ser ajustado para representar a resistência do concreto em altos níveis de confinamento, visto que nesses casos a superfície de falha se aproxima de um formato circular, mas não representa bem os níveis de confinamento comuns em estruturas de concreto armado (FIB-Bulletin 45, 2008).

2.2.2 Efeito de dilatação do concreto

De acordo com Yazdani e Schreyer (1988), devido à irregularidade do formato dos agregados, há fissuras pré-existentes no concreto, orientadas a algum ângulo em relação ao eixo de aplicação da força. A componente de cisalhamento, oriunda da força aplicada, gera um deslizamento por cisalhamento que separa as fissuras em duas partes e incentiva a sua propagação, resultando em um efeito de dilatação do concreto.

Conforme explicado por Zou *et al.* (2020), o ângulo de dilatação é um parâmetro físico que quantifica o efeito de dilatação de um material sob cisalhamento, sendo que seu valor tangente representa a razão entre o deslocamento normal e o deslocamento tangencial do material. Dessa maneira, o aumento da deformação por cisalhamento causa a progressão de dano local na matriz do concreto e a desaceleração da separação do material, reduzindo os efeitos de dilatação (Figura 12). Se ocorrer o cisalhamento dos agregados graúdos, o plano de cisalhamento entra

em um estágio de atrito e o ângulo de dilatação tende a zero. Na modelagem numérica, ao se utilizar um ângulo de dilatação constante para analisar casos como este, será observada a contínua expansão do concreto à medida que a deformação por cisalhamento aumenta, elevando as tensões de confinamento e podendo não representar satisfatoriamente a condição real do material.



Fonte: adaptado de Zou *et al.* (2020).

Em se tratando de modelagem numérica utilizando o software ABAQUS, para representar o comportamento do concreto utilizando o modelo *Concrete Damaged Plasticity*, Malm (2009) apresenta uma revisão bibliográfica extensa a respeito das diferentes adoções de ângulo de dilatação por parte de diversos autores. O autor conclui que para representar concretos de resistência normal, considerando tanto a tração quanto a compressão em estados de tensão biaxial, é recomendável adotar ângulos entre 25° e 40°. Ainda, o uso de um ângulo de dilatação mais elevado representa uma melhor descrição do comportamento sob baixos níveis de confinamento.

2.3 Estudos relevantes para o desenvolvimento da pesquisa

A seguir, são apresentados alguns estudos experimentais e numéricos cujos resultados e metodologias são particularmente relevantes para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.3.1 Estudos de Wang *et al.* (2019)

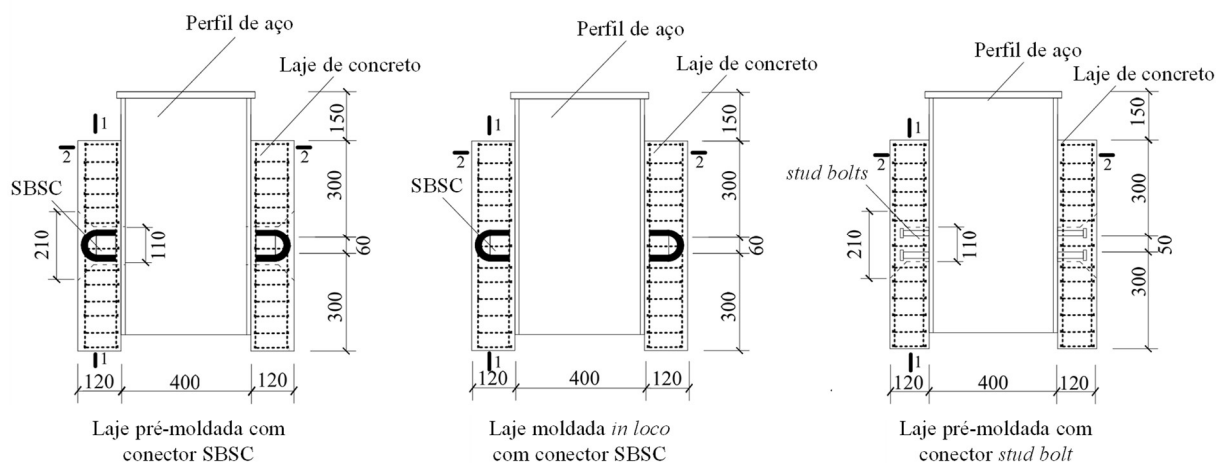
Nesse estudo investigou-se o comportamento de um conector de aço tipo bloco (*SBSC – shear block steel conector*). Os conectores possuíam uma barra de aço dobrada soldada em suas

laterais, que atuava como um dispositivo resistente ao fenômeno de *uplift* (separação vertical entre a laje de concreto e a viga de aço), mas sem contribuir na capacidade resistente.

No estudo experimental foram fabricados oito modelos *push-outs*, sendo seis deles com lajes de concreto pré-moldado e dois com lajes de concreto moldado *in loco*. Para efeito de comparação, foram fabricados mais 12 modelos *push-outs* utilizando-se lajes de concreto pré-moldado e quatro conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*). Os modelos foram ensaiados tanto com carregamento estático quanto com carregamento cíclico.

Os modelos foram fabricados com perfil HN300×200×12×8, com lajes de 800×650×120 mm e conectores de aço tipo bloco com 140×60×60 mm, calculados para resistir à mesma carga dos modelos com *stud bolts*. O gancho dobrado por cima do conector foi fabricado com barra de aço de 20 mm de diâmetro. Na Figura 13 são ilustradas as vistas frontais dos experimentos propostos. Ressalta-se que para os experimentos com laje de concreto pré-moldado com conector *SBSC*, a abertura deixada para os conectores tinha formato retangular. Para os mesmos modelos, porém utilizando-se *stud bolts*, as aberturas deixadas tinham formato tanto circular quanto quadrado.

Figura 13 – Vista frontal dos modelos experimentais de Wang *et al.* (2019).



Fonte: adaptado de Wang *et al.* (2019).

Em todos os modelos ensaiados a falha se deu no concreto, sem a observação de deformações apreciáveis nos conectores. Durante a etapa elástica, notou-se um pequeno deslizamento na interface, mas sem formação de fissuras no concreto. Com a redistribuição interna de tensões, as tensões no concreto se uniformizaram sob o *SBSC* e houve um esmagamento do concreto quando se atingiu a resistência à compressão. Assim, o deslizamento relativo refletiu basicamente a deformação do concreto sob compressão. Na Figura 14 é ilustrado o estado da

laje ao final do ensaio, indicando o esmagamento do concreto no interior da laje, bem como a deformação da armadura transversal.

Figura 14 – Esmagamento do concreto e deformação da armadura transversal nos ensaios de Wang *et al.* (2019).



Fonte: Wang *et al.* (2019).

O comportamento força×deslizamento demonstrou que a resistência inicial foi assegurada pelo atrito na interface entre os materiais, que logo foi rompido pelo aumento do carregamento, percebendo-se um pequeno escorregamento relativo. Foi observado que o esmagamento do concreto se deu quando o carregamento atingiu a faixa de 40-50% da força máxima. Após atingir a força máxima, observou-se um aumento rápido do deslizamento.

De maneira geral, o conector *SBSC* apresentou maior resistência ao cisalhamento em relação aos *stud bolts*, porém o deslizamento relativo foi similar entre os modelos. A força máxima atingida nos ensaios foi similar entre os modelos com lajes pré-moldadas e com lajes moldadas *in loco*. Notou-se que a armadura transversal contribuiu para a capacidade resistente da conexão. Ainda, a força máxima atingida nos ensaios também foi similar entre os modelos com carregamento estático e cíclico. Entretanto a rigidez ao cisalhamento tende a diminuir para os modelos sob carregamento cíclico.

Os modelos com o *SBSC* apresentaram rigidez inicial (definida como a rigidez secante em 1/3 da capacidade resistente) superior aos modelos com *stud bolt*. Por outro lado, todos os modelos apresentaram semelhança na ductilidade. Os autores indicaram que o uso de armadura transversal suficiente para evitar a ruptura do concreto confere boa ductilidade à conexão com o *SBSC*.

Uma comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos por meio da expressão proposta pelo ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019), dada pela Eq. (3), foi realizada.

$$P_{Rk} = A_1 f_{cb} \quad (3)$$

onde:

P_{rk} é a resistência característica do conector;

A_1 é a área de contato do conector com o concreto, conforme indicado na Figura 15;

f_{cb} é a resistência à compressão local do concreto, dada pela Eq. (4).

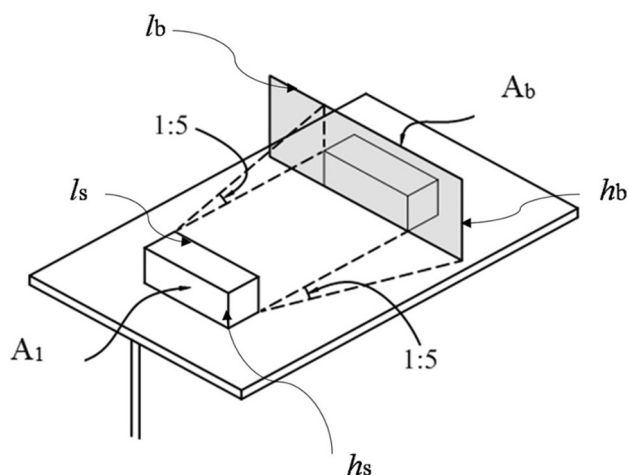
$$f_{cb} = f_{ck} \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \leq 2,5 f_{ck} \quad (4)$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;

A_b é a área de projeção das tensões resultantes da pressão do conector no concreto, conforme indicado na Figura 15.

Figura 15 – Áreas a considerar no cálculo das tensões locais do SBSC.



Fonte: ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019).

Concluiu-se que, utilizando a equação do ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019), os resultados obtidos são cerca de 50% menores do que os resultados experimentais, pois a equação não considera o efeito de confinamento causado pela presença da armadura transversal e nem a contribuição do concreto na resistência à tração.

Além dos estudos experimentais, foi desenvolvido um estudo numérico com o intuito de variar parâmetros que influenciam no comportamento resistente da conexão, dentre eles o comprimento e a largura do conector, o diâmetro da barra da armadura transversal e as resistências à tração e à compressão do concreto. Notou-se que o aumento do diâmetro da barra da armadura de 10 mm para 20 mm, bem como o aumento da classe do concreto de C25 para C80 impactaram no aumento da capacidade resistente da conexão.

Por fim, os autores propuseram a Eq. (5) para a predição da capacidade resistente do conector *SBSC*, que leva em consideração a contribuição da armadura transversal e a resistência à tração do concreto.

$$Q_u = a A_1 f_{ck} \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} + b A_r f_y + c f_t b h_0 \quad (5)$$

onde:

Q_u é a resistência característica do conector;

a é um coeficiente de regressão, dado por $a = 0,3$;

b é um coeficiente de regressão, dado por $b = 0,3$;

c é um coeficiente de regressão, dado por $c = \frac{17,2}{[-29,7 (f_t/f_c) + 3,53]}$;

h_0 é a espessura da laje de concreto;

f_t é a resistência à tração do concreto, dada por $f_t = 0,375 f_c^{0,55}$;

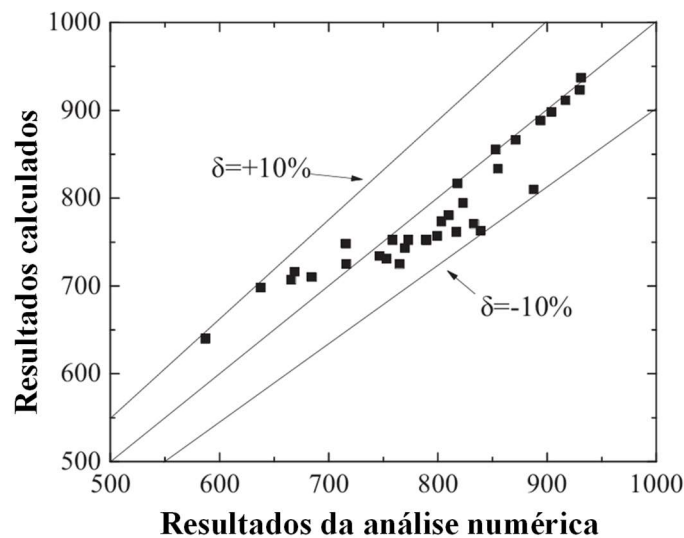
f_y é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

A_r é a área de aço da armadura transversal;

e com f_{ck} , A_1 e A_b definidos anteriormente na Eq. (3) e na Eq. (4).

Os valores obtidos pela formulação proposta foram comparados com os resultados das simulações numéricas, conforme apresentado na Figura 16. Nota-se que todos os valores calculados se encontram em uma faixa de erro de $\pm 10\%$, indicando que a equação desenvolvida é capaz de prever satisfatoriamente a capacidade resistente dos conectores *SBSC*.

Figura 16 – Comparação entre os resultados da análise numérica e dos resultados calculados pela Eq. (5).

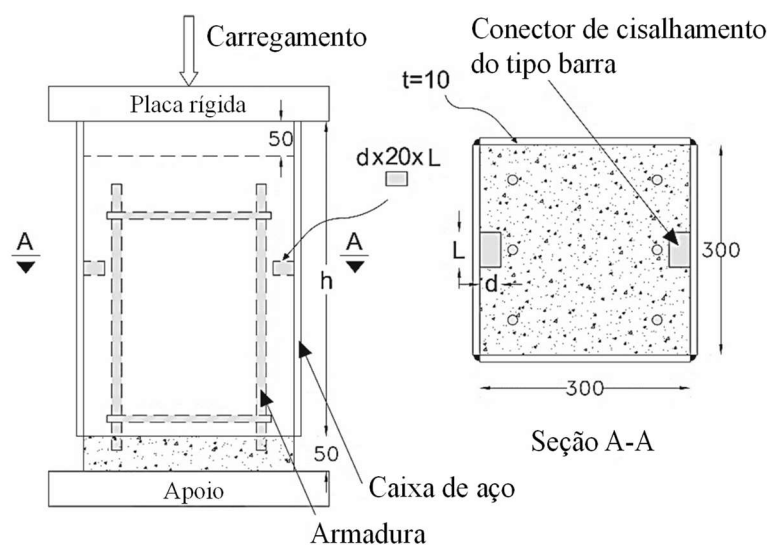


Fonte: Wang *et al.* (2019).

2.3.2 Estudos de Ahmadi et al. (2022)

Este estudo teve como objetivo investigar o comportamento de conectores rígidos do tipo barra (ou bloco) de aço em situação de confinamento proporcionado pela região de ligação de estruturas híbridas de aço e concreto. Para atingir esse objetivo, realizou-se um programa experimental com seis ensaios *push-outs* e um estudo numérico a partir de análises computacionais com elementos finitos. Uma descrição geral do modelo experimental é apresentada na Figura 17.

Figura 17 – Características gerais dos modelos experimentais de Ahmadi et al. (2022).



Fonte: adaptado de Ahmadi et al. (2022).

Nota-se que os modelos foram feitos de forma que a caixa de aço pudesse deslizar em relação ao concreto, no caso de o atrito entre o concreto e o aço ser superado.

Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades geométricas e mecânicas dos materiais de cada modelo.

Tabela 1 – Propriedades geométricas e mecânicas dos modelos experimentais de Ahmadi et al. (2022).

Modelo	h (mm)	L (mm)	d (mm)	f_c (MPa)	Armadura	Nº de linha de conectores
A	450	50	30	32,11	-	1
B ¹	450	50	20	30,57	-	1
C	450	100	20	30,60	-	1
D	450	50	30	34,30	6Ø14mm	1
E	450	50	20	49,30 (SCC) ²	-	1
F	450	50	20	35,50	-	2@10 cm

¹ O modelo B foi considerado o modelo base, de controle.

² SCC – *Self-consolidating concrete* (concreto autoadensável).

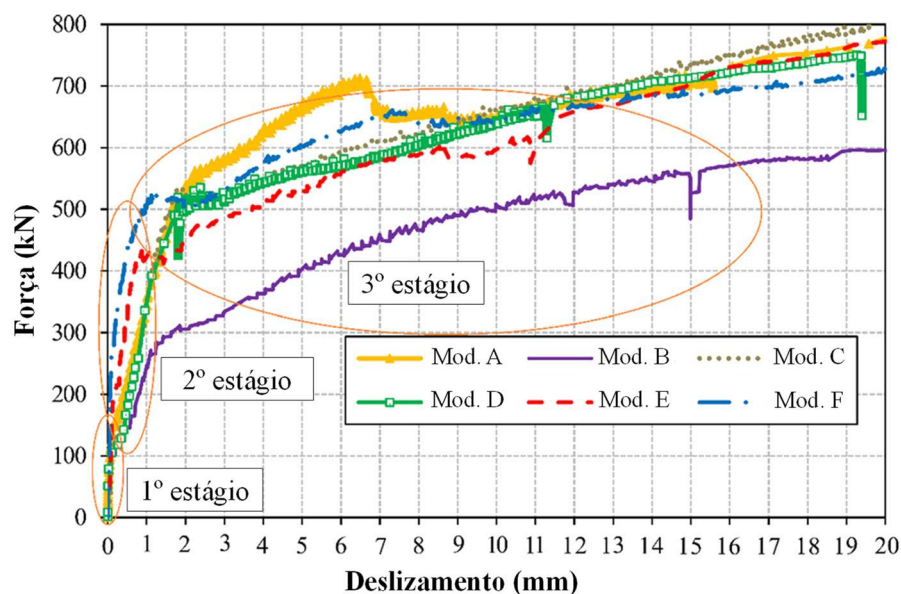
Fonte: adaptado de Ahmadi et al. (2022).

O carregamento foi aplicado de duas maneiras: até 1 mm de deslizamento, utilizou-se controle de força e, após esse limite, utilizou-se controle de deslocamento até atingir 20 mm de deslizamento. Para medir o deslizamento entre o concreto e o aço, foram utilizados 4 transdutores de deslocamento. Ainda, outros dois transdutores de deslocamento foram utilizados na direção transversal, na altura do conector, para medir eventuais abaulamentos da superfície da caixa de aço. Nessa mesma altura, dois extensômetros elétricos foram instalados, na direção longitudinal, para medir as deformações da caixa de aço.

Para todos os modelos ensaiados, o modo de falha observado foi o do rompimento do concreto em forma de cunha, já esperado para conectores rígidos. Foi possível obter uma continuidade no ganho de capacidade resistente devido ao estado de confinamento do concreto. Não foram observados danos nos conectores ou na solda que os fixava. No modelo D, notou-se que a armadura não interferiu no modo de falha, pois os conectores estavam localizados no cobrimento de concreto ao redor das armaduras. No modelo F, com duas linhas de conectores espaçadas de 10 cm, a cunha de concreto dominou toda a área entre os conectores, o que leva a crer que uma distância adequada entre conectores pode levar à obtenção de uma resistência ótima.

Ao final dos 20 mm de deslocamento prescrito aplicado nos modelos, não foram observadas quedas de resistência. Das leituras de deslocamentos e deformações, pode-se concluir que a curva que descreve o comportamento dos modelos é dividida em três estágios (Figura 18): (1) resistência de 20-50% do limite de escoamento sem ocorrência de grandes deslizamentos, onde há a superação das forças de atrito e o conector causa tensões de compressão no concreto; (2) redução da rigidez do modelo com o aumento do carregamento e, posteriormente, a superação da resistência do concreto formando a ruptura em forma de cunha, que se apoia no aço que confina o modelo e causa tensões fora do plano que deformam a superfície da caixa; (3) acentuada redução da rigidez do modelo, resultando em pouco ganho de capacidade resistente e elevado deslizamento.

Figura 18 – Curvas força×deslizamento dos modelos experimentais de Ahmadi *et al.* (2022).



Fonte: adaptado de Ahmadi *et al.* (2022).

Os autores notaram que uma parcela elevada da resistência dos conectores (mais de 67% do carregamento de escoamento) ocorreu para um deslizamento de 1 mm, sendo essa uma sugestão de critério para a determinação da capacidade resistente desse tipo de conector.

Ainda, os autores calcularam a resistência do conector estudado com base na Eq. (3), apresentada no item 2.3.1, com uma alteração que transformava a resistência à compressão (f_c) do concreto em uma resistência sob confinamento. Os valores obtidos são cerca de 50% abaixo dos resultados experimentais, e essa diferença pode ser explicada pelas seguintes razões: o aumento da resistência do concreto confinado pode ser maior do que o previsto; a formação da superfície de ruptura é diferente daquela suposta para o uso da Eq. (3); e a impossibilidade de deslocamento do concreto danificado devido ao confinamento da caixa de aço.

A respeito das variações de dimensão dos conectores, os autores notaram que o aumento da largura do conector (d) resulta em um aumento da capacidade resistente. O aumento do comprimento do conector (L) também aumenta a capacidade resistente, mas de maneira menos sensível do que o aumento da largura.

O uso de concreto autoadensável resultou em um aumento de 75% na capacidade resistente em comparação com o resultado do modelo de controle, que se deve tanto à maior resistência do concreto quanto à melhor distribuição de concreto ao redor do conector.

Comparando-se o número de conectores por linha, os autores notaram que a existência de dois conectores espaçados de 10 cm aumentou em 104% a capacidade resistente tomada a 1 mm de

deslizamento, em comparação com o modelo de controle. Ainda, há um aumento proporcional da rigidez com o número de fileiras de conectores.

Por fim, o comportamento mecânico do conector foi investigado por meio de modelagem numérica do modelo A no software ABAQUS. Foram utilizados elementos C3D8R para representar todos os elementos, com exceção das armaduras, nas quais se utilizaram elementos T3D2. As regiões dos materiais próximas ao conector foram modeladas com uma malha mais refinada. As condições de contorno foram configuradas de acordo com o ensaio experimental. Para a representação dos materiais, utilizou-se o modelo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) para representar o concreto e um modelo bilinear elasto-plástico para a representação do aço. Os resultados encontrados foram de acordo com os resultados experimentais e posteriormente utilizados para validar as explicações a respeito dos processos de falha dos conectores.

2.3.3 Estudos de Eghbali e Andamnejad (2023)

De maneira geral, o trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural de conectores rígidos do tipo bloco em pilares mistos de aço revestidos por concreto. Para isso, um modelo numérico foi calibrado com base em outros três estudos experimentais de outros autores (Nasrollahi *et al.*, 2018; Arévalo *et al.*, 2021; Ahmadi *et al.*, 2022). Após a calibração, um estudo paramétrico com 36 modelos numéricos foi conduzido, a fim de investigar características que influenciam no comportamento da conexão. Por fim, uma equação foi proposta para estimar a capacidade resistente de um conector de cisalhamento rígido para pilares mistos de aço revestidos por concreto.

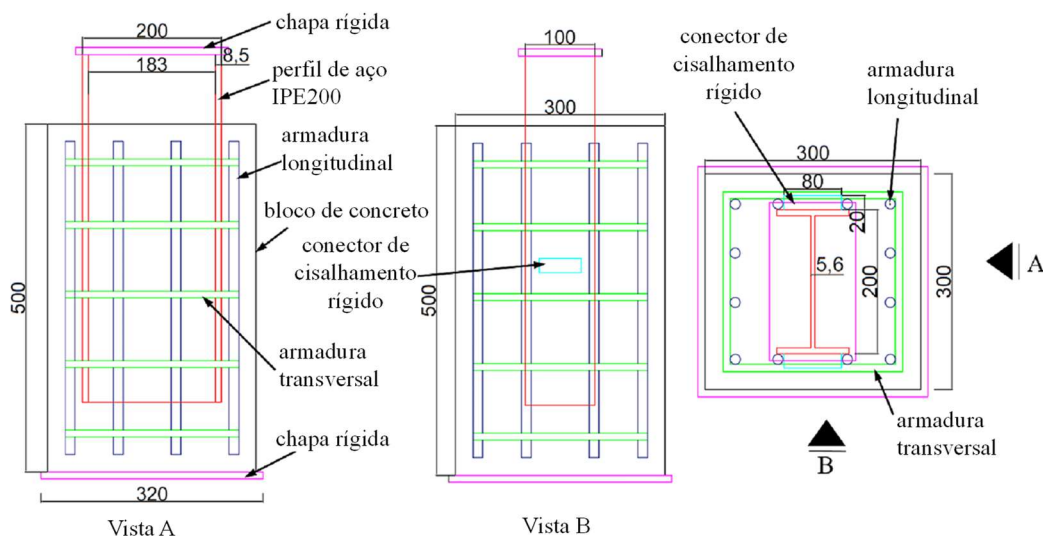
O modelo de referência para o estudo paramétrico consistia em um perfil de aço IPE200 com um conector de 20×20×80 mm soldado em cada mesa, envolto por um bloco de concreto com dimensões de 500×300×300 mm, armado com barras de aço transversais de 10 mm e barras longitudinais de 14 mm. As propriedades mecânicas dos aços são descritas na Tabela 2 e os detalhes da geometria do modelo são ilustrados na Figura 19.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas do aço do estudo numérico de Eghbali e Andamnejad (2023).

Material	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ν_s	E_s (MPa)
Perfil IPE200	240	370	0,3	210000
Conector	240	370	0,3	210000
Armadura	300	500	0,3	210000

Fonte: adaptado de Eghbali e Andamnejad (2023).

Figura 19 – Detalhes do modelo de referência do estudo numérico de Eghbali e Andamnejad (2023).



Fonte: adaptado de Eghbali e Andamnejad (2023).

Para o estudo paramétrico, foram processados 36 modelos numéricos, variando-se características como: largura do conector (40 mm – 100 mm), espessura do conector (10 mm - 30 mm), altura do conector (10 mm - 35 mm), espessura de cobertura de concreto no conector (30 mm – 130 mm), resistência à compressão do concreto (20 MPa – 60 MPa) e dimensões do perfil de aço (IPE240, IPE220 e IPE200).

De maneira geral, o estudo paramétrico permitiu concluir que:

- o aumento da largura, da espessura e da altura do conector implicou em um aumento não-linear da resistência ao cisalhamento do conector em 79%, 38% e 42%, respectivamente;
- a relação espessura/altura é relevante para a resistência do conector, sendo que valores entre 0,67 e 1,0 proporcionam o melhor rendimento do conector;
- o aumento da resistência do concreto levou ao acréscimo de cerca de 70% na resistência e 40% na rigidez do conector;
- o aumento do bloco de concreto, que leva ao aumento da espessura de cobertura do conector, implica em um ganho de resistência de aproximadamente 75%;
- o aumento da seção transversal do perfil de aço implica na redução do cobertura de concreto do conector, levando a uma redução da capacidade resistente.

Os estudos numéricos foram comparados com os valores de predição da capacidade resistente calculados pela equação do ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019), resultando em uma baixa correlação. Isso se deve ao fato de que essa equação não considera fatores relevantes para a capacidade resistente da conexão do modelo de conectores em estudo. Diante disso, os autores

propuseram a Eq. (6) para o cálculo da resistência de conectores do tipo bloco em pilares mistos de aço revestidos por concreto.

$$Q = 0,0454 L^{0,6319} W^{0,5203} Th^{0,3835} f_c^{0,501} C^{0,3498} \quad (6)$$

onde:

- Q é a resistência do conector, em kN;
- L é a largura do conector de cisalhamento, em mm;
- W é a altura do conector de cisalhamento, em mm;
- Th é a espessura do conector de cisalhamento, em mm;
- f_c é a resistência à compressão do concreto, em MPa;
- C é a espessura de cobrimento de concreto do conector, em mm.

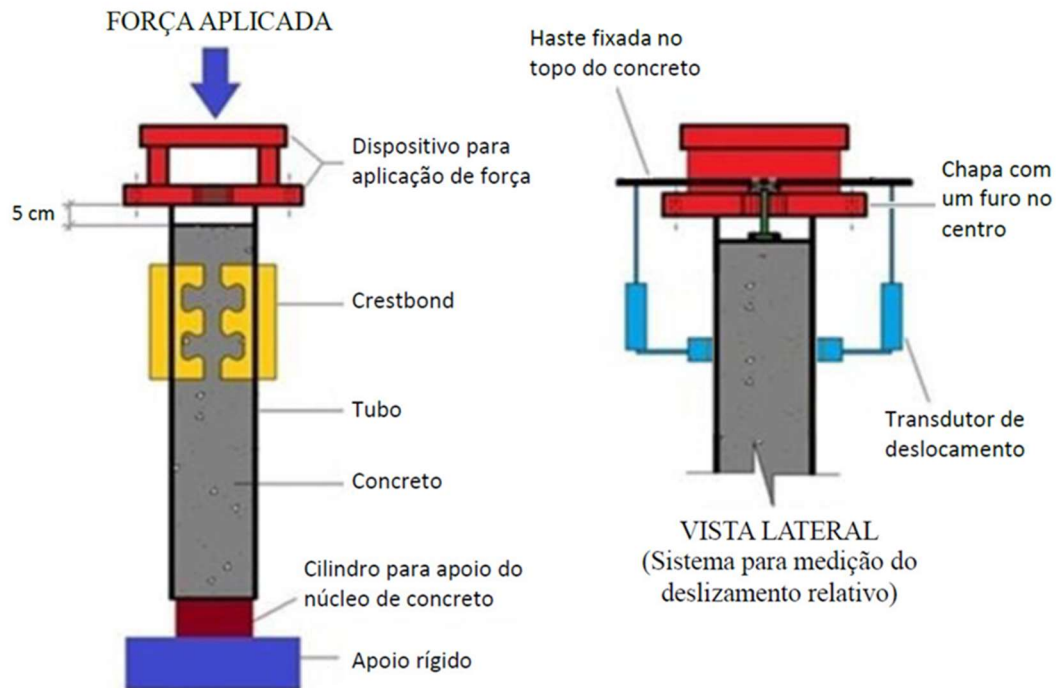
A equação proposta apresentou um erro de $\pm 10\%$ em comparação aos modelos numéricos. A relação média entre o resultado numérico e o resultado da equação proposta é aproximadamente igual a 1,004, com coeficiente de variação de 0,031 e coeficiente de correlação 0,994%.

2.3.4 Estudos de Aguiar et al. (2015)

A pesquisa de Aguiar *et al.* (2015) teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural do conector de chapa plana denominado *Crestbond* atuando como dispositivo de transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC). Para cumprir o objetivo, os autores propuseram um programa experimental de três séries, com dois protótipos idênticos em cada série, seguido de desenvolvimento de modelo numérico para representação dos modelos experimentais.

Um esquema geral dos ensaios pode ser observado na Figura 20. Nota-se que a carga é aplicada apenas nas paredes do tubo, e o protótipo é apoiado pelo concreto. Esse método permite que haja um deslizamento relativo entre as superfícies de aço e concreto, transferindo a carga aplicada no tubo para o núcleo de concreto por meio dos conectores. Ainda, utilizou-se um *Crestbond* com três dentes, de maneira a representar uma quantidade mínima a ser adotada em aplicações práticas de vigas e pilares usuais.

Figura 20 – Configuração do ensaio de cisalhamento de Aguiar *et al.* (2015).



Fonte: Caldas *et al.* (2014) *apud* Aguiar *et al.* (2015).

Na Tabela 3 são apresentadas as características de cada série dos modelos experimentais.

Tabela 3 – Designação dos modelos experimentais do estudo de Aguiar *et al.* (2015).

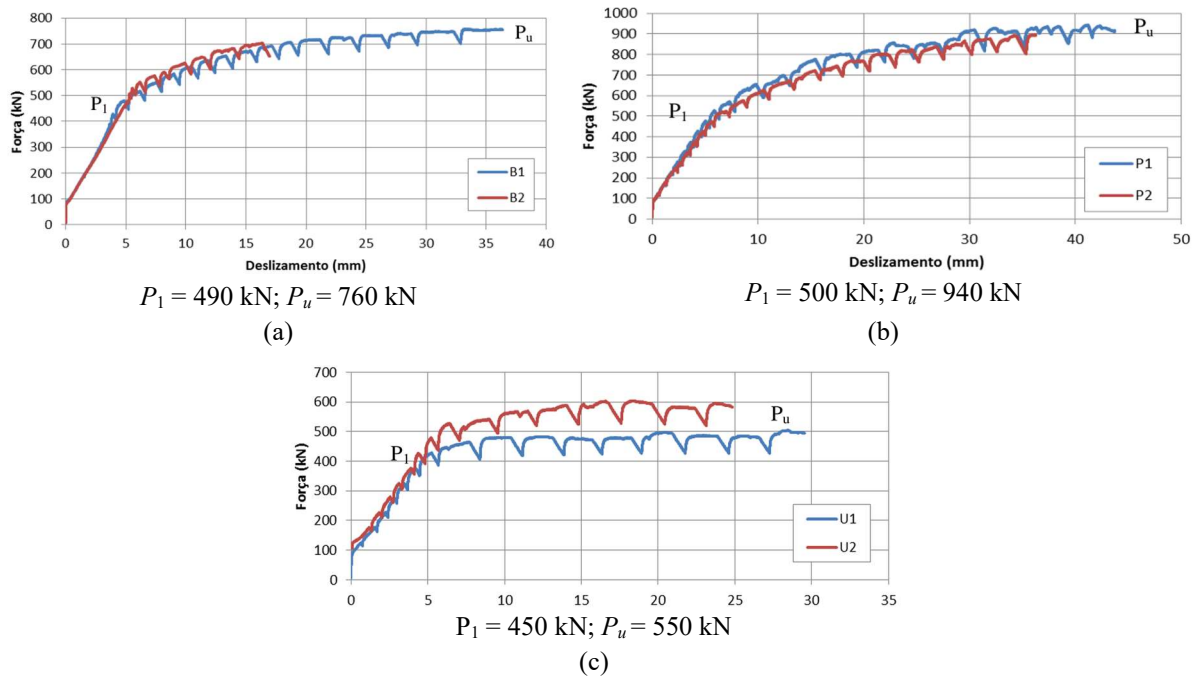
Série	Forma da seção	Aço	Perfil
B	Circular	VMB 350	219,1×6,4 mm
P	Circular	VMB 250	355,6×9,5 mm
U	Retangular	VMB 250	320×250×8,2 mm

Fonte: Aguiar *et al.* (2015).

A resistência à compressão média do concreto (f_{cm}) de todos os modelos foi de aproximadamente 42 MPa. A tensão de escoamento (f_y) e a tensão última (f_u) do aço dos conectores *Crestbond* foram obtidas por meio de ensaios de caracterização, sendo iguais a 427 MPa e 512,5 MPa, respectivamente. Os tubos VMB 350 (série B) possuíam valores nominais de f_y e f_u iguais a 350 MPa e 485 MPa, respectivamente. Por sua vez, os tubos VMB 250 (séries P e U) possuíam valores nominais de f_y e f_u iguais a 250 MPa e 400 MPa, respectivamente.

As curvas força×deslizamento para cada série de ensaios são apresentadas na Figura 21. Ressalta-se que P_1 indica a força que leva à perda de linearidade da relação força×deslizamento e P_u caracteriza a força última.

Figura 21 – Resultados experimentais de Aguiar *et al.* (2015): (a) série B; (b) série P; (c) série U.



Fonte: Aguiar *et al.* (2015).

Nota-se que P_1 varia pouco entre as três séries, provavelmente porque esse valor é pouco influenciado por características geométricas do pilar, estando mais vinculado às propriedades do conector. Por outro lado, P_u apresentou maior variabilidade e pode estar vinculado à geometria da seção transversal e ao grau de confinamento do concreto, visto que o menor valor observado foi para o pilar de seção retangular (cujo formato praticamente não proporciona confinamento, como explicado no item 2.2.1).

Já a diferença entre as séries B e P se dá possivelmente pelo aumento de resistência do concreto, quando a sua região carregada é menor do que a área total de sua seção. Esse aumento está relacionado ao confinamento da região carregada, proporcionado pelo concreto ao seu entorno. Como a área da seção transversal da série P é maior do que a área da seção transversal da série B, a região carregada do concreto é submetida a maior grau de confinamento na série P e, por isso, apresenta uma resistência maior.

Por fim, o modelo numérico desenvolvido para representar o modelo experimental atingiu resultados satisfatórios, apresentando erros relativos à P_1 e P_u de, no máximo, 3,8%. Ainda, os modelos numéricos foram importantes para a compreensão do funcionamento do *Crestbond* nos PMPC, mostrando os mecanismos de plastificação dos dentes do conector e o processo de esmagamento do concreto, o que possibilitou a explicação do comportamento do modelo experimental.

3 METODOLOGIA

Para atingir o objetivo proposto, realizou-se uma campanha experimental apoiada por simulação computacional utilizando modelos de elementos finitos, compreendendo ensaios de cisalhamento do tipo *plug-in* em modelos tubulares preenchidos por concreto, para análise do comportamento estrutural do conector do tipo bloco sob confinamento.

Devido à complexidade de cada procedimento desenvolvido, optou-se por descrever cada etapa de maneira individual nos capítulos subsequentes. Entretanto, uma breve descrição geral da metodologia adotada para este estudo é realizada, seguindo os seguintes pontos:

1. definição do programa experimental, a partir de considerações encontradas na literatura técnica (estudos apresentados no item 2.3) e modelagens numéricas prévias;
2. realização do programa experimental, contemplando:
 - 2.1 fabricação dos modelos (montagem geral, preparação das fôrmas e apoios e concretagem);
 - 2.2 caracterização do concreto;
 - 2.3 montagem do ensaio e instrumentação para aquisição de dados;
 - 2.4 realização dos ensaios e;
 - 2.5 tratamento dos resultados.
3. elaboração de um modelo computacional para simulação do ensaio experimental, a fim de investigar o comportamento dos conectores do tipo bloco sob confinamento:
 - 3.1 desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos capaz de representar o comportamento do modelo experimental;
 - 3.2 análise dos resultados obtidos, a fim de compreender os fenômenos que ocorrem nos modelos ensaiados.
4. realização de um estudo de variação de parâmetros que influenciam no comportamento estrutural dos conectores, com base no modelo numérico validado:
 - 4.1 variação de parâmetros geométricos, como as dimensões do conector e o cobrimento de concreto à frente do conector;
 - 4.2 variação de parâmetro mecânico, mais especificamente a resistência à compressão do concreto.

5. utilização dos resultados numéricos para desenvolver modelos analíticos para predição da capacidade resistente da conexão mista de aço e concreto com conectores do tipo bloco em concreto confinado para cada modo de falha observado.

O programa experimental, descrito detalhadamente no Capítulo 4, foi composto por seis modelos tubulares de aço preenchidos por concreto, contendo uma chapa central na qual foram soldados os conectores de cisalhamento do tipo bloco. O estudo foi organizado de acordo com a quantidade de conectores, sendo quatro ensaios com uma linha de conectores e dois ensaios com duas linhas de conectores. Todo o programa experimental foi desenvolvido nas dependências do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Viçosa (LBE/UFV).

As simulações computacionais foram realizadas no Laboratório de Métodos Computacionais Aplicados à Engenharia da Universidade Federal de Viçosa (MCE/UFV), utilizando um computador com processador Intel (R) Core (TM) i9-13900K, 3 GHz, com 64 GB de memória (RAM) instalada.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é apresentado todo o programa experimental desenvolvido, passando pelo planejamento de cada etapa de sua execução, incluindo a caracterização dos materiais, a fabricação dos modelos, a execução dos ensaios e a demonstração dos resultados.

4.1 Planejamento dos modelos experimentais

Para a análise experimental, foram propostos seis corpos de prova constituídos por um tubo de aço preenchido com concreto, contendo em seu interior uma chapa com os conectores do tipo bloco soldados nela.

Dos seis modelos propostos, quatro foram fabricados com uma linha de conectores e dois com duas linhas de conectores. Os modelos com apenas uma linha de conectores foram constituídos por tubos de 219,1 mm, com espessura de parede de 10,0 mm. As chapas internas possuíam dimensões de 350×100×19,0 mm. Os modelos com duas linhas de conectores foram constituídos por tubos de 355,6 mm, com espessura de 12,5 mm e com chapas de 325×200×25,4 mm. Todos os conectores tinham dimensões de 30×30×30 mm.

Na Tabela 4 apresenta-se a designação de cada modelo, bem como suas propriedades geométricas.

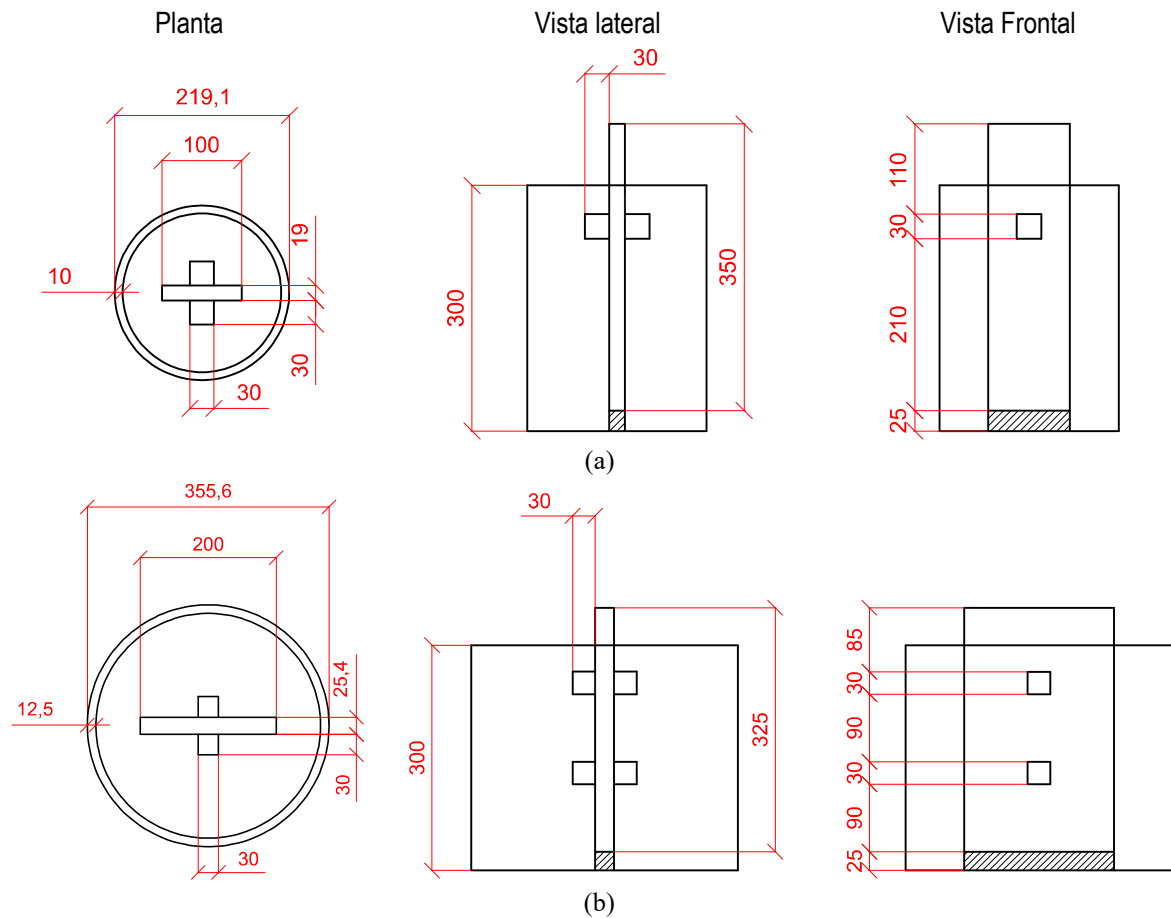
Tabela 4 – Características dos modelos experimentais estudados.

Designação	Nº da amostra	Diâmetro do tubo de aço (mm)	Dimensões do conector (mm)	Nº de linhas de conectores
TB1-219-30-1	1	219,1	30×30×30	1
TB2-219-30-1	2	219,1	30×30×30	1
TB3-219-30-1	3	219,1	30×30×30	1
TB4-219-30-1	4	219,1	30×30×30	1
TB1-355-30-2	1	355,6	30×30×30	2
TB2-355-30-2	2	355,6	30×30×30	2

Fonte: a autora.

As características geométricas dos modelos experimentais são apresentadas na Figura 22.

Figura 22 – Propriedades geométricas dos corpos de prova tubulares: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

4.2 Fabricação dos modelos experimentais

A seguir, apresentam-se as etapas de fabricação dos modelos experimentais e as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

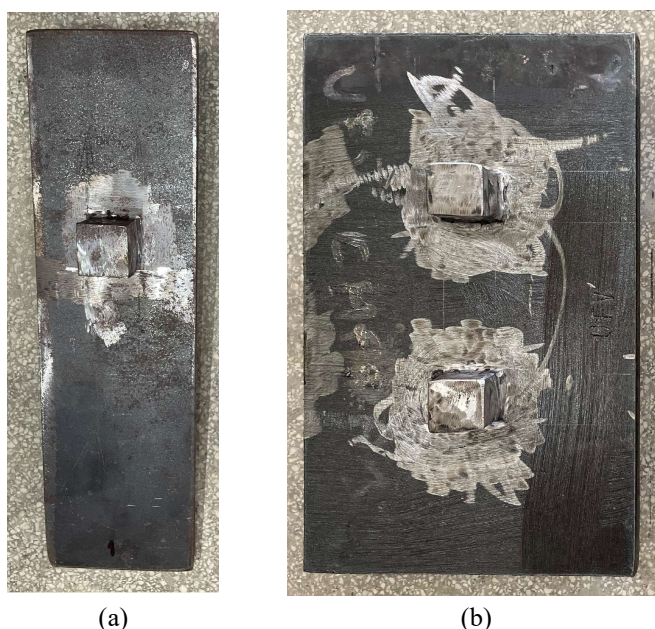
4.2.1 Fabricação das chapas, dos conectores e dos tubos

O conjunto composto pelos conectores soldados às chapas foram fornecidos pela empresa CODEME ENGENHARIA (<https://codeme.com.br/>), com unidade fabril localizada em Juiz de Fora, Minas Gerais.

Os conjuntos foram fabricados em etapas distintas. Na primeira etapa, foram fabricadas as chapas menores com uma linha de conectores, utilizando-se de solda de penetração total para a ligação dos elementos (Figura 23a). Em uma segunda etapa, foram fabricadas as chapas maiores com duas linhas de conectores, utilizando-se de solda filete (Figura 23b). O tipo de solda foi alterado devido à dificuldade de se realizar solda de penetração total nos conectores, pois suas

dimensões eram muito pequenas. Para ambos os procedimentos de soldagem, foram utilizadas soldas de resistência suficiente para que a falha não ocorresse na ligação.

Figura 23 – Chapas de aço com os conectores do tipo bloco soldados:
(a) uma linha de conectores; (b) duas linhas de conectores.



Fonte: a autora.

As propriedades de cada material, confirmadas por meio de ensaios e certificação do aço fornecidos pela empresa CODEME ENGENHARIA, são indicadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Propriedades mecânicas dos aços das chapas e dos conectores.

Nº de linhas de conectores	Elemento	Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Along. (%)
1	Chapa	ASTM A572 GR50	393	525	44
	Conector	ASTM A572 GR50	442	531	46
2	Chapa	ASTM A572 GR50	404	517	39
	Conector	WS 350 GERDAU	503	601	42

Fonte: a autora.

Os tubos de aço foram fornecidos pela empresa VALLOUREC (<https://brazil.vallourec.com/>), diretamente da unidade de Belo Horizonte, Minas Gerais. Foram fornecidos tubos de aço VMB 350 que, de acordo com o catálogo da empresa, possui resistência ao escoamento (f_y) maior ou igual a 350 MPa e resistência à ruptura (f_u) maior ou igual 485 MPa.

4.2.2 Preparação do experimento

Os tubos de aço foram apoiados sobre madeirites, de maneira a manter a superfície inferior regularizada. A superfície externa do tubo foi marcada no madeirite e taliscas de madeira foram fixadas nesse contorno, a fim de manter o tubo na posição determinada durante a concretagem (Figura 24a).

Tanto os tubos quanto as chapas foram engraxados a fim de reduzir o atrito entre esses materiais e o concreto, porém o conector do tipo bloco foi protegido com filme de PVC transparente, para evitar o contato com a graxa. O madeirite também foi engraxado, para facilitar a desforma após o endurecimento do concreto.

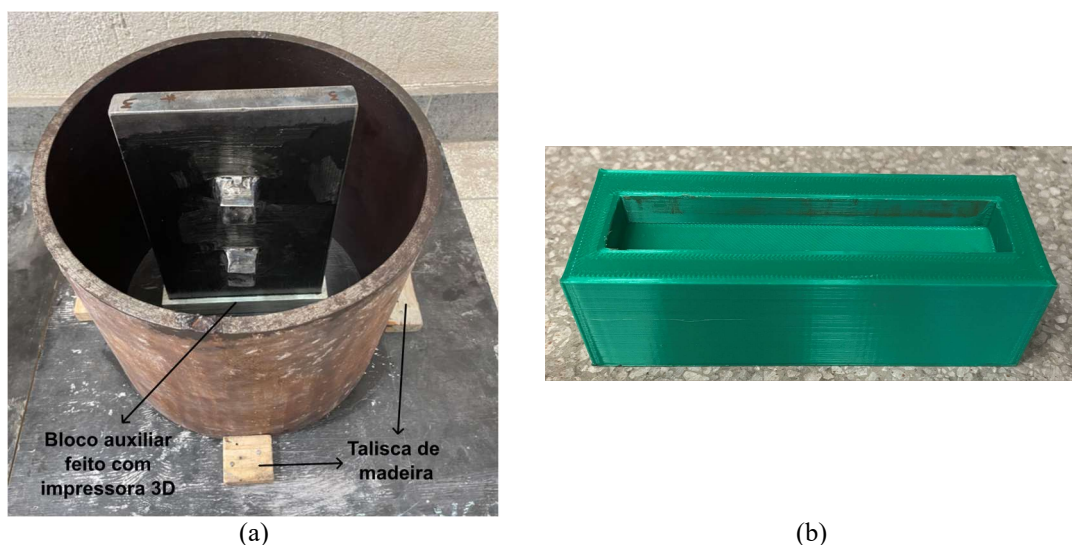
Utilizou-se um bloco fabricado em impressora 3D fixado no centro da marcação circular do tubo no madeirite para apoiar a chapa e mantê-la elevada a uma altura de 25 mm em relação à superfície inferior (Figura 24b). Este artifício, além de auxiliar no posicionamento das chapas, eliminou a presença do concreto abaixo da chapa que poderia se opor ao deslizamento e interferir no comportamento do conector. As dimensões dos blocos estão indicadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Dimensões dos blocos de apoio impressos por impressora 3D.

	Dimensões do bloco (mm)			Dimensões da abertura (mm)		
	Largura	Altura	Comprim.	Largura	Altura	Comprim.
TB-219-30-1	40,0	35,0	115,0	19,19	10,0	101,0
TB-355-30-2	40,0	35,0	215,0	25,65	10,0	202,0

Fonte: a autora.

Figura 24 – Montagem dos experimentos: (a) posicionamento do tubo e da chapa; (b) bloco de apoio impresso em impressora 3D.



Fonte: a autora.

Barras de aço nervuradas foram soldadas na superfície superior do tubo e na lateral da chapa, formando uma espécie de alça que ajudou na estabilidade da chapa durante o processo de concretagem e endurecimento do concreto e no posterior transporte do corpo de prova (Figura 25).

Figura 25 – Soldagem de barras de aço nervuradas para auxiliar na estabilidade da chapa e no transporte do corpo de prova.



Fonte: a autora.

4.2.3 Concretagem

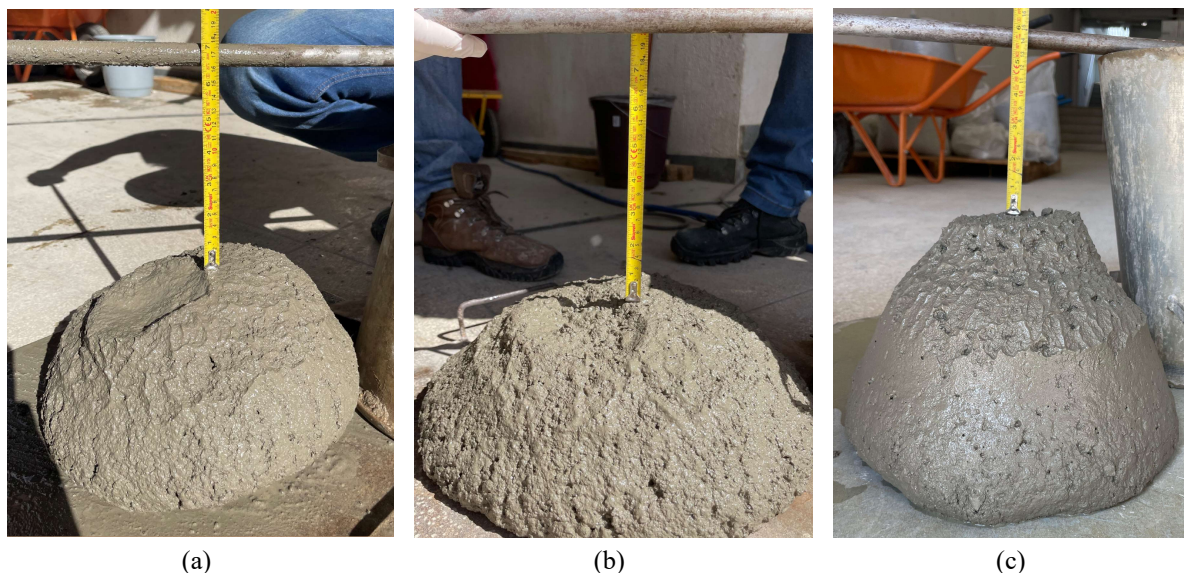
A concretagem dos modelos experimentais foi realizada em três etapas. Na primeira etapa foram concretados os modelos TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1; na segunda etapa (14 dias depois) foram concretados os modelos TB1-355-30-2 e TB2-355-30-2; e na terceira etapa (84 dias depois) foram concretados os modelos TB3-219-30-1 e TB4-219-30-1. Ressalta-se que o procedimento seguido para a realização da concretagem, conforme descrição a seguir, foi similar em todas as etapas.

Todas as concretagens foram realizadas no Laboratório de Estruturas da UFV (LBE/UFV). Para a fabricação do concreto, de f_{ck} pretendido de 15 MPa, utilizaram-se os seguintes materiais: cimento CP VARI RS, areia natural, areia artificial, agregado graúdo de gnaiss, com diâmetro máximo igual a 9,5 mm, e água. A determinação do traço do concreto foi influenciada principalmente pelo método de adensamento adotado (adensamento manual) e pela geometria dos corpos-de-prova.

Os materiais foram misturados na betoneira do LBE/UFV, em amassadura única. Realizou-se o ensaio de abatimento de tronco de cone para todas as concretagens (Figura 26), obtendo-se resultados entre 13,5 e 20 cm de abatimento. Em seguida, os tubos de aço foram preenchidos

com o concreto em camadas de aproximadamente 5 cm, sendo adensadas manualmente com uma haste lisa com 16 mm de diâmetro.

Figura 26 – Ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) primeira concretagem; (b) segunda concretagem; (c) terceira concretagem.



Fonte: a autora.

O procedimento adotado para a cura do concreto foi o umedecimento da superfície superior seguido de cobrimento do tubo com tecidos úmidos.

Foram retirados 26 corpos de prova cilíndricos de 10×20 cm de cada concretagem, moldados e curados seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738:2015. Os ensaios de caracterização do concreto ocorreram nas idades de 3, 7, 14, 21 e 28 dias, bem como nas idades de realização dos ensaios dos modelos, aos 4 e 6 dias de idade.

4.2.3.1 Controle tecnológico do concreto

Os 26 corpos de prova cilíndricos foram mantidos nos moldes e permaneceram 24 horas sob cura ao ar, cobertos por lona plástica. Após esse período de 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e alocados em tanques com solução saturada de hidróxido de cálcio.

Os corpos de prova foram ensaiados à compressão uniaxial (Figura 27), conforme a ABNT NBR 5739:2018, utilizando-se uma máquina universal de ensaios com capacidade de 600 kN. Antes da realização deste ensaio destrutivo, os corpos de prova tiveram suas dimensões e seu peso aferidos.

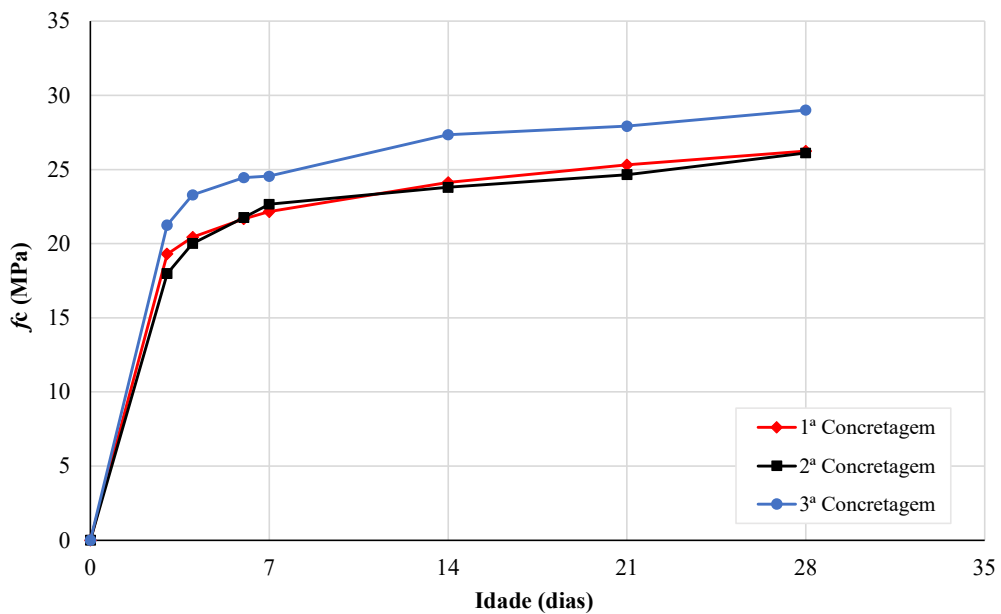
Figura 27 – Ensaio de compressão uniaxial em corpo de prova de concreto.



Fonte: a autora.

Na Figura 28 ilustram-se as curvas de evolução da resistência média do concreto ao longo de sua idade, para cada etapa de concretagem.

Figura 28 – Evolução da resistência à compressão do concreto para cada etapa de concretagem.



Fonte: a autora.

Na Tabela 7 são apresentados os dados de média, desvio padrão (D.P.) e coeficiente de variação (C.V.) da resistência (f_c) do concreto para cada uma das concretagens, de acordo com a idade de ensaio.

Tabela 7 – Resultados estatísticos dos ensaios de caracterização do concreto.

Idade (dias)	Estimador estatístico	Resistência à compressão do concreto (f_c)		
		1ª Concretagem (MPa)	2ª Concretagem (MPa)	3ª Concretagem (MPa)
3	Nº de CP's	3	3	3
	Média	19,30	17,98	21,24
	D.P.	0,53	0,42	0,61
	C.V.	2,77%	2,31%	2,86%
4	Nº de CP's	3	4	4
	Média	20,43	20,43	23,28
	D.P.	0,49	0,64	0,26
	C.V.	2,37%	3,14%	1,11%
6	Nº de CP's	4	4	4
	Média	21,66	21,76	24,44
	D.P.	0,43	1,16	0,44
	C.V.	1,99%	5,32%	1,80%
7	Nº de CP's	4	3	3
	Média	22,15	22,66	24,54
	D.P.	0,09	0,62	0,35
	C.V.	0,40%	2,71%	1,44%
14	Nº de CP's	3	4	3
	Média	24,12	23,79	27,34
	D.P.	0,36	0,22	0,61
	C.V.	1,49%	0,93%	2,25%
21	Nº de CP's	3	3	4
	Média	25,31	24,64	27,93
	D.P.	0,78	0,25	0,77
	C.V.	3,09%	1,03%	2,75%
28	Nº de CP's	4	5	5
	Média	26,23	26,11	29,00
	D.P.	0,41	0,58	0,49
	C.V.	1,57%	2,21%	1,70%

Fonte: a autora.

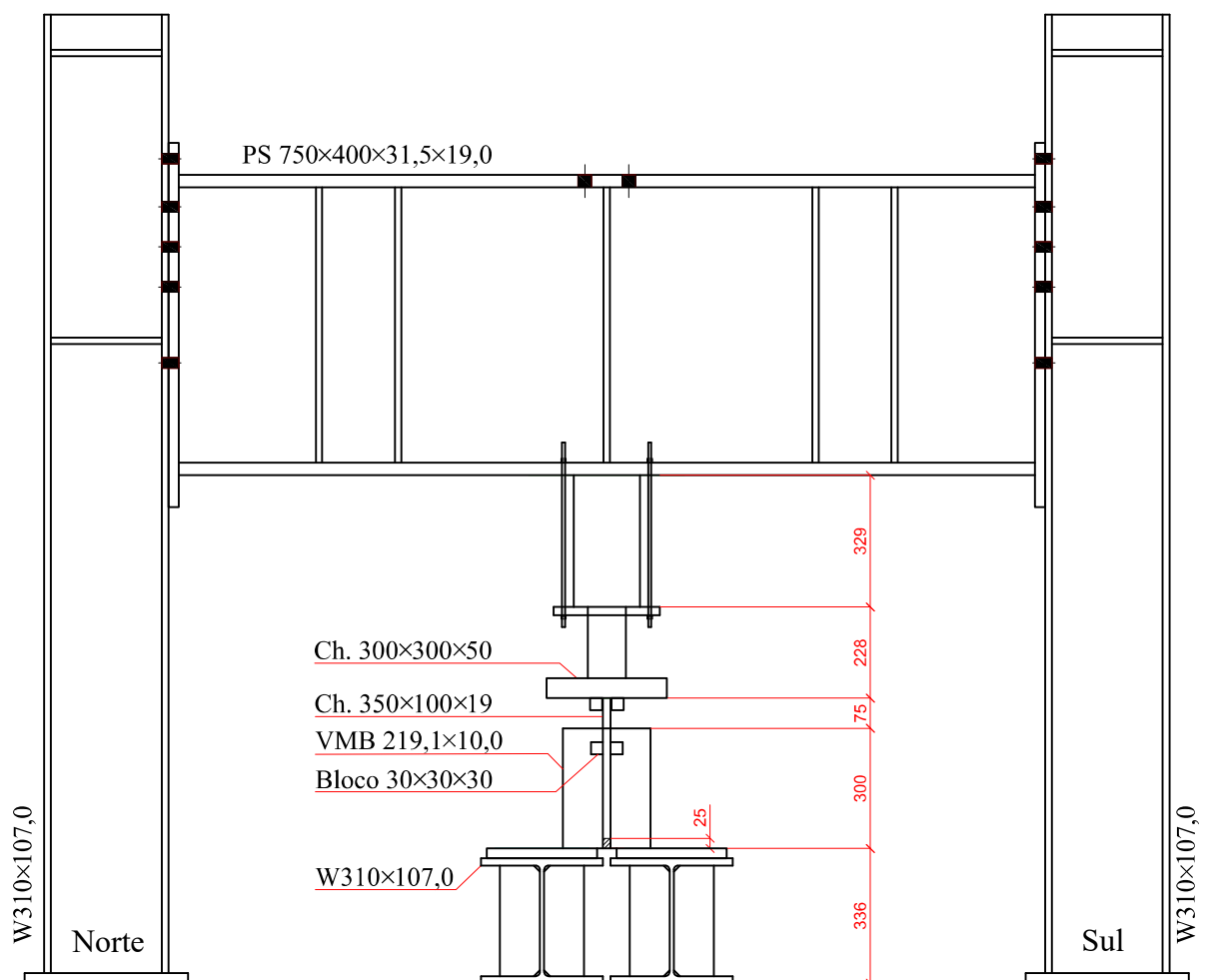
Ressalta-se que, nas idades de 4, 6 e 28 dias, foi determinado o módulo de elasticidade do concreto de acordo com a ABNT NBR 8522:2021, utilizando-se a mesma máquina universal de ensaios do ensaio à compressão. Entretanto, os resultados encontrados apresentaram elevada variabilidade entre os corpos de prova e divergiam substancialmente da predição dada pela ABNT NBR 6118:2023. Após investigação, constatou-se que o sensor de deformações utilizado estava avariado. Portanto, os resultados experimentais de módulo de elasticidade não foram considerados.

Com base nas dimensões e no peso de cada corpo de prova ensaiado à compressão determinou-se a massa específica média do concreto, relativa às três etapas de concretagem. O resultado médio encontrado foi de $2342,8 \text{ kg/m}^3$, com um desvio-padrão de 20 kg/m^3 e um coeficiente de variação de 0,85%.

4.3 Preparação e execução dos ensaios

Na Figura 29 é apresentado um desenho esquemático da montagem dos ensaios dos modelos tubulares. Nos tópicos seguintes são detalhadas as etapas de preparação do ensaio.

Figura 29 – Esquema de montagem do ensaio *plug-in*.



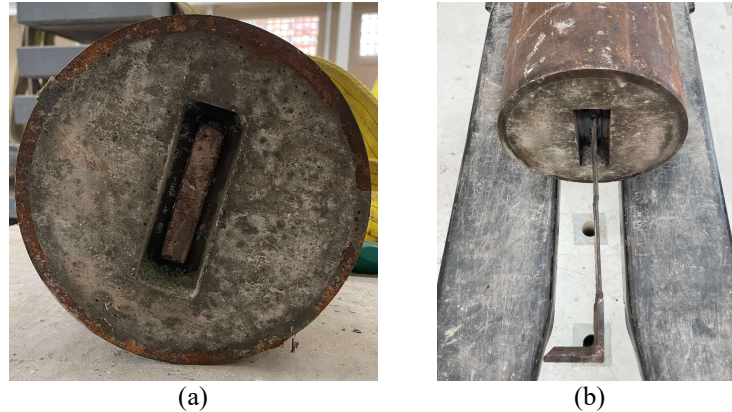
Fonte: a autora.

4.3.1 Preparação dos corpos de prova

No dia anterior à execução do ensaio de cada modelo, o bloco de apoio de plástico (impresso) foi retirado do fundo do corpo de prova, deixando a chapa de aço exposta e livre para deslizar, conforme indicado na Figura 30a. Na sequência, uma cantoneira com uma das abas prolongadas

foi soldada diretamente na chapa central, a fim de permitir o posicionamento de um transdutor de deslocamento e viabilizar a medição do deslizamento relativo da chapa pela região inferior do corpo de prova (Figura 30b).

Figura 30 – Superfície inferior do modelo experimental: (a) após a retirada do bloco de apoio da chapa de aço; (b) com a cantoneira soldada na chapa central.



Fonte: a autora.

As barras de aço soldadas nas laterais da chapa central (indicadas anteriormente na Figura 25) também foram removidas nesta etapa de preparação do corpo de prova, e a superfície superior da chapa central foi regularizada para receber o carregamento.

4.3.2 Condições de apoio

Para a realização dos ensaios, os tubos foram apoiados sobre dois perfis W310×107,0 com comprimento de 50 cm, reforçados por uma chapa de 25 mm soldada por todo o perímetro da mesa superior. Os perfis foram posicionados com um espaçamento de cerca de 2 cm (Figura 31) para permitir o posicionamento de um transdutor de deslocamento e viabilizar a leitura do deslizamento da chapa com os conectores em relação ao concreto.

Figura 31 – Posicionamento dos apoios dos corpos de prova.

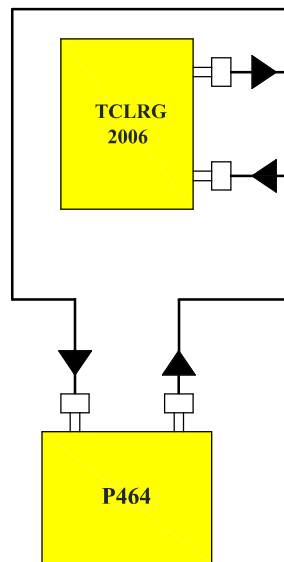


Fonte: a autora.

4.3.3 Aplicação do carregamento

O carregamento foi aplicado utilizando-se um atuador hidráulico TCLRG 2006, com capacidade máxima de 2000 kN, conectado a uma bomba hidráulica ENERPAC P-464, conforme indica o esquema da Figura 32.

Figura 32 – Esquema do circuito hidráulico utilizado no ensaio.



Fonte: a autora.

Uma chapa maciça de aço USI CIVIL 350, com dimensões 300×300×50 mm, foi utilizada para distribuir o carregamento igualmente em todos os pontos da superfície superior da chapa em que os conectores estavam soldados (elemento 4 da Figura 34). Nessa chapa havia quatro tarugos de aço de 30×30×30 mm soldados em uma das faces, que auxiliavam na estabilidade desse elemento sobre a pequena área de contato da chapa central, como pode ser observado na Figura 33.

Figura 33 – Chapa de transferência de carga e seu posicionamento na chapa central durante o ensaio.

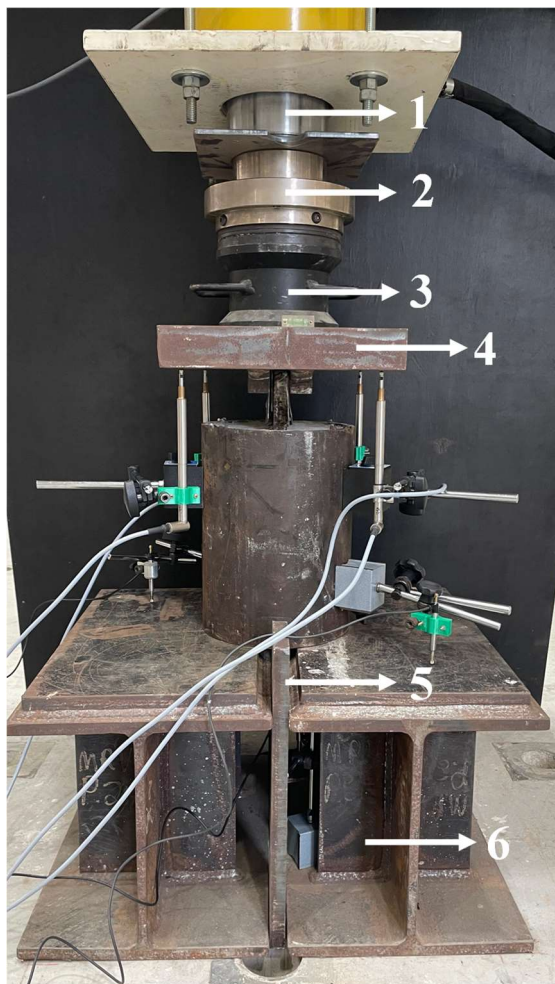


Fonte: a autora.

Um suporte maciço de aço foi apoiado sobre a chapa de transferência de carga para compensar a distância faltante entre o corpo de prova e o atuador hidráulico (elemento 3 da Figura 34). Uma rótula foi apoiada por cima desse suporte, para evitar os efeitos de eventuais desalinhamentos entre as superfícies em contato, assegurando a aplicação de uma força vertical centrada (elemento 2 da Figura 34).

Duas chapas de aço com dimensões de 400×100×19 mm foram posicionadas entre os perfis do apoio do corpo de prova, a fim de manter a abertura entre eles ao longo do ensaio (elemento 5 da Figura 34). A montagem completa do ensaio é apresentada na Figura 34.

Figura 34 – Montagem completa do ensaio *plug-in*.



Código	Elemento
1	êmbolo do atuador hidráulico
2	rótula
3	suporte maciço
4	chapa de transferência de carga
5	chapas espaçadoras
6	apoios do ensaio

Fonte: a autora.

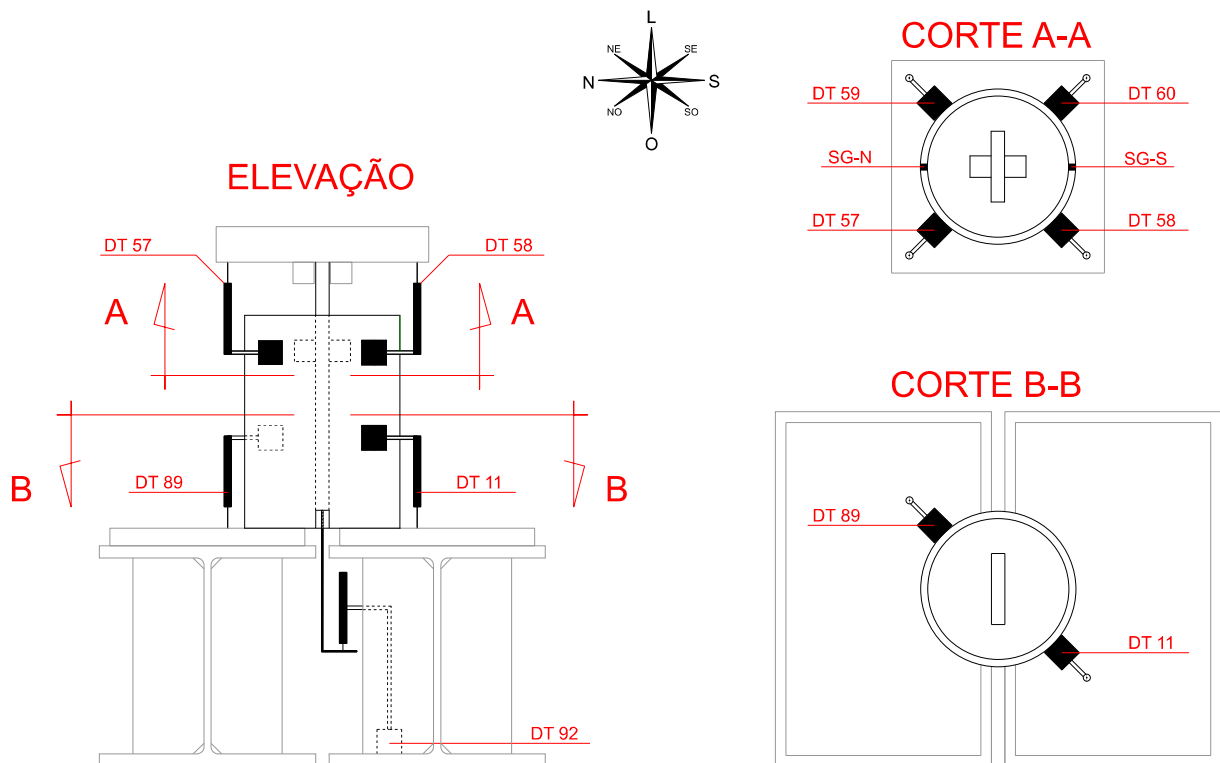
4.3.4 Instrumentação e aquisição de dados

Para cada ensaio, foram utilizados dois transdutores de pressão (TP) para medir a força aplicada pelo atuador e sete transdutores de deslocamento (*DT – displacement transductor*) para medir deslocamentos. Ainda, para os modelos TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1 foram utilizados dois

extensômetros de resistência elétrica (*SG - strain gage*) do tipo roseta tripla para medir deformações.

Os pontos cardeais foram utilizados como referência para a identificação dos sensores de deslocamento e dos extensômetros, independentemente, assim, da localização do observador para identificá-los. Um esquema do posicionamento dos sensores é apresentado na Figura 35.

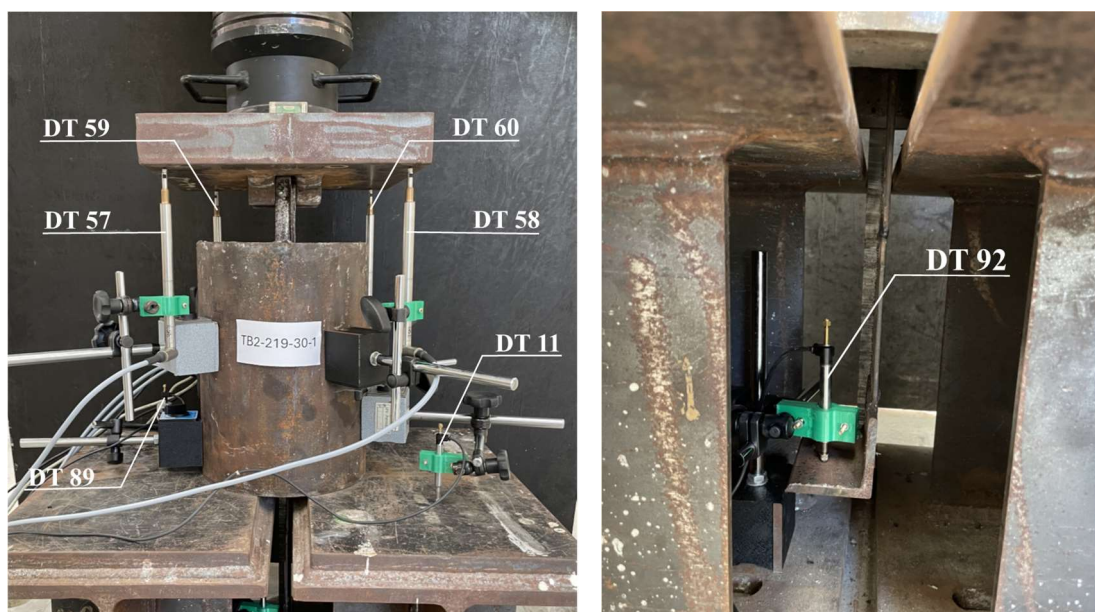
Figura 35 – Desenho esquemático do posicionamento dos sensores de deslocamento e de deformação utilizados no ensaio.



Fonte: a autora.

Para medir o deslizamento da chapa central com os conectores (*insert*) em relação ao concreto, posicionou-se um transdutor de deslocamento (DT 92) na região inferior do corpo de prova, apontando para uma cantoneira soldada diretamente na chapa. Outros quatro transdutores foram posicionados no tubo, apontando para cada extremidade da chapa de transferência de carga (DTs 57, 58, 59 e 60). Esses transdutores, além de medir de maneira redundante o deslizamento relativo, também informavam qualquer desnivelamento na chapa de transferência durante a aplicação da carga. Além disso, outros dois transdutores foram fixados ao tubo, em posições diametralmente opostas, apontando para os apoios do corpo de prova, a fim de medir eventuais acomodações do sistema (DTs 11 e 89). Na Figura 36 é ilustrada a montagem dos transdutores de deslocamento e na Tabela 8 apresenta-se um resumo com suas designações e principais características.

Figura 36 – Montagem dos transdutores de deslocamento (DT).



Fonte: a autora.

Tabela 8 – Designação e caracterização dos transdutores de deslocamento (DT).

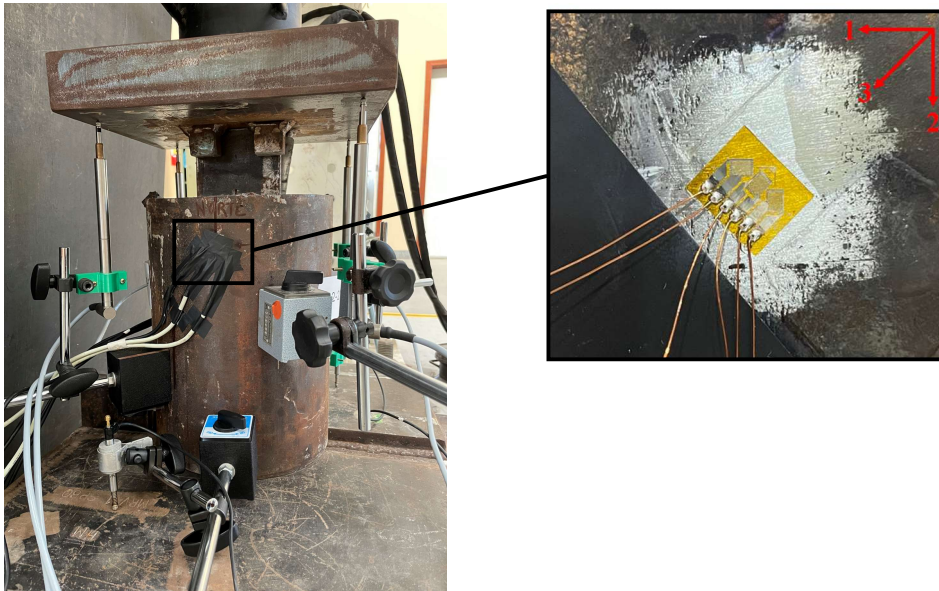
Designação	Tipo/Curso (mm)	Medição
DT 57	HBM K-WA/20mm	Deslocamento vertical da chapa de aplicação de carga, posicionado na direção Noroeste
DT 58	HBM K-WA/20mm	Deslocamento vertical da chapa de aplicação de carga, posicionado na direção Sudoeste
DT 59	HBM K-WA/20mm	Deslocamento vertical da chapa de aplicação de carga, posicionado na direção Nordeste
DT 60	HBM K-WA/20mm	Deslocamento vertical da chapa de aplicação de carga, posicionado na direção Sudeste
DT 92	HBM WI/10mm	Deslizamento do <i>insert</i> em relação ao concreto, medido na abertura inferior do corpo de prova
DT 11	HBM WI/5mm	Acomodação, posicionado na direção Nordeste
DT 89	HBM WI/5mm	Acomodação, posicionado na direção Sudoeste

Fonte: a autora.

A medição da força total aplicada pelo atuador hidráulico no corpo de prova foi realizada por meio de dois transdutores de pressão, um instalado na entrada de óleo do atuador hidráulico e outro na saída de óleo da bomba hidráulica, proporcionando redundância na leitura dos resultados. Para o tratamento dos resultados de maneira padronizada, adotou-se como referência a leitura do transdutor de pressão do atuador hidráulico, embora a leitura de ambos os TPs tenha sido similar.

Os extensômetros de resistência elétrica do tipo roseta tripla foram utilizados para medir as deformações no tubo, resultantes do efeito de confinamento do concreto. O modelo do sensor utilizado foi o PA-06-062RB-120-L, com resistência de 120Ω e fator *gage* de 2,14, produzidos pela EXCEL SENSORES. Esse modelo de roseta possui três extensômetros orientados a 0° , 45° e 90° , permitindo a leitura de deformação em três direções diferentes. Os sensores foram posicionados na face externa do tubo, em uma região que coincidia com o centro do conector de cisalhamento, como indicado na Figura 37. Como cada sensor possui três extensômetros, a direção de orientação de cada um deles foi numerada. A identificação dos sensores é indicada na Tabela 9.

Figura 37 – Posicionamento do extensômetro e detalhe do referencial adotado para a leitura dos dados.



Fonte: a autora.

Tabela 9 – Designação e descrição dos extensômetros de resistência elétrica.

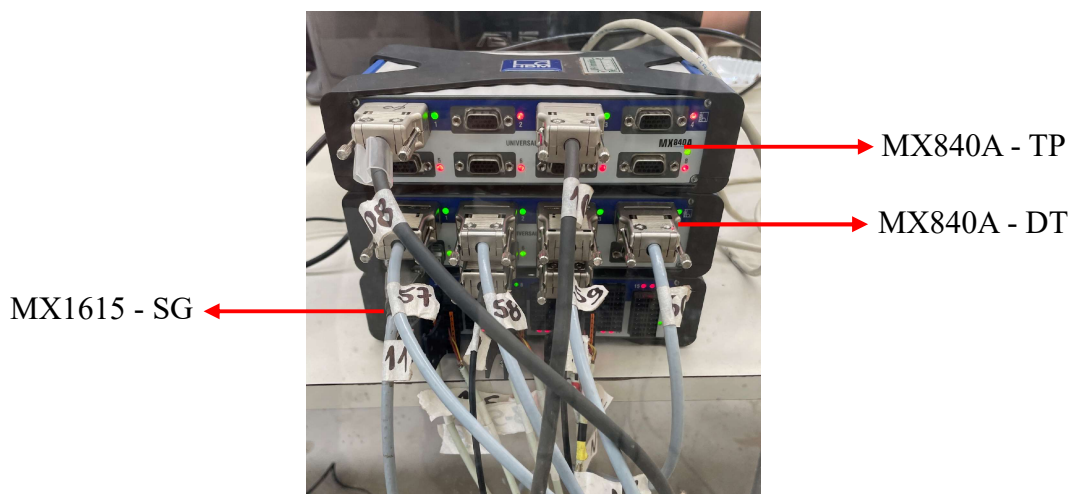
Designação	Descrição
SG N1	deformação circunferencial, posicionado na direção Norte
SG N2	deformação axial, posicionado na direção Norte
SG N3	deformação por cisalhamento, posicionado na direção Norte
SG S1	deformação circunferencial, posicionado na direção Sul
SG S2	deformação axial, posicionado na direção Sul
SG S3	deformação por cisalhamento, posicionado na direção Sul

Fonte: a autora.

Para a leitura e armazenamento dos dados durante o ensaio foram utilizados dois módulos HBM MX840A, cada um com 8 canais para leitura dos sensores de pressão e deslocamento, e um

módulo HBM MX1615, com 16 canais para leitura de extensômetros (Figura 38). Os módulos foram ligados em rede e comandados pelo software CATMAN *Easy* 3.4, configurado com uma taxa de amostragem de 5 Hz.

Figura 38 – Conexão dos sensores nos módulos de aquisição de dados.



Fonte: a autora.

4.3.5 Realização dos ensaios

O carregamento dos corpos de prova foi realizado em duas etapas, sendo uma etapa preliminar de carregamento cíclico em regime elástico e outra de carregamento estático progressivo.

Na primeira etapa do ensaio, o EC4 (EN 1994-1-1:2004) recomenda a realização de 25 ciclos de carga e descarga com valores de força variando entre 5% e 40% da força máxima, a fim de romper o atrito entre o aço da chapa e o concreto e para anular qualquer efeito de mau adensamento do concreto na região inferior ao conector. Entretanto, como a chapa estava lubrificada com desmoldante, esse ciclo só foi repetido duas vezes, com o intuito de verificar o funcionamento do sistema de aplicação de carga e de leitura de dados e assegurar a acomodação dos componentes.

Para estimar a carga última dos modelos experimentais foram utilizados dois procedimentos: uso da Eq. (6), proposta por Eghbali e Andamnejad (2023); e um modelo numérico não-calibrado. Os resultados obtidos por cada um desses procedimentos e o valor factualmente utilizado no carregamento cíclico estão indicados na Tabela 10.

Tabela 10 – Estimativa de valores de 40% da carga última dos modelos experimentais.

Modelo	$P_{40\%,\text{equação}}$ (kN)	$P_{40\%,\text{numérico}}$ (kN)	$P_{40\%,\text{adotado}}$ (kN)
TB1-219-30-1	70,8	186,2	180,0
TB2-219-30-1	70,8	186,2	180,0
TB3-219-30-1	70,8	186,2	140,0
TB4-219-30-1	70,8	186,2	140,0
TB1-355-30-2	181,9	378,5	330,0
TB2-355-30-2	181,9	378,5	240,0

Fonte: a autora.

Sabe-se que a equação de Eghbali e Andamnejad (2023) não prevê o confinamento do concreto, o que provavelmente leva a uma estimativa subestimada da capacidade resistente do modelo. Assim, optou-se por carregar o modelo até a capacidade prevista pelo modelo numérico não-calibrado e, caso se observasse uma mudança mínima de rigidez durante esse procedimento, o carregamento seria cessado imediatamente e esse nível de força seria adotado para o próximo ciclo.

Na segunda etapa, o carregamento foi aplicado progressivamente, a uma taxa constante e que não levasse o modelo à falha em menos de 15 minutos.

Para os modelos com uma linha de conectores, o critério de parada dos ensaios foi a observação de perda de capacidade resistente, associado à falha de um dos elementos da conexão. Para os modelos com duas linhas de conectores, o critério de parada foi a observação de uma capacidade resistente constante aliada ao aumento do deslizamento relativo.

4.4 Resultados e discussões dos modelos experimentais

4.4.1 Modelos com uma linha de conectores

Na Tabela 11 é apresentado um resumo com a idade do concreto de cada modelo com uma linha de conectores e a resistência à compressão correspondente (já apresentada anteriormente na Tabela 7), bem como a taxa de carregamento aproximada do ensaio.

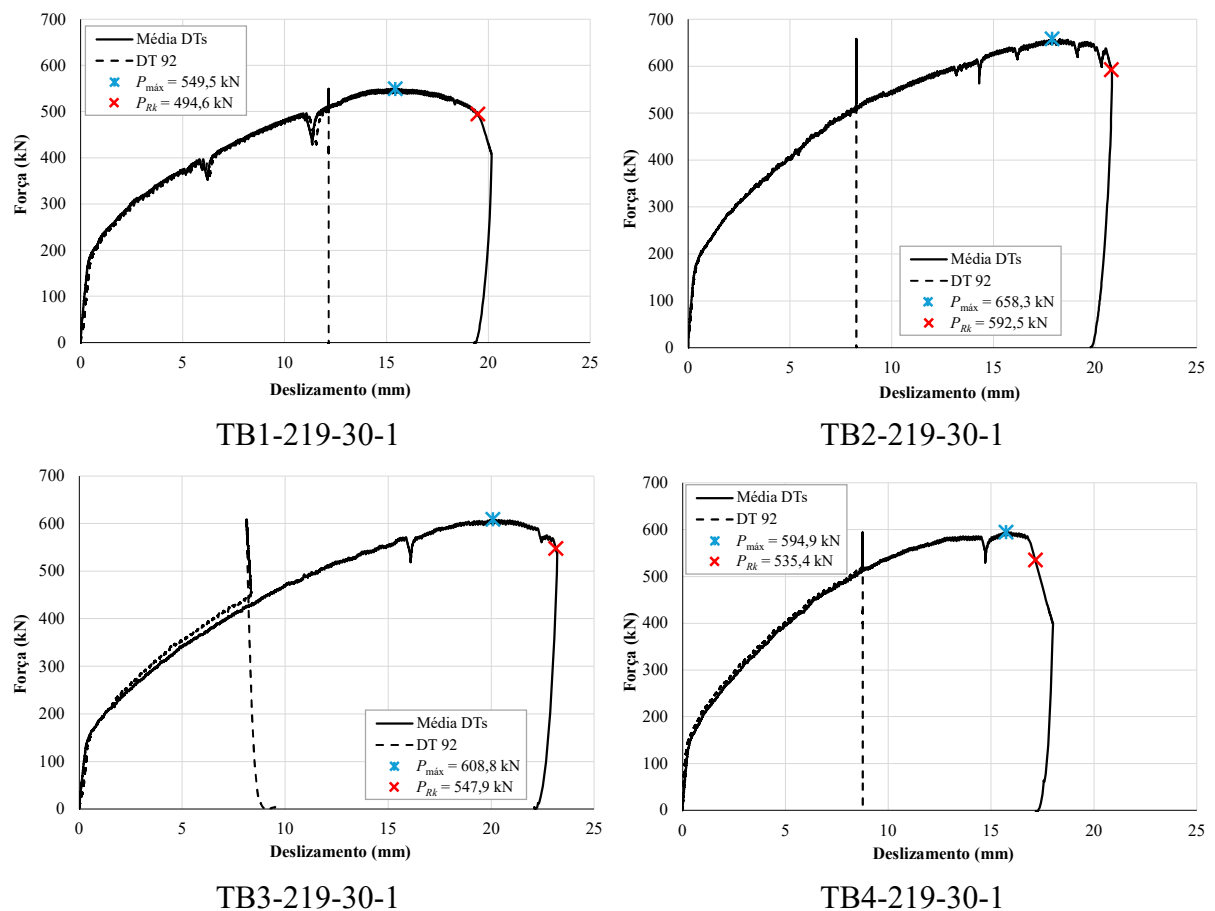
Tabela 11 – Idade e resistência do concreto e taxa de carregamento para cada modelo experimental com uma linha de conectores.

Modelo	idade do concreto	f_{cm} (MPa)	taxa de carregamento (N/s)
TB1-219-30-1	4	20,43	315
TB2-219-30-1	6	21,66	305
TB3-219-30-1	4	23,28	345
TB4-219-30-1	6	24,44	345

Fonte: a autora.

Na Figura 39 são mostradas as curvas força×deslizamento para os modelos com uma linha de conectores. A curva *Média DTs* representa o deslizamento obtido por meio do cálculo da média dos valores lidos pelos DTs da chapa de transferência do carregamento (transdutores de deslocamento nº 57, 58, 59 e 60, conforme indicado na Figura 35). A curva *DT 92* representa o deslizamento lido pelo transdutor de deslocamento posicionado embaixo do corpo de prova, apontando para a cantoneira soldada na chapa central.

Figura 39 – Curvas força×deslizamento para os modelos com uma linha de conectores.



Fonte: a autora.

Nota-se que a leitura do DT 92 foi interrompida durante todos os ensaios, pois o fim de curso do transdutor foi atingido. Em todos os modelos a leitura de deslizamento não atingiu os 10 mm pois este sensor apresentava o resíduo da leitura de deslizamento da primeira etapa do carregamento (realização de dois ciclos de carga, conforme descrito no item 4.3.5). A exceção foi o modelo TB1-219-30-1, no qual o sensor foi reposicionado ao atingir-se a carga de 370 kN. Mesmo com o reposicionamento, o sensor atingiu novamente o fim de curso, e, por motivos de segurança, o sensor não foi reposicionado novamente nesse ensaio, e optou-se por não reposicioná-lo nos ensaios posteriores. Dada a elevada semelhança entre as curvas *Média DTs* e *DT 92*, no trecho em que há a leitura de dados, pode-se assumir que a curva da média dos transdutores representa satisfatoriamente o comportamento do modelo durante o ensaio. Destaca-se que não era possível adotar um sensor de 20 mm de curso para a medição do deslocamento na região inferior do corpo de prova devido à falta de espaço para o seu posicionamento. Ressalta-se, ainda, que as quedas de força observada nas curvas antes do descarregamento do modelo se devem a pausas realizadas no ensaio, para verificação dos componentes de aquisição de dados e avaliação do corpo de prova.

De maneira geral, observam-se comportamentos similares entre as curvas dos modelos com uma linha de conectores. Inicialmente, até cerca de $0,3P_{rk}$, os modelos apresentam elevada rigidez. Na sequência, os modelos apresentam uma degradação da rigidez, denotada pela mudança de inclinação da curva. Após esse ponto, os modelos apresentam um aumento de capacidade resistente associado a um elevado deslizamento, podendo ainda apresentar outra perda de rigidez (como no caso dos modelos TB2-219-30-1 e TB4-219-30-1, para os níveis de força de $0,85P_{rk}$ e $0,91P_{rk}$, respectivamente) antes de atingir a força máxima. Após o pico de força máxima há um decréscimo de capacidade resistente, indicando que os modelos não eram mais capazes de resistir aos esforços atuantes. No modelo TB4-219-30-1, a queda de capacidade resistente é mais acentuada do que nos demais modelos, dando indícios de ruptura da conexão (discutido no item 5.6.2.1).

Na Tabela 12 são apresentados os resultados obtidos para cada um dos modelos com uma linha de conectores, contendo: força máxima ($P_{m\acute{a}x}$); força característica (P_{rk}); deslizamento correspondente à força máxima (δ); deslizamento característico (δ_{uk}); e a rigidez da conexão (k_{sc}), obtida tanto pela observação do comportamento da curva (rigidez inicial) quanto pelo uso da equação do EC4 (EN 1994-1-1:2004). Também são apresentados a média, o desvio padrão (D.P.) e o coeficiente de variação (C.V.) de cada um dos resultados obtidos.

Tabela 12 – Resumo dos resultados dos modelos com uma linha de conectores

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_{uk} (mm)	k_{sc} (kN/mm)	
					inicial	EC4
TB1-219-30-1	549,5	494,6	15,4	17,5	428 (0,36 P_{rk})	88
TB2-219-30-1	658,3	592,5	17,9	18,7	400 (0,30 P_{rk})	80
TB3-219-30-1	608,8	547,9	20,1	20,8	359 (0,26 P_{rk})	59
TB4-219-30-1	594,9	535,4	15,7	17,1	414 (0,27 P_{rk})	84
Média	602,9	542,6	17,3	18,5	400,3 (0,30 P_{rk})	77,8
D.P	44,8	40,3	2,2	1,7	29,8	12,9
C.V	7,4%	7,4%	12,7%	9,0%	7,4%	16,6%

Fonte: a autora.

Ressalta-se que os valores entre parênteses, nos resultados de rigidez inicial de cada modelo experimental, estão relacionados ao nível de força para o qual cada rigidez foi calculada.

Nota-se que os resultados apresentam baixos coeficientes de variação, indicando pouca variabilidade das respostas obtidas e denotando boa repetibilidade dos ensaios.

No trecho inicial do carregamento, a conexão apresenta elevada rigidez. Após a degradação da rigidez os modelos apresentam elevada capacidade de deslizamento característico (δ_{uk}), que ultrapassam o limite de 6 mm definido no EC4 (EN 1994-1-1:2004) para a caracterização de uma conexão dúctil. A ductilidade da conexão está provavelmente associada ao confinamento do concreto proporcionado pelo tubo de aço, que causa uma restrição do processo de fissuração do concreto, similar ao observado por Xiao *et al.* (2016) nos estudos de ensaio *plug-in*.

Durante a realização de cada ensaio, não foram observadas fissuras aparentes na superfície superior do corpo de prova. Após a finalização de cada ensaio, o corpo de prova foi retirado de cima dos apoios, e, também, não se observaram fissuras na região inferior.

O elevado valor de deslizamento obtido ficou evidenciado pela posição final da chapa central, que quase coincidia com a superfície inferior do concreto, como exemplificado pelo modelo TB1-219-30-1 na Figura 40.

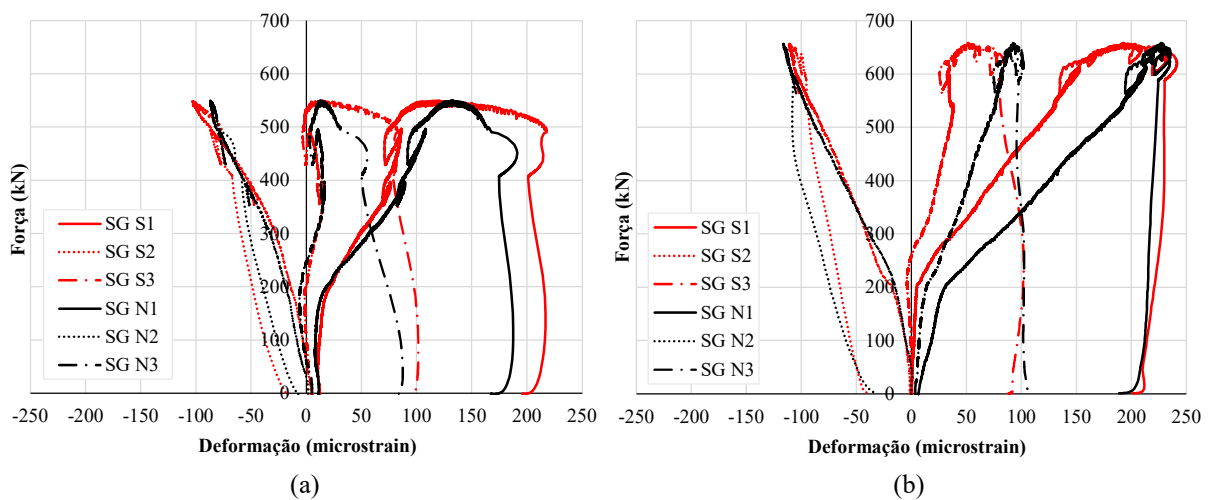
Figura 40 – Região inferior do modelo TB1-219-30-1 após a finalização do ensaio.



Fonte: a autora.

As deformações medidas pelos extensômetros instalados nos modelos TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1 são apresentadas na Figura 41.

Figura 41 – Curva força×deformação para o modelo: (a) TB1-219-30-1; (b) TB2-219-30-1.



Fonte: a autora.

Os resultados apontam maiores deformações por tração na direção circunferencial do tubo (SG-1), como era de se esperar. Os extensômetros SG-3, que medem as deformações por cisalhamento, também apresentam leituras de deformação por tração, porém de menores magnitudes. Os extensômetros da direção axial (SG-2) apresentam leituras de deformação por compressão. De maneira geral, as deformações lidas pelos extensômetros foram pequenas, menores do que 0,25%. Por essa razão, optou-se por não utilizar mais essa ferramenta nos ensaios dos demais corpos de prova.

4.4.2 Modelos com duas linhas de conectores

Na Tabela 13 é apresentado um resumo com a idade do concreto de cada modelo com duas linhas de conectores e sua resistência à compressão correspondente (já apresentada anteriormente na Tabela 7), bem como a taxa de carregamento aproximada do ensaio.

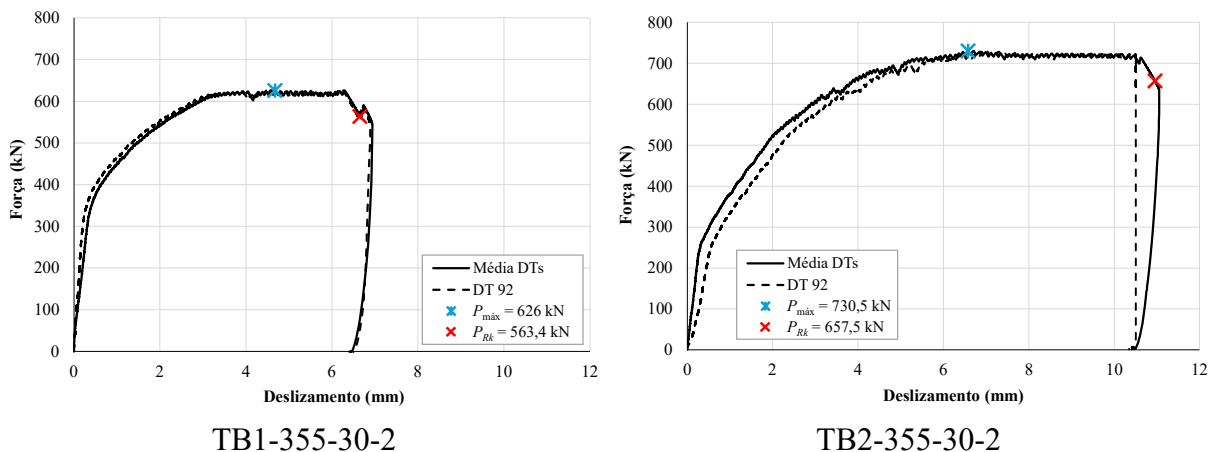
Tabela 13 – Idade e resistência do concreto e taxa de carregamento para cada modelo experimental com duas linhas de conectores.

Modelo	idade do concreto	f_{cm} (MPa)	taxa de carregamento (N/s)
TB1-355-30-2	4	20,43	407
TB2-355-30-2	6	21,76	432

Fonte: a autora.

Na Figura 42 são mostradas as curvas força×deslizamento para os modelos com duas linhas de conectores, incluindo a curva *Média DTs* e a curva *DT 92*, como já explicado no item 4.4.1.

Figura 42 – Curvas força×deslizamento para os modelos com duas linhas de conectores.



Fonte: a autora.

Observam-se comportamentos similares entre as curvas dos modelos com duas linhas de conectores. Inicialmente, os modelos apresentam elevada rigidez, até cerca de $0,6P_{Rk}$ para o modelo TB1-355-30-2 e $0,38P_{Rk}$ para o modelo TB2-355-30-2. Na sequência, os modelos apresentam uma degradação da rigidez, denotada pela mudança de inclinação da curva. Após esse ponto, os modelos apresentam um aumento tanto na capacidade resistente quanto no deslizamento, até atingir um nível de carregamento próximo da força máxima. A partir daí, são observadas poucas oscilações na força, até que se atinja o pico, e há evolução apenas do deslizamento. Os ensaios foram paralisados segundo o critério de constância da capacidade resistente associada a um deslizamento crescente, ou seja, os modelos não apresentavam tendência de crescimento ou diminuição da força resistida, mas o deslizamento continuava

progredindo. O ensaio do modelo TB1-219-30-1 foi paralisado prematuramente, antes que se ultrapassasse com folga os 6 mm de deslizamento, devido a uma interpretação equivocada dos deslocamentos totais lidos.

Na Tabela 14 são apresentados os resultados obtidos para cada um dos modelos com duas linhas de conectores.

Tabela 14 – Resumo dos resultados dos modelos com duas linhas de conectores.

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_{uk} (mm)	k_{sc} (kN/mm)	
					Curva	EC4
TB1-355-30-2	626,0	563,4	4,67	5,98	895 (0,60 P_{rk})	668
TB2-355-30-2	730,5	657,5	6,57	9,81	833 (0,38 P_{rk})	291
Média	678,3	610,4	5,6	7,9	864 (0,49 P_{rk})	479,5
D.P	73,9	66,5	1,3	2,7	43,8	266,6
C.V	10,9%	10,9%	23,9%	34,3%	5,1%	55,6%

Fonte: a autora.

Novamente, os resultados de força máxima e de rigidez inicial obtidos a partir da curva apresentam baixos coeficientes de variação. Para os deslizamentos, tanto máximos quanto característicos, e para a rigidez obtida pelo EC4 (EN 1994-1-1:2004), os coeficientes de variação são mais elevados, principalmente devido à paralisação prematura do ensaio TB1-355-30-2, que pode ter influenciado no real deslizamento na interface aço-concreto.

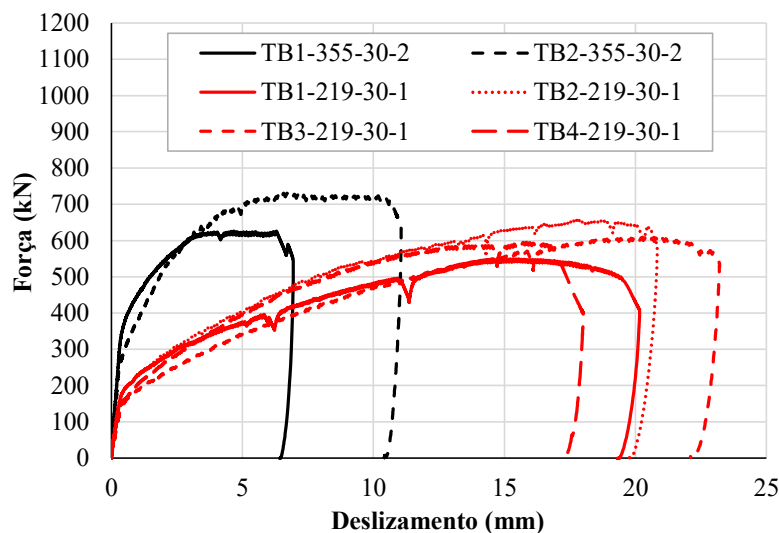
Observando o trecho inicial das curvas, nota-se que a conexão com duas linhas de conectores apresenta elevada rigidez. Quanto ao critério de ductilidade, o modelo TB1-355-30-2 apresentou deslizamento característico no limiar do critério de classificação do EC4 (EN 1994-1-1:2004), enquanto o modelo TB2-355-30-2 ultrapassou esse marco. Entretanto, ao se observar o comportamento das curvas, pode-se afirmar que havia uma tendência de continuação do deslizamento para uma capacidade resistente constante, o que leva a crer que o deslizamento da conexão aparentemente seria maior do que o identificado nos ensaios, caracterizando a conexão de ambos os modelos como dúctil.

Após a finalização de cada ensaio, o modelo foi retirado dos apoios e não apresentava fissuras no concreto da região superior. Todavia, a região inferior sofreu um pequeno deslocamento do concreto na lateral da abertura deixada pelo bloco de impressão 3D (conforme discutido no item 5.6.2.2).

4.4.3 Comparação entre os modelos experimentais

Na Figura 43 são apresentadas as curvas força×deslizamento de todos os modelos experimentais do estudo, considerando as curvas *Média DTs* da Figura 39 e da Figura 42.

Figura 43 – Curvas força×deslizamento para os modelos experimentais.



Fonte: a autora.

Na pesquisa de Xu e Liu (2019), os autores apresentam diversos estudos que propõem maneiras de obter a rigidez ao cisalhamento do conector *stud bolt*. De maneira geral, pode-se admitir que um *stud bolt* com diâmetro de 19 mm tem uma rigidez aproximada de 100 kN/mm. Comparando-se os valores da rigidez inicial dos modelos experimentais com a rigidez aproximada do *stud bolt*, um conector considerado flexível, pode-se inferir que a conexão com conectores do tipo bloco pode ser considerada rígida no estágio inicial do desenvolvimento do deslizamento. Observando-se, ainda, os trechos em regime elástico das curvas experimentais, nota-se que o emprego de dois conectores do tipo bloco aumenta em pouco mais do que o dobro a rigidez da conexão.

Diferentemente do que ocorre numa peça fletida sujeita a carregamento distribuído uniforme, em que o fluxo de cisalhamento é linearmente variável, num ensaio *push-out* o fluxo de cisalhamento é constante e, quando se tem vários conectores em linha, o fluxo vai sendo subtraído à medida que cada conector absorve uma parte dele para si. Dessa forma, o fluxo que chega nos conectores posteriores é menor do que aquele que chega nos conectores anteriores, razão pela qual é de se esperar que, sob diferentes níveis de esforço, eles sofram deslizamentos diferentes. Se isso está correto, quando há vários conectores em linha, tem-se pares de valores esforço/deslizamento distintos, o que dificulta a determinação da rigidez real da conexão (ou do conector).

Em se tratando de ductilidade, observou-se que todos os modelos apresentaram um deslizamento característico (δ_{uk}) maior do que 6 mm (exceto o modelo TB2-219-30-2, para o qual $\delta_{uk} = 5,98$ mm). De acordo com o critério do EC4 (EN 1994-1-1:2004), a conexão com conectores do tipo bloco deste estudo pode ser tratada como dúctil.

De acordo com o EC4 (EN 1994-1-1:2004), a capacidade resistente de um conector é determinada pela força máxima atingida no ensaio *push-out*, dividida pelo número de conectores. Assim, os conectores dos modelos TB-355-30-2 apresentam capacidade resistente de 339 kN, valor aproximadamente 44% menor do que o obtido para os modelos TB-219-30-1. O fato de a força resistente por linha de conectores, nos modelos com duas linhas de conectores, não ser o dobro da força medida para os modelos com uma linha de conectores indica que não houve redistribuição equânime dos esforços entre eles. Se isso tivesse ocorrido, cada um deles teria sido solicitado individualmente com esforço de mesma magnitude. Isso pode explicar o fato de o modelo com duas linhas de conectores alcançar uma capacidade resistente similar à do modelo com uma linha de conectores, sinalizando que, na verdade, as linhas não foram mobilizadas igualmente. Outro fato que colaboraria para a validação dessa hipótese seria o deslizamento dos modelos com duas linhas de conectores ser similar ao modelo com uma linha de conectores. Entretanto, como os ensaios dos modelos TB-355-30-2 foram encerrados por um critério de uniformidade da capacidade resistente, e não pela observação efetiva de uma falha, essa afirmação não pode ser verificada.

A diferença de propriedades geométricas e mecânicas (diâmetro e espessura dos tubos, resistências dos aços das chapas e dos conectores, espessura da chapa central e concretagem em diferentes datas) entre os modelos experimentais com uma e com duas linhas de conectores dificultam a comparação dos resultados, não sendo possível identificar como cada propriedade influencia nos resultados obtidos.

5 MODELOS NUMÉRICOS

Com base nos resultados experimentais, desenvolveu-se um modelo numérico em elementos finitos, capaz de representar o comportamento do experimento e auxiliar na compreensão dos modos de falha dos modelos.

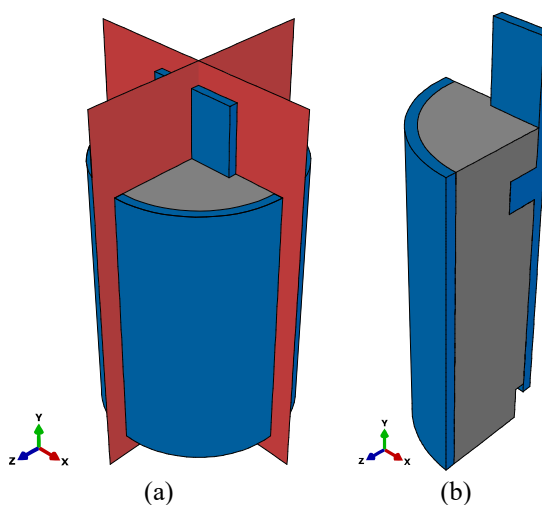
Nos itens seguintes são descritas as características dos modelos numéricos, desenvolvidos com o auxílio do software ABAQUS (versão 6.12-1). Destaca-se que os modelos numéricos foram nomeados como TB-219-30-1 e TB-355-30-2, de maneira similar aos modelos experimentais.

5.1 Geometria dos modelos numéricos

As dimensões geométricas dos modelos numéricos foram adotadas conforme o projeto dos modelos experimentais, apresentados anteriormente na Figura 22.

Por se tratar de um modelo simétrico em dois planos, tanto em geometria quanto em condições de carregamento, o modelo numérico foi idealizado considerando-se apenas 1/4 do modelo experimental completo. Essa estratégia traz economia de tempo e de recursos computacionais, sem prejuízo dos resultados a serem obtidos. Na Figura 44 são ilustrados o modelo completo e o modelo delimitado pelos dois planos de simetria.

Figura 44 – Modelagem numérica: (a) modelo completo, com dois planos de simetria; (b) 1/4 do modelo, delimitado pelos planos de simetria.

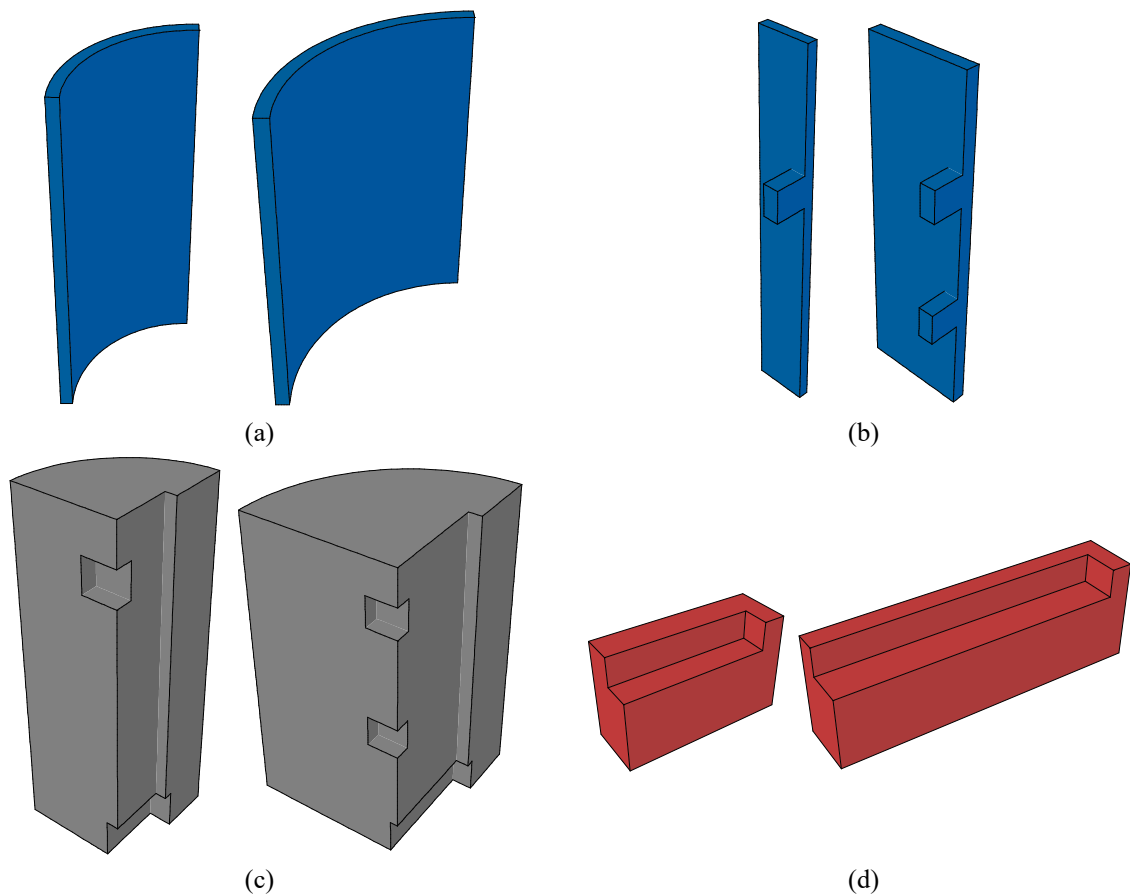


Fonte: a autora.

Ressalta-se que os eixos globais seguiram a orientação apresentada na Figura 44 para todos os modelos deste trabalho, em que o eixo y indica a direção longitudinal (vertical), o eixo x indica a direção normal ao plano que divide o conector e a chapa, e o eixo z indica a direção normal ao plano da chapa.

O modelo numérico foi constituído das seguintes partes: tubo de aço que confina o concreto (Figura 45a); chapa de aço central na qual o conector de cisalhamento do tipo bloco é soldado (Figura 45b); e o concreto que preenche o tubo de aço (Figura 45c). O espaçador plástico utilizado sob a chapa de aço no ensaio também foi modelado (Figura 45d), apenas com o intuito de recortar o concreto na região inferior.

Figura 45 – Partes dos modelos numéricos: (a) tubo de aço (b) chapa de aço com conector do tipo bloco; (c) concreto; (d) bloco de apoio.



Fonte: a autora.

5.2 Propriedades dos materiais

Nos próximos itens são apresentados os modelos constitutivos adotados para cada parte do modelo numérico.

5.2.1 Modelo constitutivo para o aço estrutural

O aço estrutural é utilizado na modelagem do tubo, da chapa central e dos conectores. As propriedades mecânicas de cada parte de aço utilizadas no modelo numérico estão de acordo com os valores dos modelos experimentais apresentados no item 4.2.1 e são indicados na Tabela 15.

Tabela 15 – Propriedades dos aços estruturais dos modelos numéricos.

Modelo	Parte	Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Along. (%)
TB-219-30-1	Tubo	VMB 350	350	485	-
	Chapa	ASTM A572 GR50	393	525	44
	Conector	ASTM A572 GR50	442	531	46
TB-355-30-2	Tubo	VMB 350	350	485	-
	Chapa	ASTM A572 GR50	404	517	39
	Conector	WS 350 GERDAU	503	601	42

Fonte: a autora.

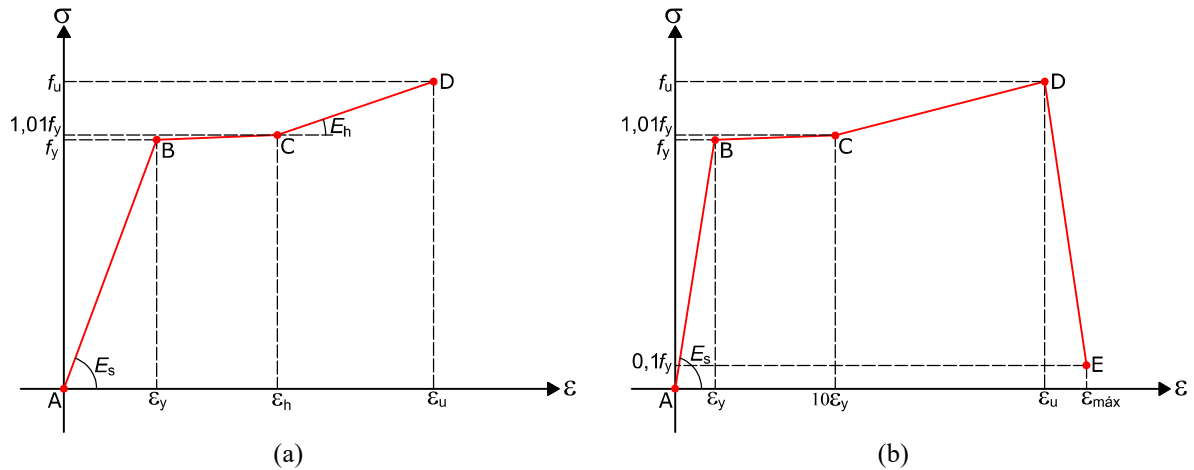
Para a representação das propriedades do aço em regime elástico, adotou-se o módulo de elasticidade de $E_s = 200000$ MPa e o coeficiente de Poisson de $\nu_s = 0,3$. Para a representação da densidade do aço, adotou-se $\rho_s = 7850$ kg/m³.

Para a representação do aço estrutural do tubo adotou-se um diagrama tensão×deformação com representação do encruamento e sem representação da ruptura. O final do patamar de escoamento foi definido como a deformação $\varepsilon_h = 10\varepsilon_y$. O módulo de encruamento (E_h) foi adotado como 2700 MPa, conforme indicado por Byfield e Dhanalakshmi (2002). A representação da curva do aço estrutural do tubo, com indicação dos pontos que a definem, é apresentada na Figura 46a.

O aço da chapa e do conector necessitou de uma representação mais cuidadosa, visto que, na região de junção desses elementos, é possível que ocorra uma falha da conexão. Além disso, ambos os materiais possuem certificados que atestam suas propriedades e podem, então, ser representados com maior fidelidade. Assim, definiu-se uma curva tensão×deformação conforme ilustrado na Figura 46b. O ponto A é o início da curva, seguido pelo ponto B, definido pela resistência ao escoamento (f_y) e a deformação de escoamento (ε_y), caracterizando o trecho elástico-linear. Em seguida tem-se o ponto C, que define o patamar de escoamento como uma reta com inclinação de 1% e deformação equivalente a $10\varepsilon_y$. Na sequência, há um trecho de encruamento até atingir o ponto D, caracterizado pela resistência à ruptura (f_u) e pela

deformação de ruptura (ε_u), dada pelo alongamento do certificado do aço. Por fim, há uma fase descendente que simula uma ruptura do material, até atingir o ponto E, caracterizado por uma resistência de 10% da resistência ao escoamento e uma deformação de cerca de 5% maior do que a deformação de ruptura.

Figura 46 – Modelo constitutivo para o aço: (a) do tubo; (b) da chapa e do conector.



Fonte: a autora.

5.2.2 Modelo constitutivo do concreto

Para a representação numérica do comportamento do concreto, é necessário informar os parâmetros elásticos do material, quais sejam o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade, e os parâmetros plásticos do material, definidos, neste trabalho, pelo modelo *Concrete Damaged Plasticity*, da própria biblioteca do ABAQUS.

5.2.2.1 Parâmetros elásticos do concreto

O coeficiente de Poisson adotado para o concreto foi de $\nu_c = 0,2$. Para a representação da densidade do concreto, adotou-se $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$, um valor genérico muito próximo do resultado medido experimentalmente e indicado no item 4.2.3.1. O módulo de elasticidade (E_{cm}) foi calculado segundo a Eq. (7), proposta pelo EC2 (EN 1992-1-1:2010).

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (7)$$

onde f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto, em MPa.

Os valores das resistências médias à compressão (f_{cm}) de cada modelo numérico foram tomados como a média das resistências obtidas para os modelos experimentais TB-219-30-1 e

TB-355-30-2 nas datas em que eles foram ensaiados (4 e 6 dias). Na Tabela 16 são apresentados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade adotado em cada modelo numérico.

Tabela 16 – Resistências à compressão e módulos de elasticidade adotados para cada modelo numérico.

Modelo	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (MPa)
TB-219-30-1	22,5	27870,8
TB-355-30-2	21,0	27484,5

Fonte: a autora.

5.2.2.2 Parâmetros plásticos do concreto

O modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) requer a definição de cinco parâmetros de plasticidade: o ângulo de dilatação (ψ), a excentricidade (ϵ), a relação entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), o fator de forma (K) e o parâmetro de viscosidade (μ). Uma descrição mais detalhada sobre cada um desses parâmetros pode ser encontrada em Petruski (2016).

Os valores de cada variável utilizada para configurar o CDP estão indicados na Tabela 17. Ressalta-se que todas as variáveis foram adotadas conforme recomendação do próprio software (SIMULIA, 2012), com exceção do ângulo de dilatação.

Segundo Tao *et al.* (2013), o ângulo de dilatação pode sofrer uma redução conforme o confinamento aumenta. Assim, com base no cálculo do fator de confinamento, dado pela Eq. (8), os autores propuseram a Eq. (9), baseada em uma análise de regressão, para definir o ângulo de dilatação para pilares mistos de aço e concreto com seção circular.

$$\xi_c = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (8)$$

$$\psi = \begin{cases} 56,3 (1 - \xi_c) & \text{para } \xi_c \leq 0,5 \\ 6,672 e^{\frac{7,4}{4,64 + \xi_c}} & \text{para } \xi_c > 0,5 \end{cases} \quad (9)$$

onde:

- ξ_c é o fator de confinamento do concreto;
- A_s é a área da seção transversal do tubo de aço;
- f_y é a resistência ao escoamento do tubo de aço;
- A_c é a área da seção transversal de concreto;

f_c é a resistência à compressão do concreto.

Considerando os dados de geometria e resistências dos materiais de cada um dos modelos numéricos seriam obtidos dois ângulos de dilatação, sendo um de 17° e outro de $18,5^\circ$. Optou-se por utilizar apenas um valor para representar os dois modelos, definido como 20° .

Tabela 17 – Valores adotados para os parâmetros de plasticidade do CDP.

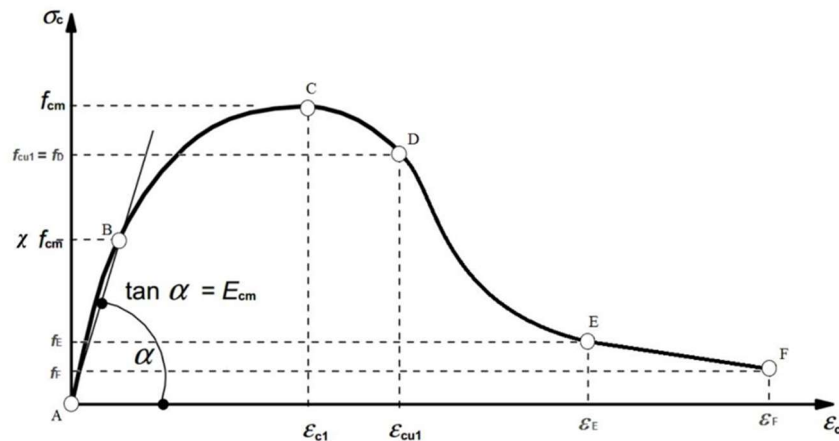
ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
20°	0,1	1,16	$2/3$	$1,0^{-5}$

Fonte: a autora.

A curva tensão×deformação adotada para a representação do concreto comprimido uniaxialmente foi a de Pavlovic *et al.* (2013), que consiste em um complemento para a curva apresentada pelo EC2 (EN 1992-1-1:2010). A proposta dos autores foi de adicionar dois trechos após a curva parabólica da norma europeia, a fim de considerar as tensões no concreto para maiores níveis de deformação.

Na Figura 47 é apresentada a curva tensão×deformação para o concreto comprimido.

Figura 47 – Modelo constitutivo para o concreto comprimido.



Fonte: Petruski (2021).

Do ponto A ao ponto D, a curva segue a Eq. (10), proposta pela EN-1992-1-1:2010.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \eta} \quad (10)$$

onde:

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

σ_c é a tensão de compressão no concreto;

k é dado por: $1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$;

η é dado por: $\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$;

ε_{c1} é a deformação correspondente à tensão máxima, dada por: $0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$.

Do ponto D ao ponto F tem-se a primeira extensão proposta por Pavlovic *et al.* (2013), dada pela Eq. (11).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen} \left(\mu^{\alpha_{tD}} \alpha_{tE} \frac{\pi}{2} \right)}{\beta \text{sen} \left(\alpha_{tE} \frac{\pi}{2} \right)} + \frac{\mu_E}{\alpha} \right] & \text{para } \varepsilon_D < \varepsilon_c < \varepsilon_E \\ \frac{[f_E(\varepsilon_F - \varepsilon_c) + f_F(\varepsilon_F - \varepsilon_c)]}{(\varepsilon_F - \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_E \end{cases} \quad (11)$$

onde:

μ_ε é a coordenada relativa entre os pontos D e E, dada por: $\mu_\varepsilon = \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_D)}{(\varepsilon_E - \varepsilon_D)}$;

β é dado por: $\frac{f_{cm}}{f_{cu1}}$.

O ponto D é definido como $\varepsilon_D = \varepsilon_{cu1} = 3,5\%$ e $f_D = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$. Já o ponto E é o final do trecho senoidal com a deformação ε_E , com a resistência do concreto reduzida para f_E pelo fator $\alpha = \frac{f_{cm}}{f_E}$.

Para a calibração dos modelos numéricos, adotou-se $\alpha = 15$. De maneira a orientar os ângulos tangentes do trecho senoidal nos pontos D e E, utilizou-se $\alpha_{tD} = 0,6$ e $\alpha_{tE} = 0,8$. Para a deformação do concreto no ponto E, adotou-se $\varepsilon_E = 22\%$. Para o trecho linear E-F, adotou-se a tensão $f_F = 0,02f_{cm}$ e a deformação $\varepsilon_F = 45\%$. Por fim, considerou-se que o concreto se comporta como elástico-linear até 40% da tensão máxima de compressão.

O comportamento do concreto tracionado uniaxialmente foi representado por meio de uma curva tensão×abertura de fissuras proposta por Hordijk (1991), dada pela Eq. (12).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (12)$$

onde:

w_c é dado por $\frac{5,14 G_F}{f_{ctm}}$;

w é a abertura de fissuras;

G_f é a energia de fratura;

f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto;

c_1 é uma constante definida por Hordijk (1991), dada por $c_1 = 3,0$;

c_2 é uma constante definida por Hordijk (1991), dada por $c_2 = 6,93$.

Os dados de resistência média à tração (f_{ctm}) e de energia de fratura (G_f) foram calculados conforme prescrito pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011), utilizando-se a Eq. (13) e a Eq. (14), respectivamente.

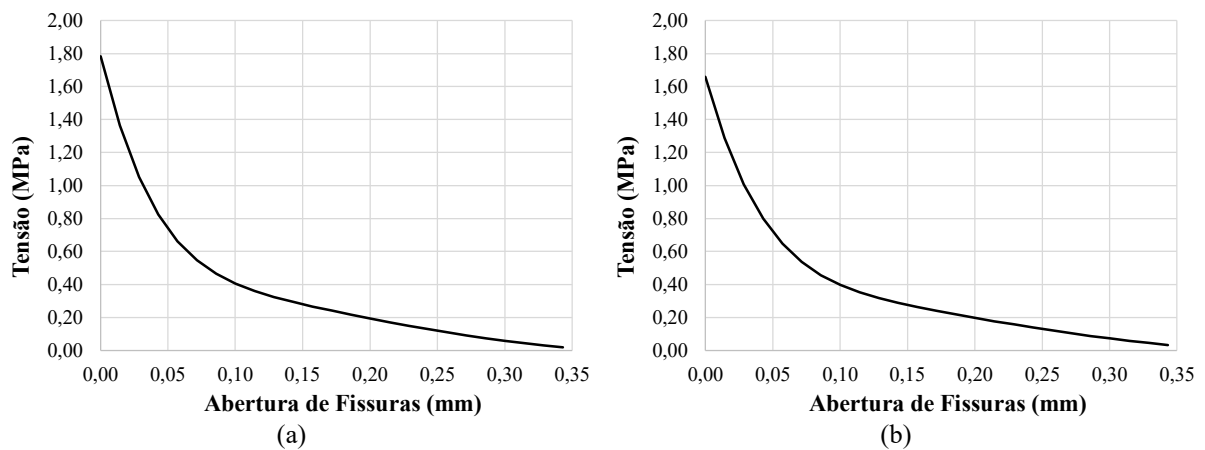
$$f_{ctm} = 0,3 (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (14)$$

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

Na Figura 48 são apresentadas as curvas tensão×abertura de fissuras para os modelos numéricos desenvolvidos.

Figura 48 – Relação tensão × abertura de fissuras para o concreto tracionado para o modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Ainda, aplicou-se o modelo de dano utilizado por Pavlovic *et al.* (2013), para avaliar a progressão do dano no concreto comprimido (D_c) e tracionado (D_t) após o pico de tensões, por meio da Eq. (15) e da Eq. (16), respectivamente.

$$D_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (15)$$

$$D_t = 1 - \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} \quad (16)$$

onde:

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

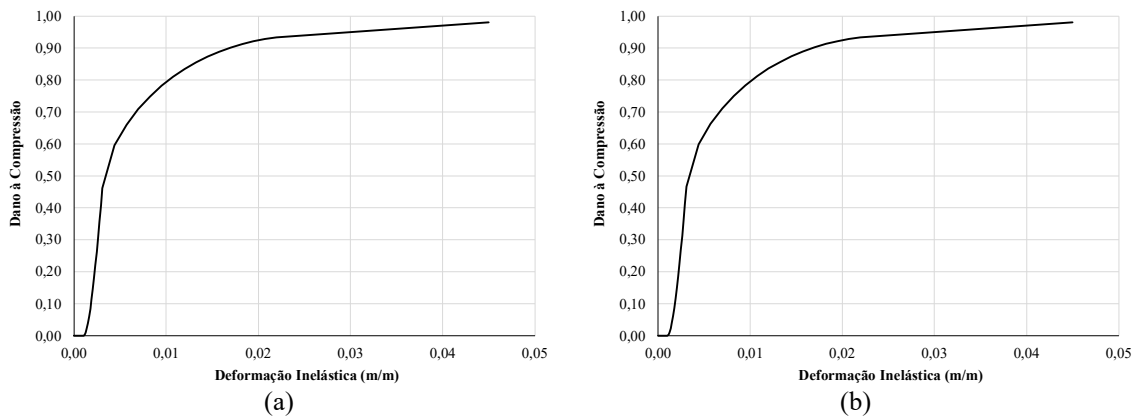
σ_c é a tensão de compressão no concreto;

f_{ctm} é a resistência à tração média do concreto;

σ_{ct} é a tensão de tração no concreto.

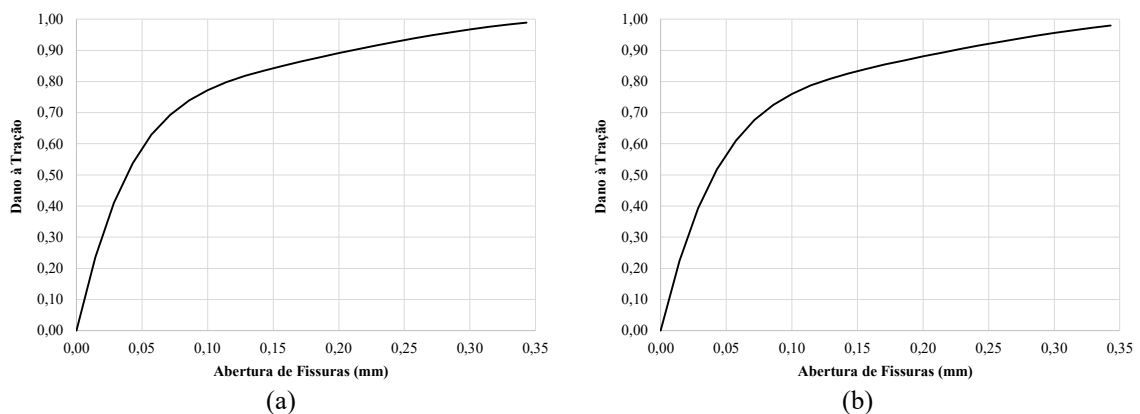
Na Figura 49 e na Figura 50 são apresentadas as curvas de dano para o concreto comprimido e tracionado, para os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho.

**Figura 49 – Relação dano × deformação para o concreto comprimido para o modelo:
(a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.**



Fonte: a autora.

**Figura 50 – Relação dano × abertura de fissuras para o concreto tracionado para o modelo:
(a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.**



Fonte: a autora.

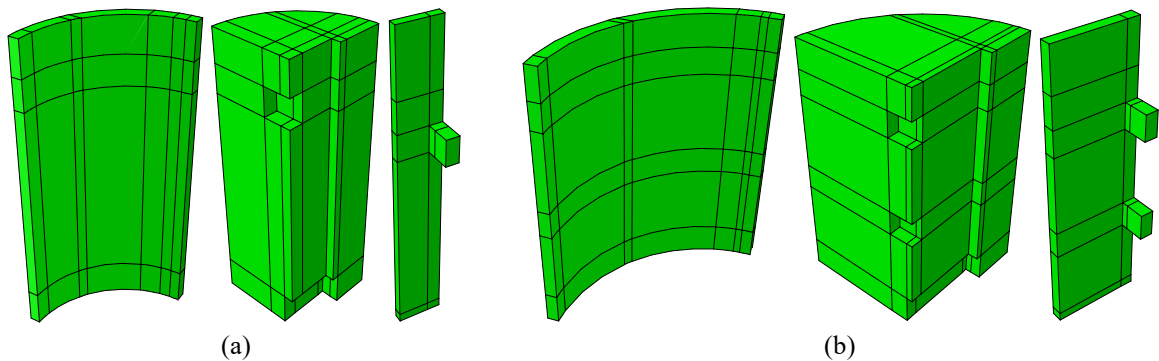
5.3 Partições dos modelos e malha de elementos finitos

No software ABAQUS, as malhas são geradas de maneira automatizada, com técnicas adequadas em função da geometria e do tipo de elemento da parte. A fim de facilitar esse

processo foram criadas partições nos modelos, dividindo-os em sub-regiões nas quais uma malha estruturada pôde ser gerada, viabilizando a aplicação de elementos hexaédricos regulares e criando uma malha de maior qualidade e com menor quantidade de elementos distorcidos.

Na Figura 51 são apresentadas as partições realizadas em cada parte constituinte do modelo numérico. Além de prezar pela geração da malha estruturada, as partições criadas em uma determinada parte foram prolongadas para as demais partes em contato, a fim de garantir a compatibilização dos nós da malha.

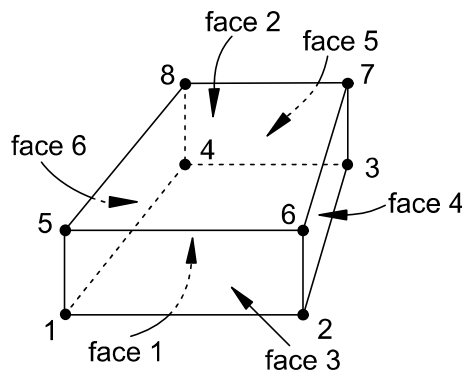
Figura 51 – Partições nos modelos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Para a malha de elementos finitos das partes dos modelos numéricos, todas de geometria tridimensional, adotou-se o elemento C3D8R (elemento sólido hexaédrico de oito nós, com três graus de liberdade por nó, com funções de interpolação linear e integração reduzida), indicado na Figura 52.

Figura 52 – Elemento sólido hexaédrico C3D8R utilizado nos modelos numéricos.



Fonte: adaptado de SIMULIA (2012).

A resposta do modelo numérico é influenciada pela dimensão dos elementos finitos utilizados na análise. Geralmente, quanto menores os elementos, mais a resposta numérica se aproxima da resposta experimental, mas, como consequência, tem-se um maior gasto de recursos computacionais e tempo de análise. A partir de um determinado refinamento de malha, a

resposta numérica tende a estabilizar, mudando apenas o tempo da análise. Para a obtenção de uma resposta aceitável com o menor custo computacional possível, é necessário a realização de um teste de malhas.

Para a realização do teste de malha, adotou-se um modelo numérico ainda não-calibrado, mas que representasse o experimento realizado em todas as características (geometria, propriedades mecânicas e de condições de contorno). Para este modelo numérico, o único fator variado foi a malha de elementos finitos. Na região da conexão, elemento principal do estudo, estabeleceu-se que a malha deveria ser mais refinada do que nas demais regiões. Na Tabela 18 são apresentados os modelos analisados, com suas respectivas malhas e tempos de processamento.

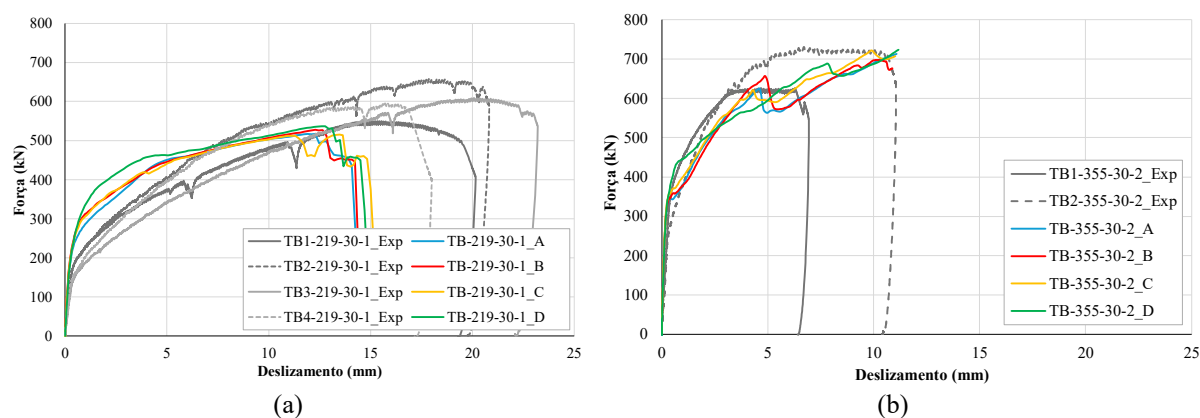
Tabela 18 – Modelos analisados no teste de malha.

Modelo	Tamanho dos elementos (mm)		Tempo de análise
	Conexão	Outras regiões	
TB-219-30-1_A	2,5	5,0	01:03:10
TB-219-30-1_B	3,0	5,5	00:44:49
TB-219-30-1_C	3,0	6,0	00:43:39
TB-219-30-1_D	4,0	8,0	00:18:27
TB-355-30-2_A	2,5	5,0	01:37:05
TB-355-30-2_B	3,0	5,5	01:02:37
TB-355-30-2_C	3,0	6,0	00:58:30
TB-355-30-2_D	4,0	8,0	00:28:28

Fonte: a autora.

Na Figura 53 são apresentadas as curvas força×deslizamento dos modelos numéricos analisados no teste de malha, em comparação com os modelos experimentais.

Figura 53 – Resultados do teste de malha: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.

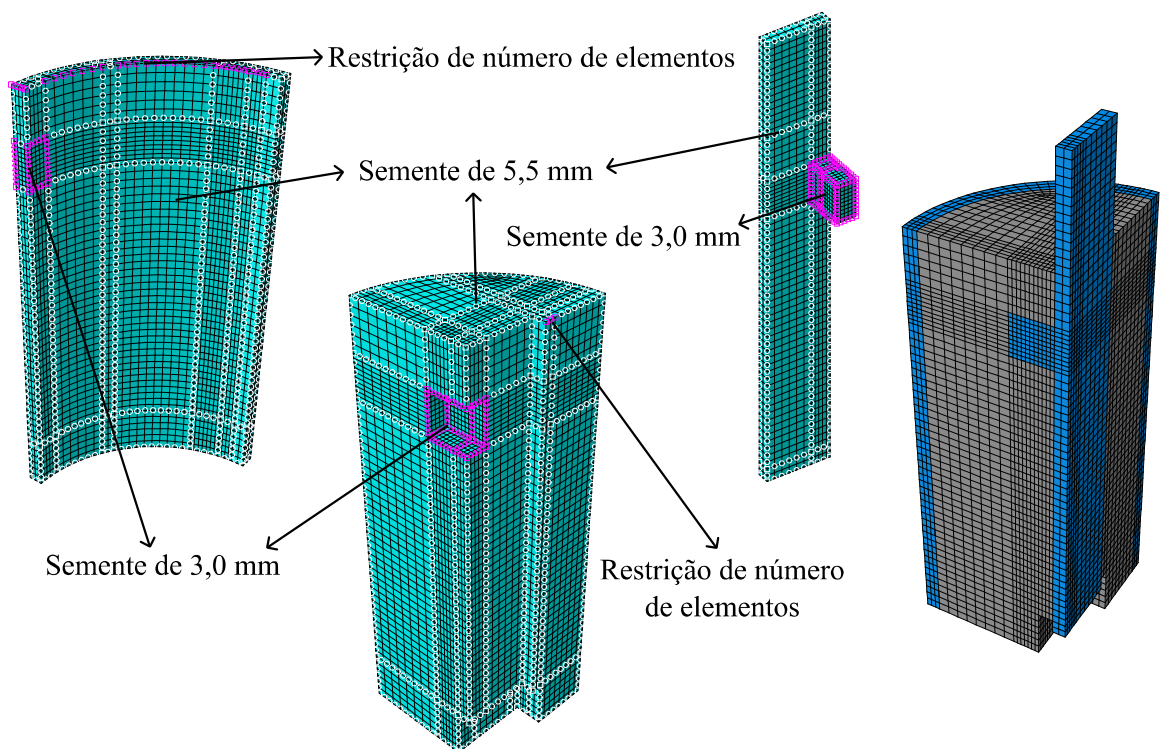


Fonte: a autora.

Levando em consideração os resultados obtidos nos testes de malha, optou-se por utilizar a malha dos modelos “B”, por representar satisfatoriamente o comportamento do modelo experimental com um tempo de análise razoável.

Após a definição do tamanho médio dos elementos de cada região, algumas modificações na malha foram propostas. Para a malha do modelo TB-219-30-1 (Figura 54), na região do tubo em contato com o concreto foi imposta a condição de que o tubo tivesse a mesma quantidade de elementos que o concreto, para que houvesse a compatibilização dos nós no contato entre as partes. Ainda, em uma região do concreto definida por partições advindas do espaçador sob a chapa, foi aplicada uma restrição de geração de dois elementos, pois a geração automática de malha proporcionava apenas um elemento na região, de dimensões maiores do que a dimensão média estabelecida.

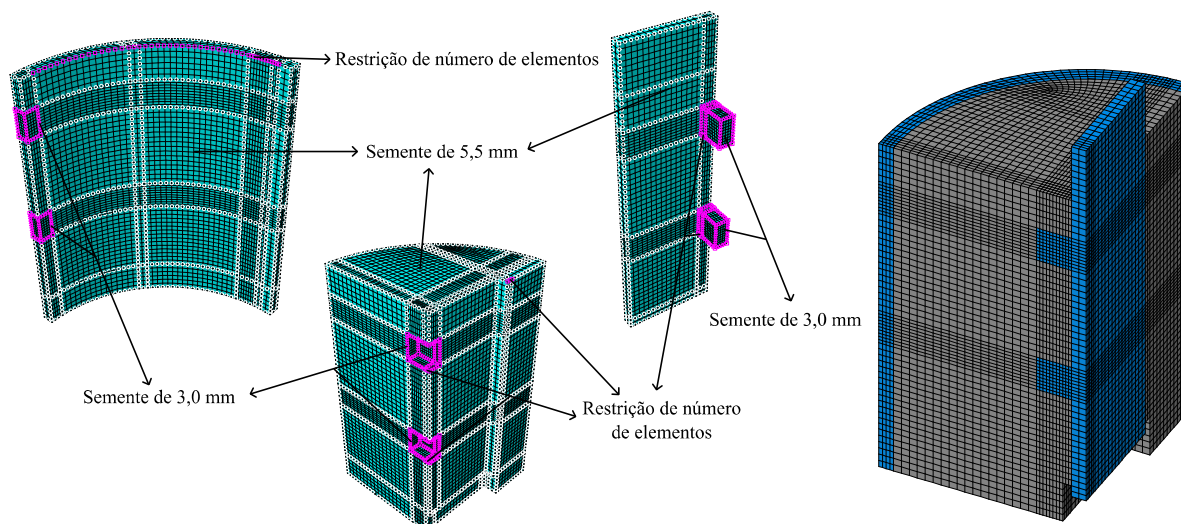
Figura 54 – Malha de elementos finitos do modelo TB-219-30-1.



Fonte: a autora.

Para a malha do modelo TB-355-30-2 (Figura 55), além das condições advindas do modelo TB-219-30-1, na região do conector entre a chapa e a partição, foi imposta uma restrição de geração de três elementos finitos, pois a geração automática deixava a região com apenas dois elementos finitos, de dimensões maiores do que a dimensão média estabelecida.

Figura 55 – Malha de elementos finitos do modelo TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

5.4 Condições de contorno e carregamento

Na sequência, são apresentadas as interações entre as partes do modelo, bem como as definições de apoio e simetria, além do método de aplicação do carregamento.

5.4.1 Interações entre as partes dos modelos

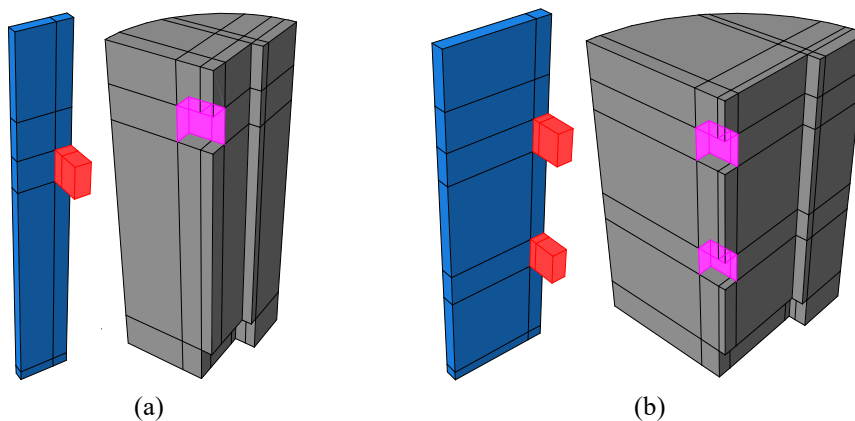
Em um modelo numérico, as interações dizem respeito à maneira como as partes se relacionam. Essa relação se dá por meio de condições matemáticas que compatibilizam os deslocamentos nodais de regiões comuns a diferentes partes, de forma que elas trabalhem solidariamente.

Para representar a interação entre a chapa de aço e o(s) conector(es) a ela soldado(s), definiu-se uma parte composta por ambos os elementos, atribuindo-lhes apenas materiais diferentes. Essa estratégia de modelagem poupa o software de computar o contato entre elementos distintos e elimina a existência de deslocamentos relativos entre conector e chapa.

Para representar a interação entre conector e concreto, foram utilizadas duas condições diferentes. Nas faces lateral, frontal e superior, adotou-se uma condição do tipo *hard contact* com permissão de separação entre os elementos e com a consideração de contato tangencial com atrito, visto que não havia desmoldante nessa região. A interação *hard contact* garante a transferência de esforços entre os componentes, mas não impede que haja um deslocamento relativo entre eles (Petrauski, 2021). Definiu-se o coeficiente de atrito entre o aço e concreto, sem qualquer graxa lubrificante entre os materiais, como $\mu = 0,3$ (Wang *et al.*, 2019; Almeida

et al., 2020). Na Figura 56 é ilustrada a condição de contato descrita, com a região do conector definida como superfície mestra e a região do concreto definida como superfície subordinada.

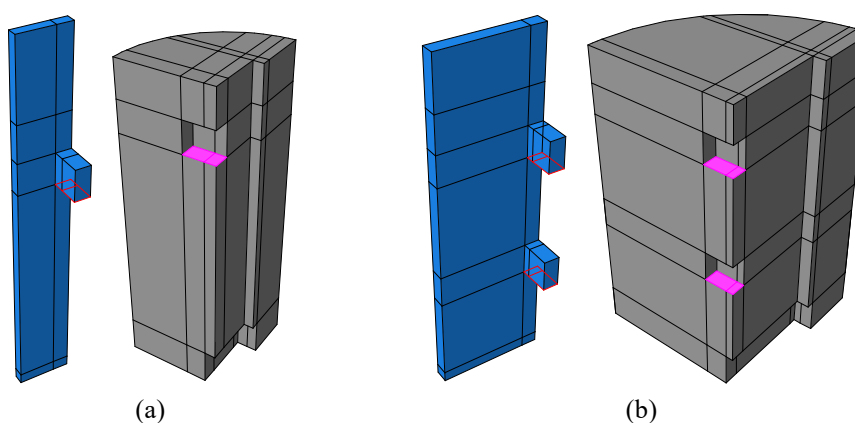
Figura 56 – Interação *hard contact* entre o conector e o concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Na região inferior do conector, optou-se por adotar uma restrição do tipo *tie constraint* (restrição de nó), que amarra os nós das superfícies em contato, impondo a mesma deslocabilidade a todos eles. A utilização dessa condição levou em conta dois fatores: a direção do carregamento, que faz com que essas superfícies nunca se separem; e a elevada distorção dos elementos finitos nessa região, quando se adotava a mesma condição *hard contact* entre conector e concreto descrita anteriormente. Na Figura 57 é apresentada a região inferior do conector, definida como superfície mestra (em vermelho), e a região do concreto, definida como superfície subordinada (em rosa).

Figura 57 – Interação *tie* entre o conector e o concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



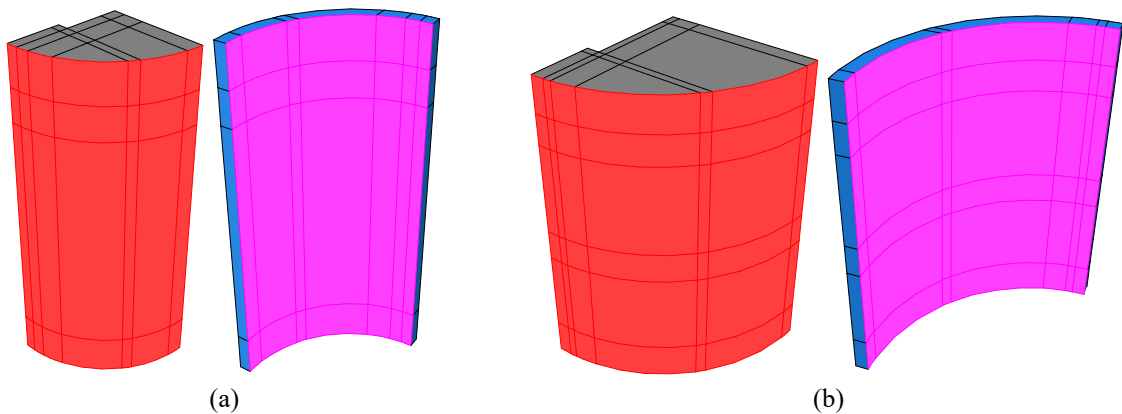
Fonte: a autora.

A interação entre o tubo de aço e o concreto foi também representada pela interação *hard contact* entre as superfícies de cada material. Para essa interação, definiu-se um contato normal entre os dois materiais, considerando um atrito reduzido entre eles ($\mu = 0,15$), representando o

uso de graxa lubrificante para reduzir o atrito entre as partes do modelo experimental, e não permitindo sua separação após o contato. Essa última condição foi necessária pois, durante análises prévias, notou-se que o concreto confinado pelas laterais e pela região inferior tendia a escorregar para fora do tubo pela região superior, o que não representava um fenômeno observado no ensaio experimental e impedia os modelos de atingirem a resistência dos experimentos.

Na Figura 58 é apresentada a interação descrita, indicando o concreto como superfície mestra (região em vermelho) e o tubo de aço como superfície subordinada (região em rosa).

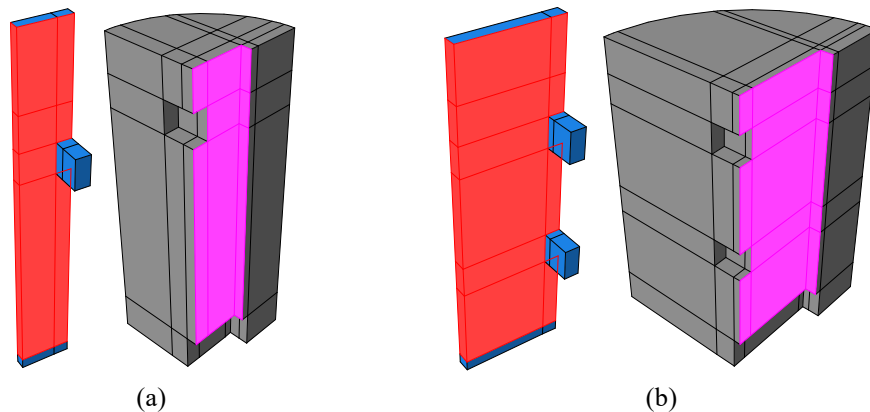
Figura 58 – Interação *hard contact* entre o concreto e o tubo de aço: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

A mesma interação definida para o contato entre concreto e tubo de aço foi adotada para a interação entre o concreto e a chapa de aço que contém o conector do tipo bloco, utilizando-se de um contato normal com atrito reduzido ($\mu = 0,15$), mas com permissão de separação entre as partes, visto que uma superfície desliza em relação à outra e que há a presença de graxa lubrificante para a redução do atrito. Designou-se a chapa de aço como superfície mestra (vermelha), e o concreto como a superfície subordinada (rosa), como indicado na Figura 59.

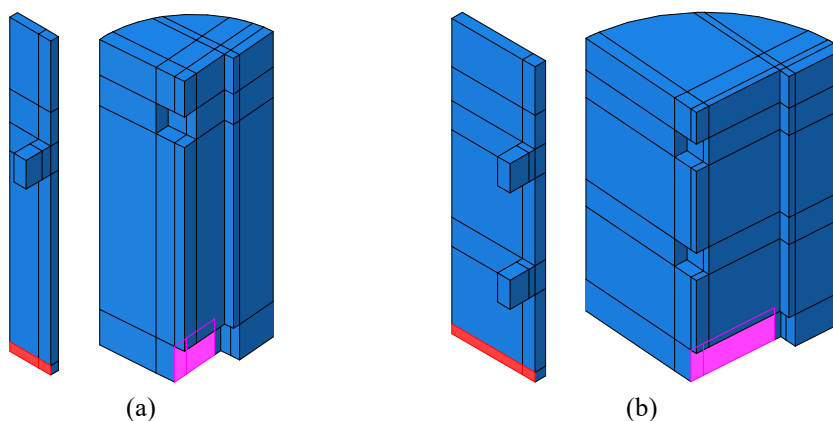
Figura 59 – Interação *hard contact* entre o concreto e a chapa de aço: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Na região inferior do concreto, indicada na Figura 60, foi necessário adotar um contato do tipo *hard contact*, com permissão de separação entre elementos e sem atrito para a interação tangencial, para evitar a acentuada deformação dos elementos nessa região, que ocasionava o encerramento prematuro da análise. Na Figura 60 é indicada a região inferior da chapa de aço (superfície mestra - em vermelho) e a do concreto (superfície subordinada - em rosa).

Figura 60 – Interação *hard contact* entre as regiões inferiores da chapa de aço e do concreto: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.

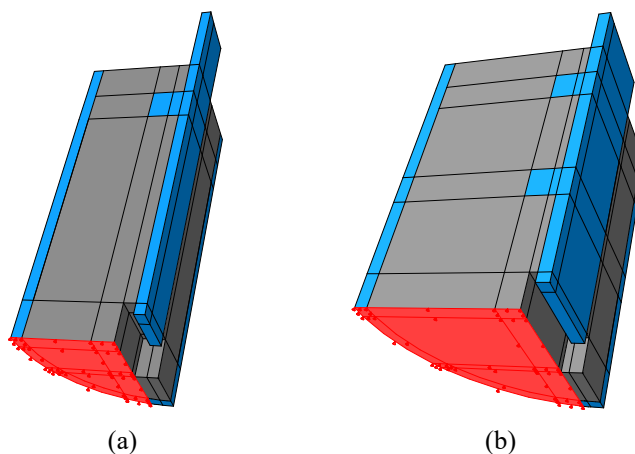


Fonte: a autora.

5.4.2 Condições de apoio e de simetria

Conforme explicado no item 4.3.2, os modelos experimentais foram apoiados em dois consoles de aço, espaçados em cerca de 2 cm para permitir a leitura dos deslocamentos da chapa durante o ensaio, resultando em uma faixa central de elementos do modelo sem apoio em nenhuma superfície. Para representar essa situação, a superfície inferior foi selecionada para atuar como apoio do modelo (Figura 61), com exceção da região delimitada pela largura do espaçador sob a chapa, impondo-se uma condição de deslocamento vertical nulo.

Figura 61 – Região de apoio dos modelos numéricos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.

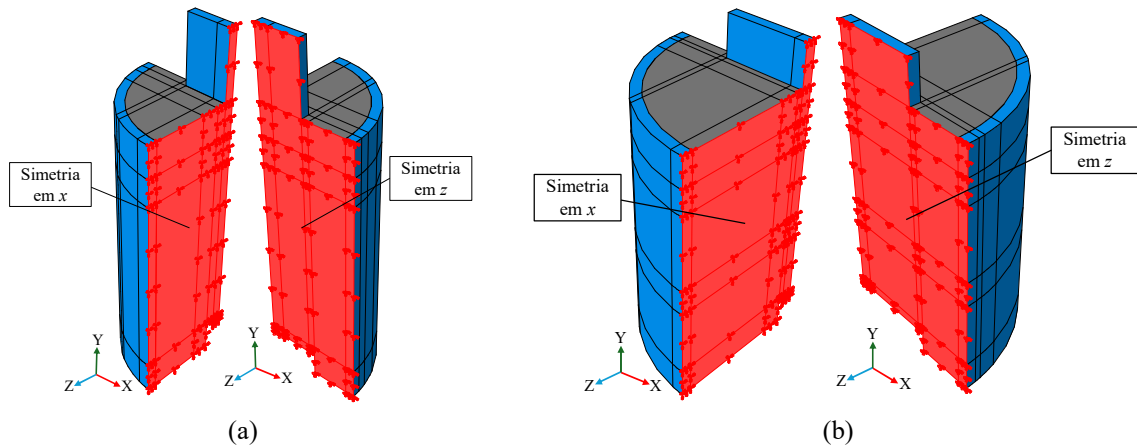


Fonte: a autora.

Com relação às condições de simetria, definir um plano de simetria implica em dizer que essa região tem deslocamentos nulos na direção normal ao plano, bem como rotações nulas em relação aos eixos que definem esse plano.

Uma das condições de simetria foi imposta no plano yz do modelo numérico, que passa pelo centro do(s) conector(es), anulando as rotações em torno dos eixos y e z e a translação na direção do eixo x . A outra condição de simetria foi definida no plano xy , que passa pelo centro da chapa de aço, anulando as rotações em torno dos eixos x e y e a translação na direção do eixo z . Na Figura 62 são indicadas as regiões nas quais as condições de simetria foram impostas.

Figura 62 – Condições de simetria dos modelos numéricos: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.

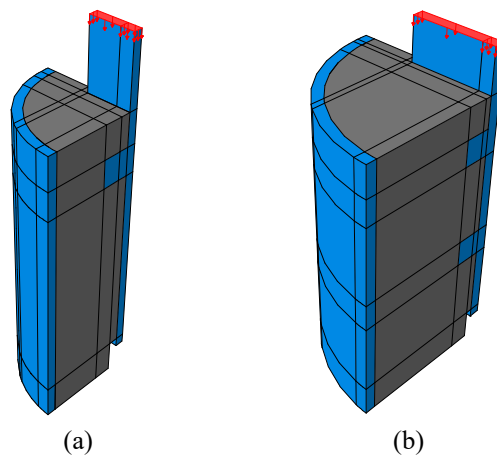


Fonte: a autora.

5.4.3 Aplicação do carregamento

O carregamento foi aplicado através de deslocamentos prescritos na direção y , atuando na superfície superior da chapa de aço na qual os conectores estão fixados, como indicado nas regiões em destaque na Figura 63.

Figura 63 – Região de aplicação do carregamento: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Os deslocamentos prescritos aplicados foram definidos de acordo com os resultados experimentais. Para o modelo TB-219-30-1, foram aplicados 20 mm de deslocamento prescrito e para o modelo TB-355-30-2, foram aplicados 11 mm de deslocamento prescrito.

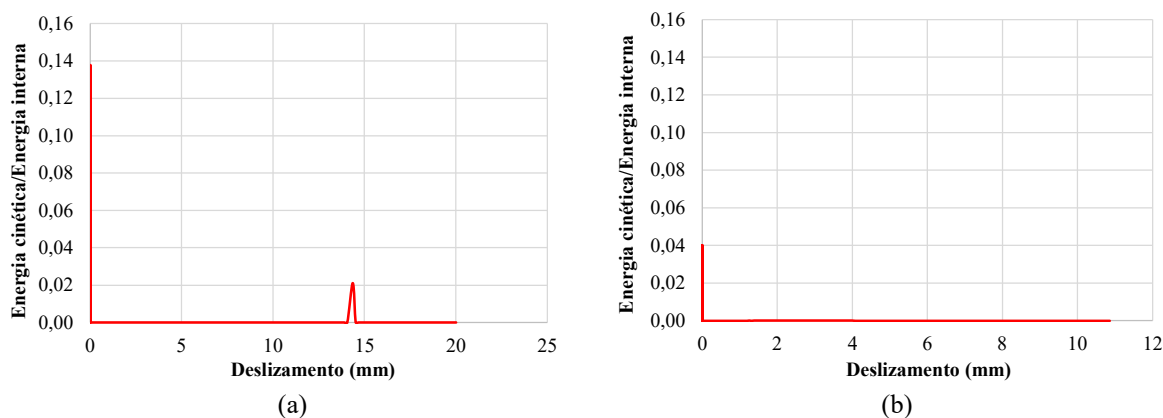
5.5 Método de análise

Utilizou-se o método de análise *Dynamic Explicit*, por se tratar de um método eficiente para a solução de problemas em meios descontínuos, com não-linearidades e com muitas interações de contato, mostrando-se relevante para a análise de ensaios do tipo *push-out* (Dutra, 2014).

O método *Dynamic Explicit* geralmente é utilizado em problemas dinâmicos, mas pode ser adaptado para uso em problemas quase-estáticos, desde que a aceleração da análise seja consideravelmente baixa (Cardoso, 2018). Para verificar a satisfação dessa condição de aplicabilidade do método, pode-se controlar a evolução das energias cinética e interna do modelo durante a análise. Se a energia cinética for inferior a 10% da energia interna, o problema pode ser considerado como quase-estático.

Na Figura 64 apresenta-se a razão entre as energias cinéticas e internas de cada um dos modelos numéricos desenvolvidos, considerando o deslizamento de cada um. Nota-se que nos primeiros estágios da análise a energia cinética representa uma pequena fração da energia interna e, com o avanço da análise, essa fração se torna desprezível. Além disso, nota-se uma perturbação da relação entre as energias próximo aos 15 mm de deslizamento para o modelo TB-219-30-1, mas como isso ocorreu após o ponto de força máxima, e com magnitude de cerca de 2%, considerou-se irrelevante para a análise numérica. De maneira geral, o incremento de tempo adotado na análise, de 0,00075 s, foi suficientemente pequeno para que houvesse a propagação das energias de deformação no modelo.

Figura 64 – Verificação do balanço de energias do modelo: (a) TB-219-30-1; (b) TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

5.6 Resultados

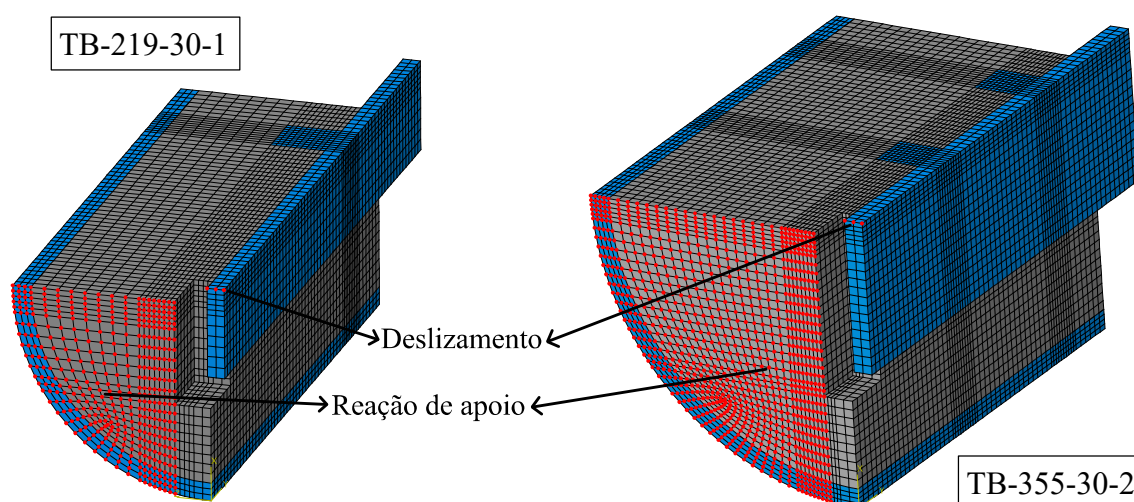
Nas seções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelos modelos numéricos.

5.6.1 Validação do modelo numérico

Para demonstrar a representação satisfatória dos modelos experimentais por meio da modelagem numérica, apresenta-se um comparativo entre as curvas força×deslizamento de cada modelo desenvolvido.

Na Figura 65 estão indicados os nós monitorados nos modelos numéricos para a obtenção dos resultados. O deslizamento foi retirado dos nós da extremidade da região inferior da chapa, que representa, na realidade, o centro da chapa, pela condição de simetria do modelo. Devido à definição de um deslocamento prescrito como método de carregamento, a força total foi obtida pela reação de apoio do modelo, ou seja, pelo tratamento dos resultados dos nós da região de apoio do modelo, na qual a condição de deslocamento nulo foi aplicada.

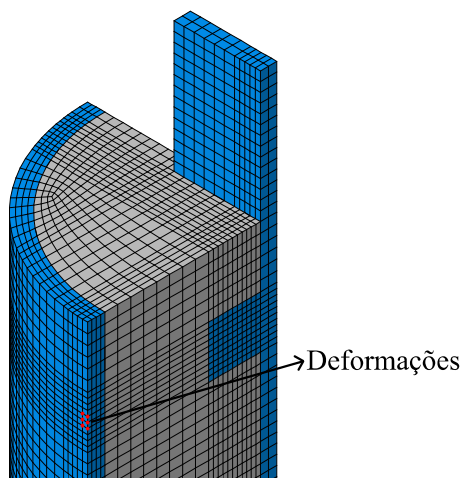
Figura 65 – Nós de obtenção dos resultados das forças e deslocamentos nos modelos numéricos.



Fonte: a autora.

Na Figura 66 estão indicados os nós monitorados no modelo TB-219-30-1 para a obtenção dos resultados de deformação no tubo, tanto na direção longitudinal (E22) quanto na direção circunferencial (E11).

Figura 66 – Nós de obtenção dos resultados de deformação no modelo TB-219-30-1.

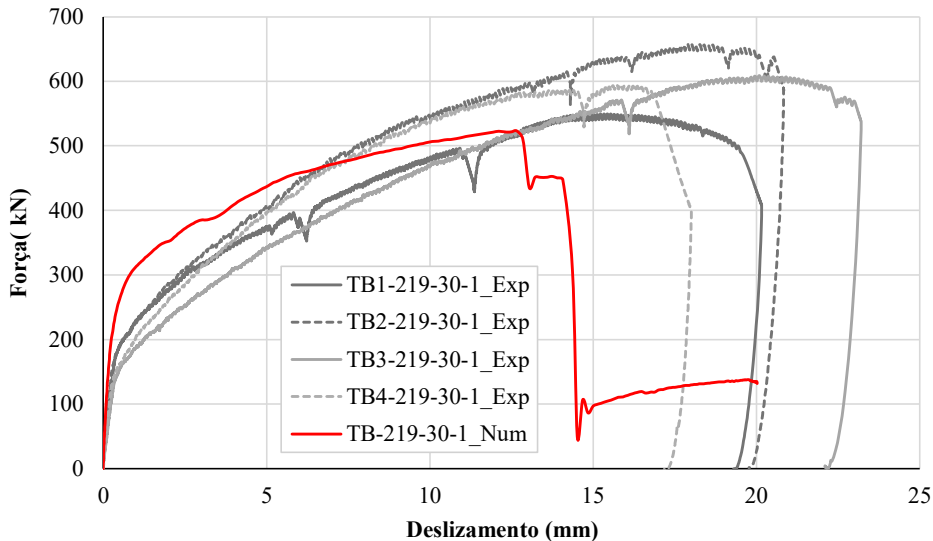


Fonte: a autora.

5.6.1.1 Modelo TB-219-30-1

Na Figura 67 são apresentadas as curvas força×deslizamento dos modelos TB-219-30-1, contemplando tanto os resultados experimentais quanto o resultado numérico.

Figura 67 – Comparativo dos resultados experimentais e numérico das curvas força×deslizamento para os modelos TB-219-30-1.



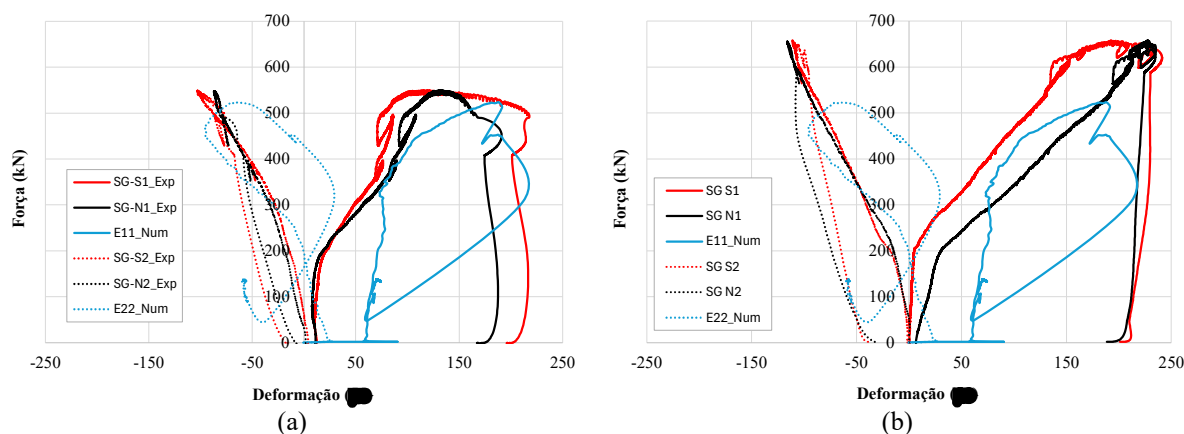
Fonte: a autora.

Nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar satisfatoriamente o comportamento dos modelos experimentais. Os modelos apresentaram rigidez inicial semelhante até um patamar de força entre 135 kN (TB3 e TB4) e 175 kN (TB1 e TB2). Após esses pontos, os modelos experimentais apresentam uma mudança de rigidez que só é observada no modelo numérico para um nível de força de cerca de 220 kN. Essa variação leva o modelo numérico a ter uma rigidez inicial de 689 kN/mm, cerca de 72% maior do que a média das rigidezes iniciais

dos modelos experimentais. Além disso, o modelo numérico apresenta força máxima de 523 kN, que corresponde a cerca de 87% da média das forças máximas dos modelos experimentais. Em relação ao deslizamento relativo, o modelo numérico apresentou um deslizamento correspondente à carga máxima de 12,66 mm, representando cerca de 73% da média dos deslizamentos dos modelos experimentais.

Na Figura 68 apresentam-se os comparativos do desenvolvimento das deformações no tubo, ao longo do carregamento, para o modelo numérico desenvolvido, e para os dois modelos experimentais que possuíam leitura de deformações por meio de extensômetros elétricos.

Figura 68 – Curvas força×deformação experimentais e numéricas para os modelos: (a) TB1-219-30-1; (b) TB2-219-30-1.



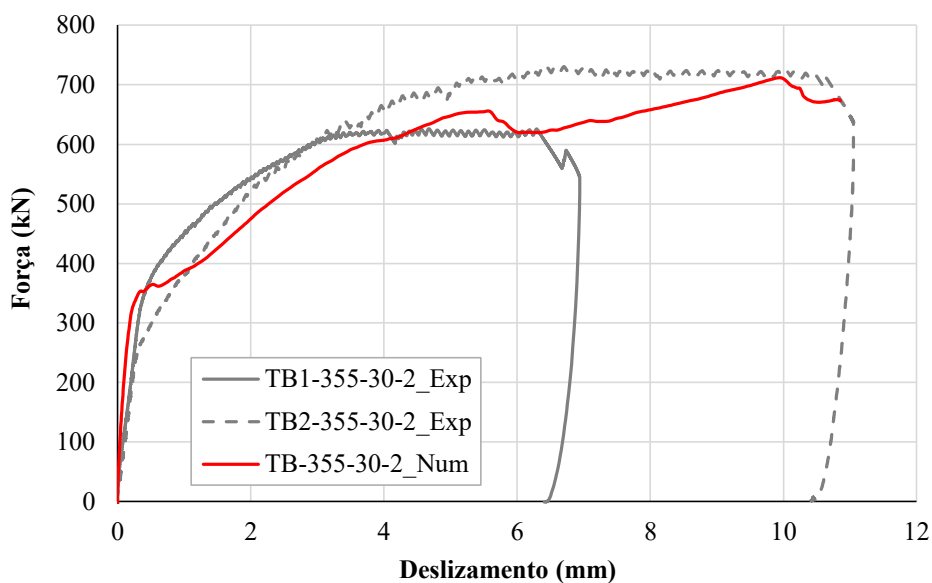
Fonte: a autora.

Das curvas apresentadas, que tratam das deformações longitudinais (E22) e circunferenciais (E11) do tubo, nota-se uma correlação entre os resultados experimentais e numéricos. De maneira geral, o modelo numérico é capaz de representar deformações similares às dos modelos experimentais no ponto de carga máxima, demonstrando que a calibração do modelo numérico chegou a bom termo.

5.6.1.2 Modelo TB-355-30-2

Na Figura 69 são apresentadas as curvas força×deslizamento dos modelos TB-355-30-2, tanto experimentais quanto numérica.

Figura 69 – Comparativo dos resultados experimentais e numérico das curvas força×deslizamento para os modelos TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Novamente, nota-se que o modelo numérico foi capaz de representar satisfatoriamente o comportamento dos modelos experimentais. Os modelos experimental e numérico apresentam rigidez inicial semelhante até uma força de aproximadamente 250 kN. Após esse ponto, o modelo TB2 experimental sofre uma perda de rigidez, enquanto o modelo numérico segue em concordância com o modelo experimental TB1, até atingir uma força de cerca de 340 kN, onde ambos os modelos sofrem uma perda de rigidez, cada um à sua maneira. Essa variação faz com que o modelo numérico apresente rigidez inicial de 1177 kN/mm, cerca de 32% maior do que a rigidez inicial do TB1 e 41% maior do que a rigidez inicial do TB2. Além disso, o modelo numérico apresenta força máxima de 711,7 kN, resultado apenas 5% maior do que a média dos resultados experimentais. Em relação ao deslizamento relativo, o modelo numérico apresentou um deslizamento correspondente à carga máxima de 9,92 mm, ultrapassando em 77% o resultado da média dos deslizamentos dos modelos experimentais.

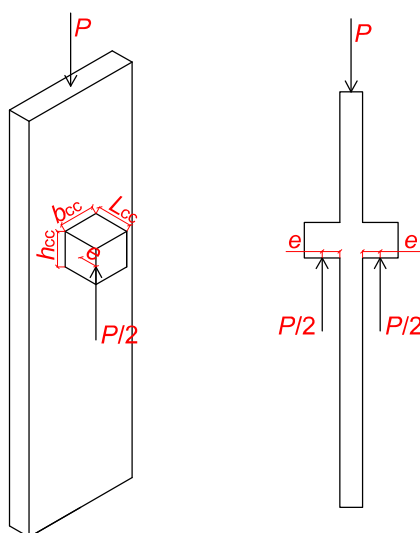
5.6.2 Modos de falha

Nos itens a seguir apresentam-se análises mais aprofundadas a respeito do comportamento dos modelos, com o objetivo de identificar os modos de falha. Para isso, os resultados experimentais foram confrontados com os numéricos.

5.6.2.1 Modelo TB-219-30-1

É possível calcular, com alguma precisão, qual seria o nível da força para a qual o aço do conector sofreria escoamento. Considere-se que o conector soldado à chapa se comporta como uma viga engastada em uma borda e livre na outra, e que a força P aplicada na chapa central empurra o conector contra o concreto, que por sua vez causa uma reação de $P/2$ no conector (visto que há um conector de cada lado da chapa e supondo que a força total aplicada se distribua igualmente entre eles). Por simplificação, assume-se que a resultante de força exercida pelo concreto atua no centro do conector, havendo, portanto, uma excentricidade (e) de aplicação da força. Nessas condições, o conector estaria sujeito a tensões combinadas de flexão e cisalhamento e uma avaliação de sua capacidade resistente deve ser efetuada utilizando-se o critério de falha de von Mises. Na Figura 70 apresenta-se um esquema do problema descrito.

Figura 70 – Modelo esquemático para o cálculo de tensões combinadas.



Fonte: a autora.

Com base no problema descrito, foram desenvolvidas as equações para cálculo da tensão normal, decorrente da flexão (Eq. (17)), e da tensão de cisalhamento (Eq. (18)), que podem ser calculadas para qualquer ponto ao longo da altura da seção transversal

$$\sigma_z = \frac{3PL_{cc}}{b_{cc}h_{cc}^3} \times y \quad (17)$$

$$\tau_{yz} = \frac{3P}{b_{cc}h_{cc}^3} \times \left(\frac{h_{cc}^2}{4} - y^2 \right) \quad (18)$$

onde:

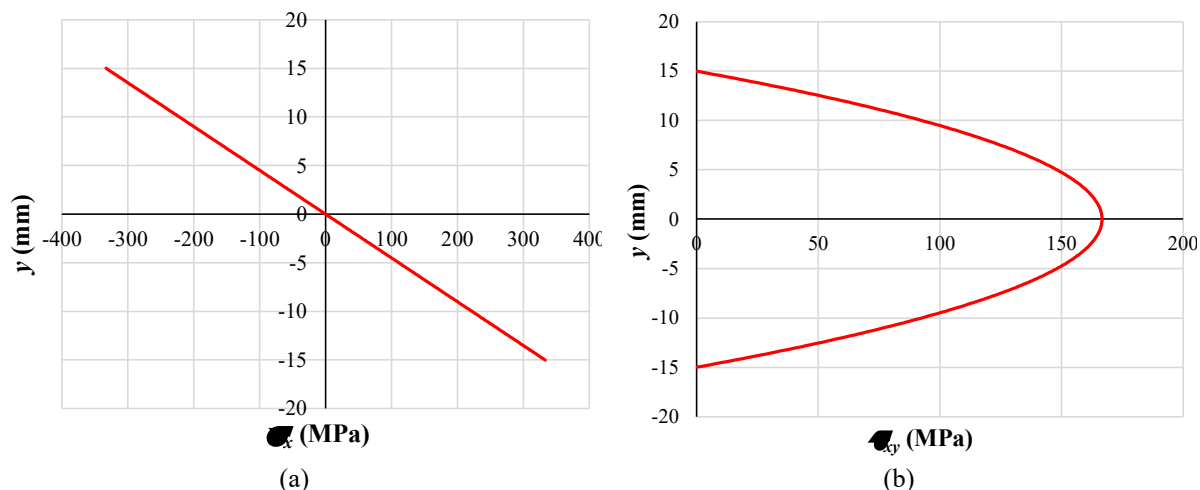
P é a força total aplicada no modelo;

L_{cc} é o comprimento do conector;

- b_{cc} é a largura do conector;
- h_{cc} é a altura do conector.
- σ_z é a tensão normal, decorrente da flexão;
- τ_{yz} é a tensão de cisalhamento;
- y é a altura da seção para a qual se está calculando a tensão.;

Considerando o conector do estudo, de dimensões 30x30x30 mm, pode-se aplicar a Eq. (17) e a Eq. (18) e traçar o perfil de distribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal. Na Figura 71 são apresentados os gráficos de variação da tensão normal e da tensão de cisalhamento ao longo da seção transversal, quando se aplica uma suposta força (P) de 200000 N.

Figura 71 – Distribuição das tensões ao longo da altura da seção: (a) normal; (b) cisalhamento.



Fonte: a autora.

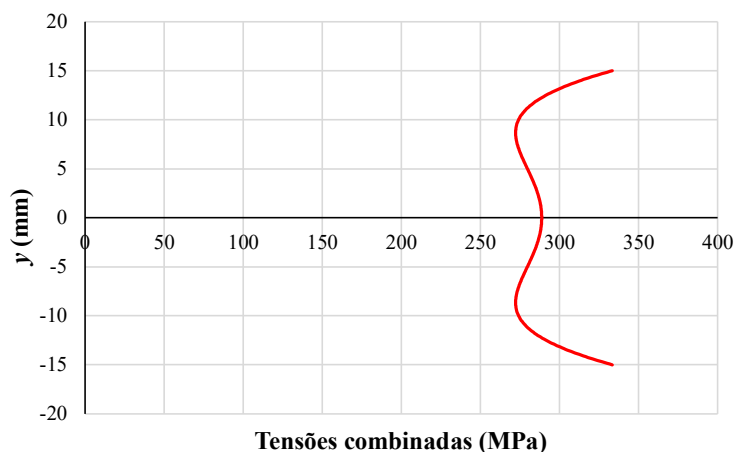
Nota-se que, como esperado, a tensão normal decorrente da flexão é máxima no ponto mais externo da seção, quando a tensão de cisalhamento é nula. E a tensão de cisalhamento máxima ocorre no centro da seção, onde a tensão normal decorrente da flexão é nula. Entretanto, é possível que exista um ponto ao longo da seção onde a combinação de tensões de flexão e de cisalhamento seja maior do que essas mesmas tensões, analisadas isoladamente. Para a avaliação dessa hipótese, pode-se utilizar o critério de von Mises, dado pela Eq. (19).

$$\sigma_z^2 + 3\tau_{yz}^2 \leq f_y^2 \quad (19)$$

onde σ_z , τ_{yz} e f_y já foram anteriormente definidos.

Na Figura 72 apresenta-se o gráfico das tensões indicadas na Figura 71 combinadas segundo o critério de von Mises.

Figura 72 – Distribuição das tensões combinadas ao longo da altura da seção.



Fonte: a autora.

Nota-se que, mesmo após a combinação das tensões de flexão e de cisalhamento, a tensão máxima atuante ocorre no ponto mais externo da seção transversal, onde há apenas a tensão decorrente da flexão. Ou seja, para um conector com relação $L_{cc}/h_{cc} = 1$, a falha no aço do conector será governada pelo momento fletor. Cabe ressaltar que a dimensão b_{cc} é responsável por alterar a escala das tensões, enquanto as dimensões L_{cc} e h_{cc} governam efetivamente o formato da curva.

Sabendo que a tensão normal decorrente da flexão é a que governa a falha do conector neste caso específico, pode-se definir qual a força P que leva ao escoamento do aço do conector, aplicando-se a Eq. (20).

$$P = \frac{2b_{cc}h_{cc}^2}{3L_{cc}} \times f_y \quad (20)$$

onde b_{cc} , h_{cc} , L_{cc} e f_y já foram anteriormente definidos.

Na Tabela 19 são apresentadas: (a) as forças equivalentes à observação de perda de rigidez inicial (P_{ri}) dos modelos experimentais e do modelo numérico; (b) o valor obtido pela aplicação da Eq. (20), que demonstra a força total necessária para que o aço do conector comece a escoar em algum ponto (P); e (c) uma comparação entre esses dois resultados.

Tabela 19 – Relação entre a força equivalente à perda de rigidez inicial e a força que leva ao escoamento do aço para os modelos com uma linha de conectores.

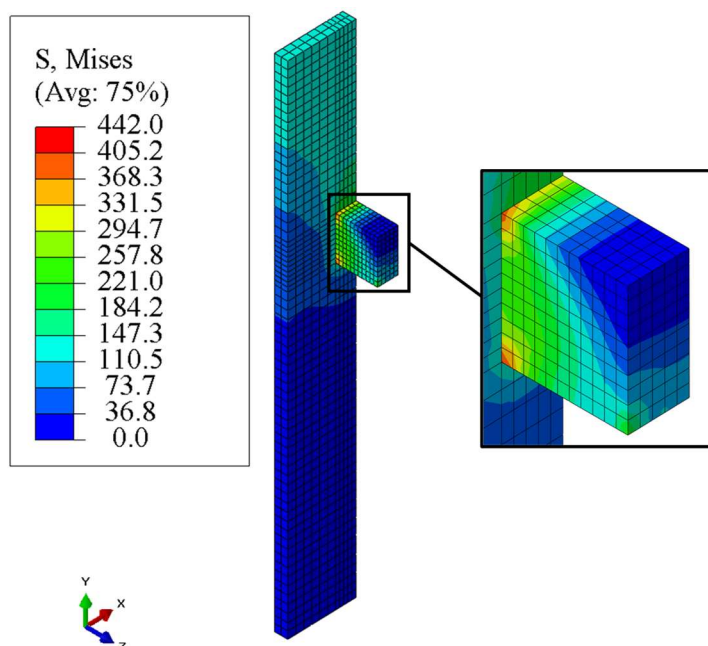
Modelo	P_{ri} (kN)	P (kN)	P_{ri}/P (%)
TB1-219-30-1	178,0	265,2	0,67
TB2-219-30-1	177,7		0,67
TB3-219-30-1	142,5		0,54
TB4-219-30-1	144,6		0,55
TB-219-30-1	223,9	265,2	0,84

Fonte: a autora.

Observando a relação P_{ri}/P , nota-se que a força calculada pela Eq. (20) é maior do que a força relacionada à perda da rigidez dos modelos experimentais e no modelo numérico, indicando que a perda de rigidez inicial não se dá pela falha no aço.

O modelo numérico pode auxiliar na compreensão dos fenômenos que explicam o comportamento da conexão. Por meio da observação das tensões de von Mises, considerando-se o passo de carga no qual ocorre a perda do comportamento elástico-linear do modelo, pode-se notar que o aço do conector ainda não apresenta nenhuma região em regime de escoamento, como mostrado na Figura 73.

Figura 73 – Início do escoamento do aço do conector do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 224 kN.

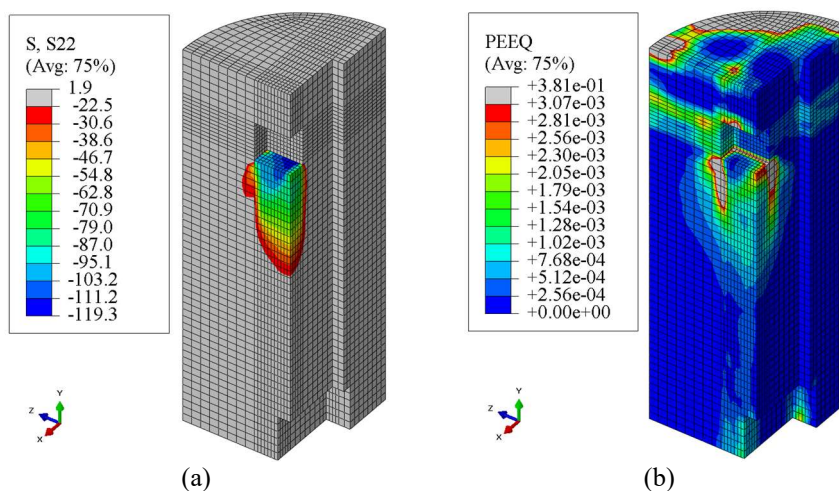


Fonte: a autora.

Como os resultados apresentados indicam que o aço do conector estava em regime elástico, a perda de rigidez inicial pode estar associada à degradação do concreto.

Na Figura 74 são indicadas as tensões normais na direção y do modelo e as deformações plásticas no concreto, para o passo de carga em que há o início da perda de rigidez do modelo numérico.

Figura 74 – Tensões e deformações no concreto do modelo TB-219-30-1 para uma carga atuante de 224 kN, evidenciadas por: (a) variável de tensão principal na direção y (S22); (b) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ);



Fonte: a autora.

Pela Figura 74a, observa-se que o confinamento na região inferior do conector se desenvolve em um formato aproximadamente cônico, com maiores tensões de compressão na região inferior do conector, que vão reduzindo à medida em que se espriam no concreto. É possível afirmar que, para o nível de carregamento analisado, as tensões de compressão alcançam patamares da ordem de 119,3 MPa, o que equivale a $5,3f_c$.

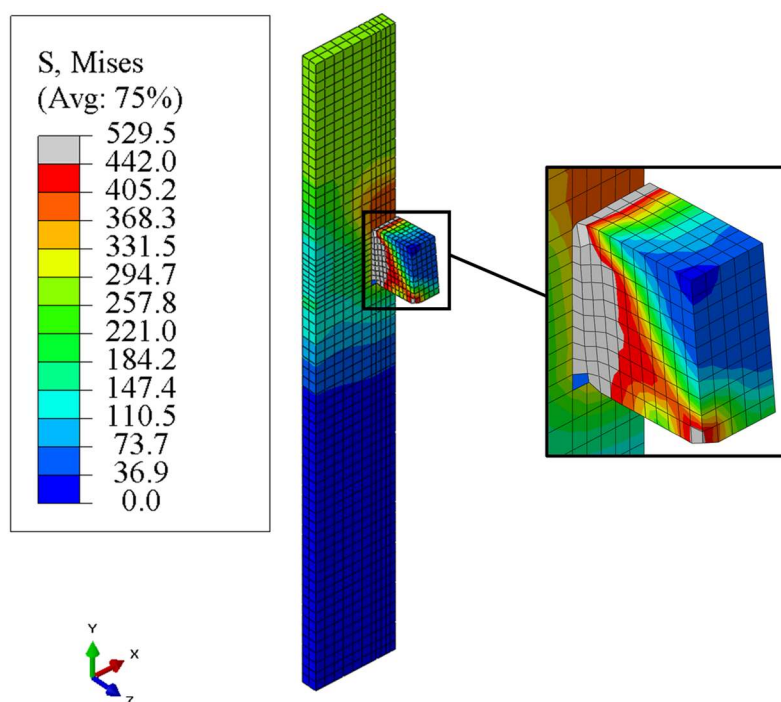
Nota-se, na Figura 74b, que na região em cinza há uma deformação plástica maior do que 3,07‰ (que representa a parcela de deformação plástica, subtraindo-se a parcela elástica) ocorrendo na região de concreto que está sendo pressionada pelo conector. Na região superior do concreto, que está em contato com o tubo, há indicação de dano plástico, que ocorre devido ao tipo de interação adotada entre tubo e o concreto, que não permite a separação entre essas partes. Durante a análise, o concreto confinado pelas laterais e pela região inferior tende a escorregar para fora do tubo pela região superior – a única sem restrição – e é impedido pela condição de contato (conforme descrito no item 5.4.1), o que causa a deformação observada. Entretanto, por se tratar de uma região que não influencia na conexão, entende-se que esse comportamento não afeta o resultado do modelo numérico.

Diante do exposto, conclui-se que, no passo de carga analisado (perda do comportamento elástico-linear), o concreto começa a sofrer plastificação da seção abaixo do conector, ao mesmo tempo em que ganha resistência em decorrência do estado de confinamento.

Após a perda de rigidez inicial, o modelo continua com o carregamento crescente devido à condição de confinamento do concreto, que passa a desenvolver resistências tão elevadas quanto à do aço do conector. O deslizamento cresce em conjunto com a força.

Na Figura 75 são ilustradas as tensões de von Mises no aço do conector e da chapa, no incremento de carga máxima.

Figura 75 – escoamento do aço do conector do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 523 kN.

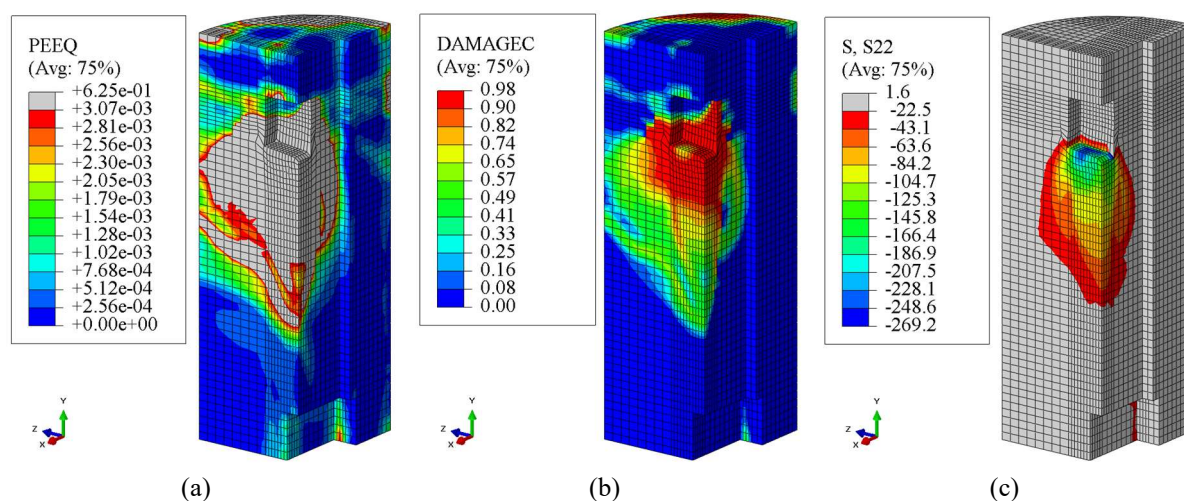


Fonte: a autora.

Pela indicação da região em cinza, podem-se notar os elementos que já ultrapassaram a resistência ao escoamento do aço. A escala de cores indica que a tensão nesses elementos é 99,7% da tensão de ruptura do aço do conector. Este é um grande indício de que a falha do modelo numérico com uma linha de conectores se dá pela ruptura do aço do conector.

Na Figura 76a é ilustrada a variável de dano plástico equivalente (PEEQ) no concreto do modelo numérico, considerando o passo de força máxima. Nota-se que as regiões central e inferior da abertura do conector são as que apresentam maior plastificação do concreto.

Figura 76 – Degradação do concreto para a carga máxima do modelo TB-355-30-2: (a) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ); (b) variável de dano à compressão (DAMAGEC); (c) variável de tensão principal na direção y (S_{22}).



Fonte: a autora.

Na Figura 76b é indicado o dano à compressão sofrido pelo concreto, denotado pela variável DAMAGEC. Observa-se que as regiões central e inferior da abertura do conector são as que apresentam maior dano por compressão, indicando que o concreto se encontra esmagado.

Na Figura 76c é apresentado o espraçamento das tensões de compressão no concreto, em que a escala de cores indica os valores acima da resistência à compressão ($f_c = 22,5$ MPa), ou seja, refletem as tensões do concreto confinado. Em comparação com a Figura 74a, o bulbo de tensões de compressão não só aumentou de tamanho, mas também os valores das tensões aumentaram, chegando a níveis de cerca de $12f_c$.

Ao final do ensaio, os corpos de prova foram abertos, com o cuidado de manter a integridade dos materiais e não causar danos além dos sofridos durante o ensaio. Notou-se que, para todos os quatro modelos experimentais, os materiais apresentaram características similares ao final do ensaio. Na Figura 77 é exibido o estado final do aço da chapa e dos conectores dos modelos TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1.

Figura 77 – Detalhes da chapa e dos conectores dos modelos experimentais TB1-219-30-1 e TB2-219-30-1.



Fonte: a autora.

Nota-se que os conectores apresentavam elevada deformação em relação à posição inicial. Na região da solda, é possível visualizar a ocorrência de um cisalhamento na superfície em que o conector se une à chapa. A borda livre do conector sofreu uma elevação causada pela reação do concreto ao ser pressionado, gerando esforços de tração na região inferior e esforços de compressão na região superior. Ainda, pode-se observar o esmagamento do concreto nas laterais e na base do conector, que permanece aderido às superfícies dos elementos de aço.

Na Figura 78 é apresentado o estado final dos materiais de aço do modelo TB4-219-30-1 que, de acordo com a observação da curva força×deslizamento apresentada no item 4.4.1, demonstrava indícios de ruptura da conexão.

Figura 78 – Detalhes da chapa e de um dos conectores do modelo experimental TB4-219-30-1

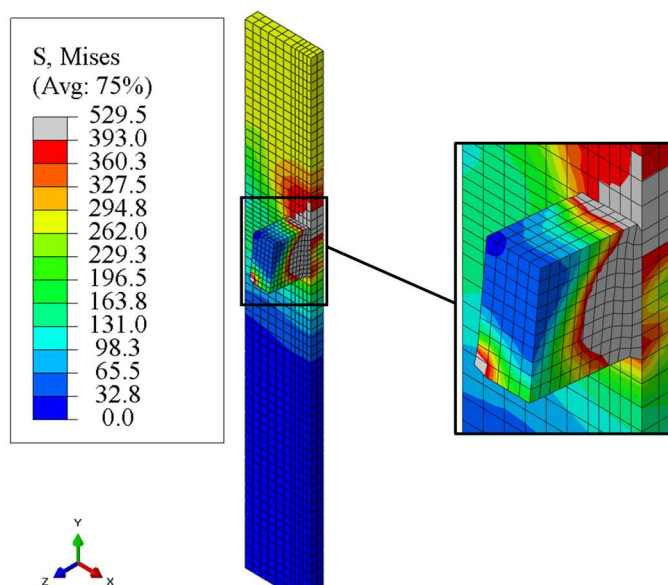


Fonte: a autora.

Nota-se que não houve, de fato, a ruptura de um dos conectores, e sim a falha na solda entre o conector e a chapa de aço.

Ressalta-se que nenhuma alteração foi notada na chapa de aço, embora o modelo numérico denuncie uma pequena região sob tensão de escoamento, quando se analisa o passo de força máxima (Figura 79)

Figura 79 – Escoamento do aço da chapa do modelo TB-219-30-1, evidenciada pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 523 kN.

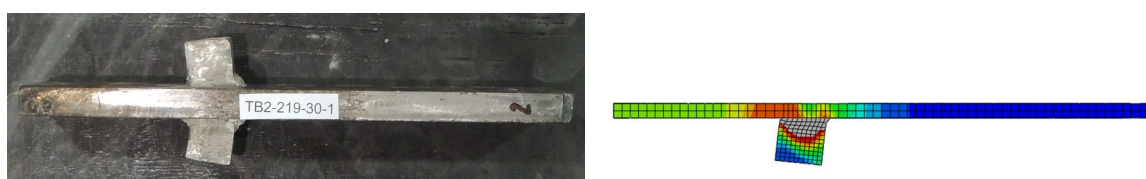


Fonte: a autora.

Como não foram observadas mudanças significantes no comportamento da curva força×deslizamento que pudessem ter sido causadas pelo escoamento do aço da chapa na pequena região observada, considerou-se que o efeito não influenciou no resultado do modelo numérico.

Na Figura 80 é apresentada uma comparação entre a chapa e os conectores do modelo experimental ao final do ensaio, e do modelo numérico considerando o ponto de carga máxima. Nota-se que a deformação do modelo numérico se assemelha muito à deformação do modelo experimental.

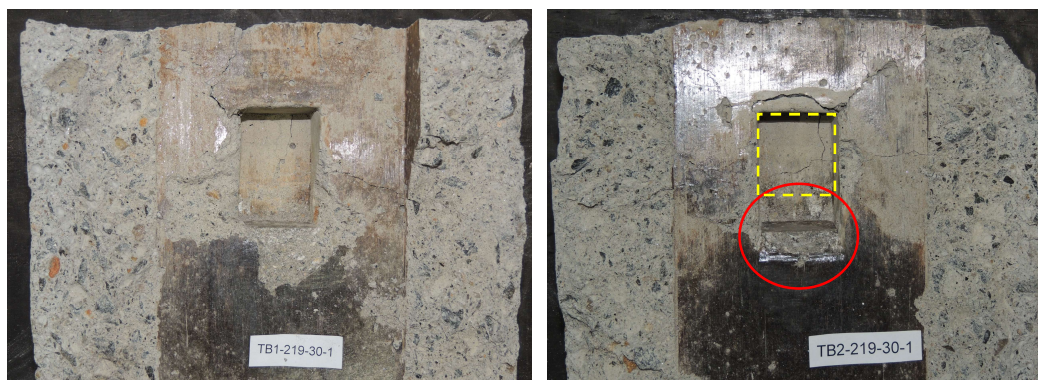
Figura 80 – Comparação experimental e numérica dos elementos deformados para o modelo TB-219-30-1.



Fonte: a autora.

Na Figura 81 é ilustrada a região interna do concreto após a abertura do corpo de prova. As duas faixas laterais (regiões de concreto bruto) representam as regiões em que o concreto foi separado em duas partes, enquanto a faixa central (mais polida) representa a região de concreto que ficou em contato com a chapa e o conector.

Figura 81 – Aspecto do concreto no interior dos modelos TB-219-30-1.

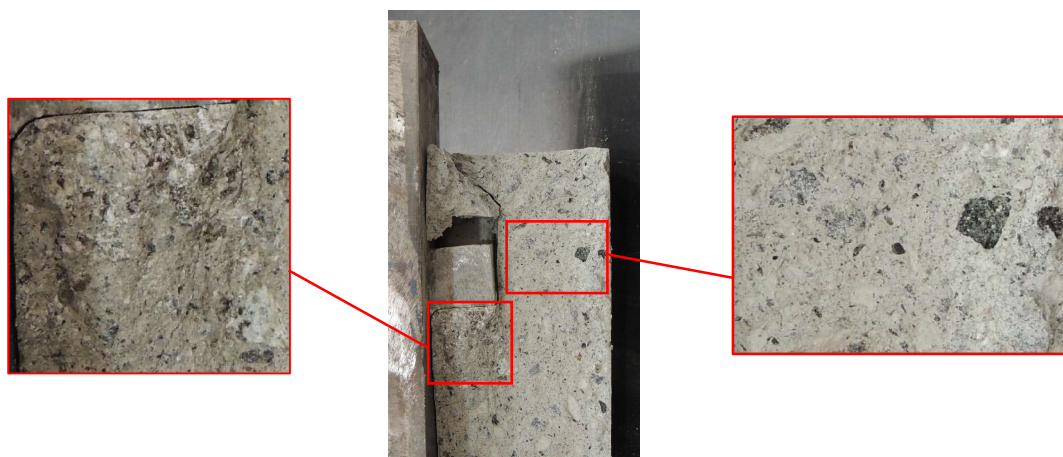


Fonte: a autora.

Observa-se que há sinais de esmagamento do concreto na região inferior da cavidade onde estava o conector, mas não é possível identificar visualmente sinais de deformação ou de superfícies de falha nas quinas inferiores da cavidade. De maneira geral, o concreto se apresenta muito compactado abaixo do conector. A imagem também permite visualizar o alongamento da cavidade, em relação à dimensão original do conector, decorrente do deslizamento ocorrido.

Na Figura 82 é apresentada uma vista lateral interna de um dos modelos experimentais com uma linha de conectores, na qual é possível observar a diferença entre o aspecto do concreto na região comprimida pelo conector e na região por cima do conector. Nota-se um esmagamento do concreto na região sob o conector.

Figura 82 – Esmagamento do concreto na região sob o conector para o modelo TB4-219-30-1.



Fonte: a autora.

Há indícios de que o concreto na região comprimida pelo conector sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta com resistência muito superior à do concreto original, em decorrência do seu estado de confinamento, fazendo com que o aço do conector seja o elo mais fraco da ligação quando há apenas um conector presente.

5.6.2.2 Modelo TB-355-30-2

Na Tabela 20 é exibido um resumo com as forças P , P_{ri} e a relação P_{ri}/P , similar ao apresentado no item 5.6.2.1. De maneira a adequar a força P ao número de linhas de conectores, o valor obtido pela aplicação da Eq. (20) foi multiplicado por dois, assumindo-se que a distribuição de tensões é igualitária entre as linhas de conectores

Tabela 20 – Relação entre a força equivalente à perda de rigidez inicial e a força que leva ao escoamento do aço para os modelos com duas linhas de conectores.

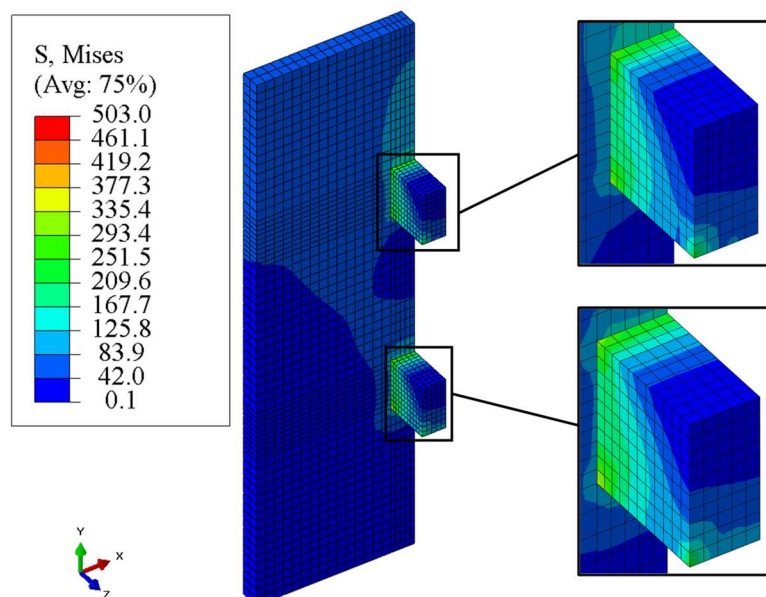
Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	P_{ri} (kN)	P (kN)	P_{ri}/P (%)
TB1-355-30-2	626,0	563,4	338,0	603,6	0,56
TB2-355-30-2	730,5	657,5	249,8		0,41
TB-355-30-2	711,7	640,6	344,4	603,6	0,57

Fonte: a autora.

Observando a relação P_{ri}/P , nota-se que a força calculada pela Eq. (20) é maior do que a força relacionada à perda da rigidez dos modelos experimentais e do modelo numérico, indicando que a perda de rigidez inicial não se dá pela falha no aço.

Na Figura 83 é apresentada a chapa com os conectores no modelo numérico, considerando-se o passo de carga em que a mudança de rigidez ocorreu, evidenciando que não há sinais de escoamento do aço.

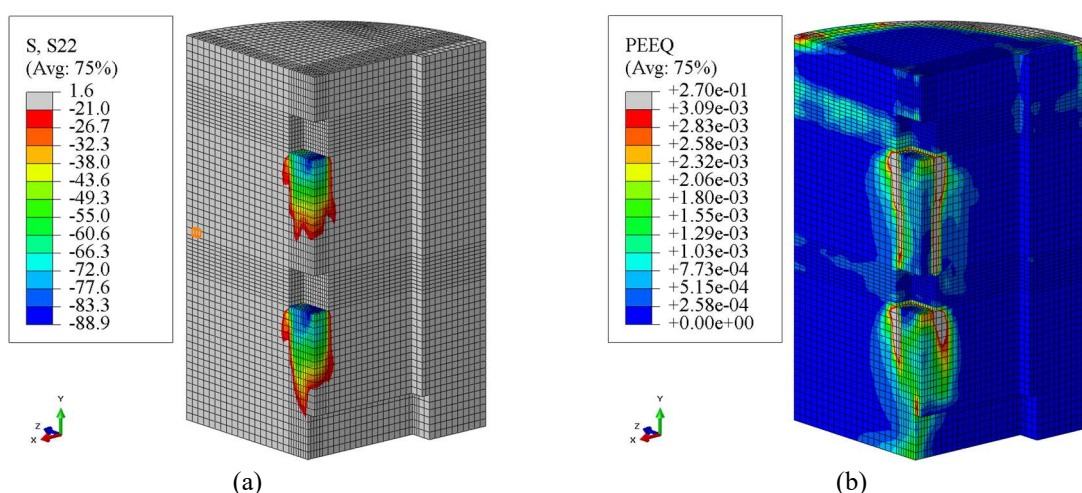
Figura 83 – Tensões no aço do modelo TB-355-30-2, evidenciadas pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 344 kN.



Fonte: a autora.

Na Figura 84 são indicadas as tensões normais na direção y do modelo e as deformações plásticas no concreto, para o passo de carga em que há o início da perda de rigidez do modelo numérico.

Figura 84 – Tensões e deformações no concreto do modelo TB-355-30-2 para uma carga atuante de 344 kN, evidenciadas por: (a) variável de tensão principal na direção y (S22); (b) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ);



Fonte: a autora.

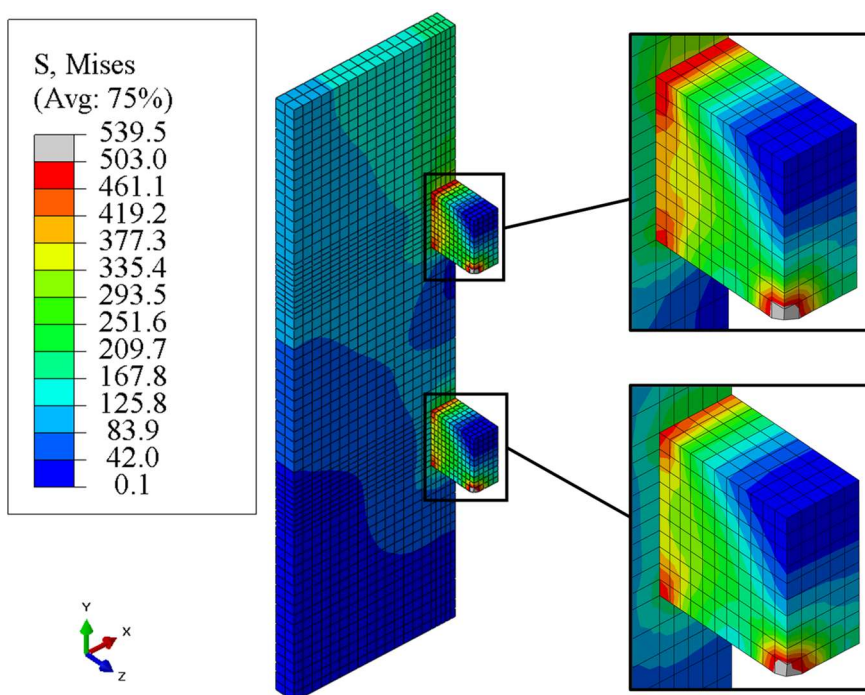
Observando a Figura 84a, nota-se que a região de concreto confinado é pequena, quando comparada com o modelo com apenas uma linha de conectores, na qual a perda de rigidez ocorre para um menor nível de força. Quando se compara o valor das tensões de compressão, essas também são menores do que no modelo de um conector, da ordem de $4,2f_c$.

Nota-se, pela Figura 84b, o desenvolvimento de deformações no concreto, principalmente nos cantos inferiores das cavidades dos conectores, indicadas pela variável de dano plástico (PEEQ). Na representação do modelo numérico, toda região cinza tem deformações maiores do que 3,09‰ (que representa a parcela de deformações plásticas, subtraindo-se a parcela elástica). A explicação para a ocorrência de dano plástico na região superior do concreto que está em contato com o tubo é a mesma apresentada no item 0.

Como o aço estava sob uma tensão muito abaixo da tensão de escoamento, supõe-se que a primeira queda de rigidez do modelo com duas linhas de conectores ocorre devido a uma alteração no comportamento inicial do concreto.

Na Figura 85 são ilustradas as tensões de von Mises no aço do conector e da chapa, no incremento de carga máxima. A região em cinza indica os elementos que já ultrapassaram a resistência ao escoamento do aço, ou seja, com exceção de praticamente um elemento, toda a região do conector permanece em regime elástico para o instante de carregamento máximo. Toda a seção do conector permanece em regime elástico para o instante de carregamento máximo (a região em cinza na quina do conector indica tensão no aço acima da tensão de escoamento, porém esse resultado é decorrente da condição de contato utilizada, e não influencia a força máxima atingida na simulação).

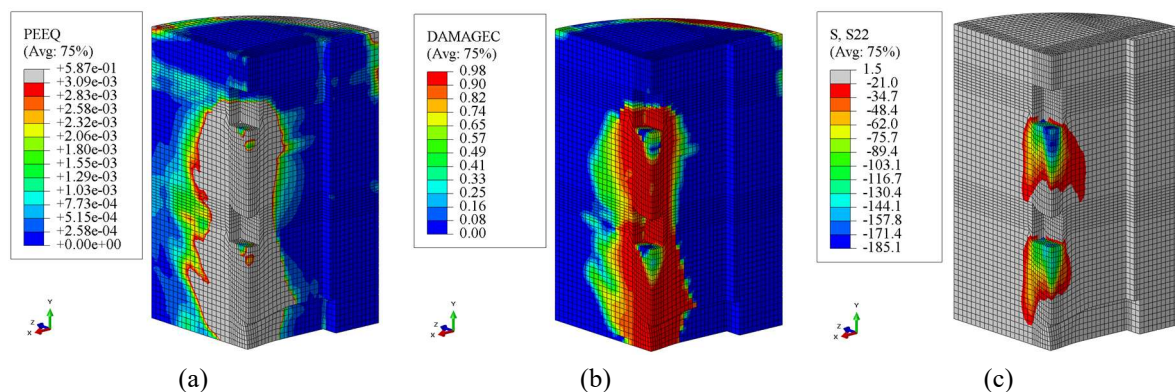
Figura 85 – Tensões no aço do modelo TB-355-30-2, evidenciadas pela variável de tensão de von Mises (S, Mises) – força atuante: 711 kN.



Fonte: a autora.

Na Figura 86a é ilustrada a variável de dano plástico equivalente (PEEQ) no concreto do modelo numérico. Nota-se que a região em cinza engloba grande parte das regiões comprimidas pelos conectores, indicando que, no incremento de carga máxima, essa região de concreto se encontra plastificada.

Figura 86 – Degradação do concreto para a carga máxima do modelo TB-355-30-2: (a) variável de deformação plástica equivalente (PEEQ); (b) variável de dano à compressão (DAMAGEC); (c) variável de tensão principal na direção y (S22)



Fonte: a autora.

Na Figura 86b é apresentada a distribuição de dano à compressão no concreto (DAMAGEC), indicando que dano severo por esmagamento do concreto.

Na Figura 86c tem-se a variável de tensão principal na direção y (S22), que indica a tensão de compressão pura atuando no concreto. Nota-se que na parte inferior da cavidade dos conectores há uma região de concreto sob alto confinamento, resultado da pressão que o conector exerce nesse material sob estado triaxial de tensões. Em comparação com a Figura 84a, o bulbo de tensões de compressão não só aumentou de tamanho, mas também os valores das tensões aumentaram, chegando a níveis de cerca de $8,8f_c$.

Novamente, ao final do ensaio os corpos de prova com dois conectores também foram abertos, com o cuidado de manter a integridade dos materiais e não causar danos além do sofrido durante o ensaio. Para os dois corpos de prova, os materiais apresentaram características similares ao final do ensaio. Na Figura 87 é mostrado o estado final do aço

Figura 87 – Detalhe da chapa e dos conectores dos modelos TB-355-30-2.

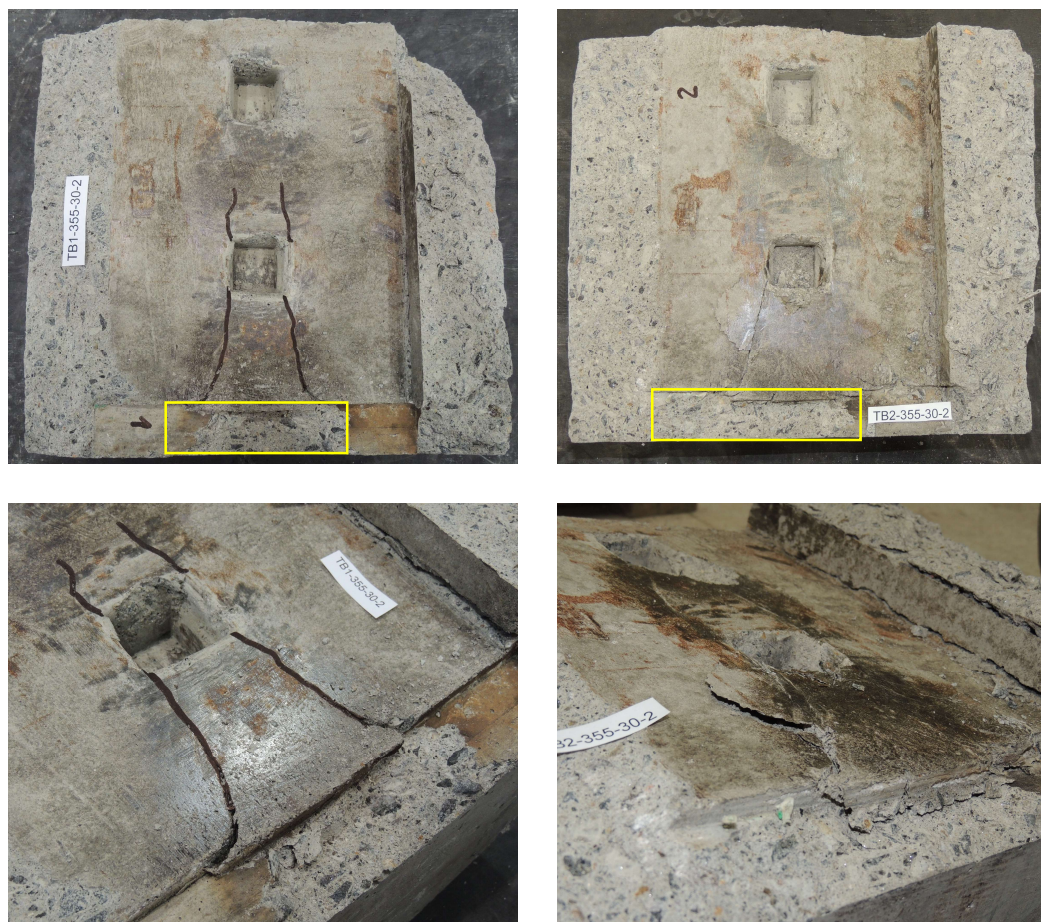


Fonte: a autora.

Nota-se que os conectores não apresentam deformações visíveis em relação à posição inicial. Além disso, podem-se observar porções de concreto esmagado junto ao conector, que permanecem aderidas à região de união do conector com a chapa. Ressalta-se que nenhuma alteração foi notada na chapa de aço, tanto no modelo experimental quanto no modelo numérico.

Na Figura 88 é ilustrada a região interna do concreto do corpo de prova. Observa-se a formação de fissuras de cisalhamento nos cantos inferiores da cavidade do segundo conector, decorrentes da diferença entre as deformações do concreto em contato com o conector e no entorno. Nota-se que essa fissura não é alinhada com a lateral do conector, evidenciando que a pressão exercida pelo conector se espraia pela região à sua frente, num volume com forma similar à de um cone. As regiões em amarelo indicam a área em que se observou o deslocamento do concreto durante o ensaio, conforme apresentado no item 4.4.2, e são, provavelmente, resultado da formação dessa cunha de concreto.

Figura 88 – Região interna do concreto dos modelos TB-355-30-2.



Fonte: a autora.

Avaliando o padrão de fissuras da Figura 88, nota-se que há fissuras mais acentuadas no conector inferior, o mais próximo da base do modelo, enquanto praticamente não se observam fissurações próximas ao conector superior. Isto pode ser um indicativo de que quando são utilizadas duas linhas de conectores, a força não se distribui de maneira igualitária entre eles. Neste caso, a região da conexão relacionada ao conector inferior parece ter sido mais solicitada do que a do conector superior.

Por fim, ao observar a condição de cada material no passo de força máxima, tanto nos modelos experimentais quanto nos modelos numéricos, nota-se uma degradação maior no concreto, indicando a falha no concreto.

6 ESTUDO DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS

Neste capítulo é apresentado um estudo de variação de parâmetros que, de acordo com a literatura técnica, são relevantes para o comportamento estrutural da conexão estudada. Para isso utilizou-se do modelo numérico validado (apresentado no capítulo 5) para realizar novas simulações numéricas, cujos parâmetros geométricos e mecânicos foram variados.

O estudo contemplou a análise de 225 modelos, desenvolvidos no software ABAQUS, utilizando-se de *scripts* na linguagem *Python*, o que permitiu a geração automática dos modelos numéricos em função dos parâmetros a serem variados. Para fins de organização do estudo paramétrico, os 225 modelos foram divididos em dois estudos independentes e estão identificados como “série A” e “série B”. A apresentação dos resultados é feita de maneira conjunta.

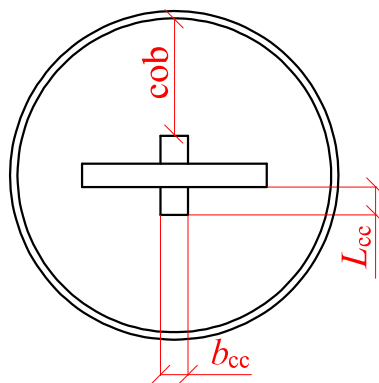
6.1 Série A

A seguir, são descritos os modelos do estudo paramétrico da série A.

6.1.1 Organização da série A

Os parâmetros geométricos variados neste estudo foram a largura do conector (b_{cc}), o comprimento do conector (L_{cc}) e o cobrimento de concreto (cob), como demonstrado na Figura 89. O parâmetro mecânico variado foi a resistência à compressão do concreto (f_c).

Figura 89 – Vista superior esquemática do modelo da série A com indicação dos parâmetros geométricos variados.



Fonte: a autora.

Na Tabela 21 são apresentados os intervalos de variação dos parâmetros do estudo. Nota-se que a interação entre as variáveis da série A gerou 135 resultados numéricos.

Tabela 21 – Parâmetros da série A e seus respectivos intervalos de variação.

Parâmetro	Designação	Intervalo
Comprimento do conector	L_{cc} (mm)	30; 45; 60
Largura do conector	b_{cc} (mm)	30; 45; 60
Fator de cobrimento de concreto	cob	1,0; 1,5; 2,0
Resistência à compressão do concreto	f_c (MPa)	25; 30; 35; 40; 45

Fonte: a autora.

O cobrimento de concreto foi apresentado como um fator adimensional, sendo tratado como um multiplicador que atua em função do comprimento do conector. Por exemplo, em uma situação na qual o conector tem 30 mm de comprimento e um fator de cobrimento de concreto de 2, entende-se que há um cobrimento de duas vezes o comprimento do conector, ou seja, 60 mm.

A nomenclatura dos modelos do estudo paramétrico seguiu o seguinte exemplo: $L_{cc}30_b_{cc}30_cob2.0_f_c25$, que indica um modelo em que o conector possui 30 mm de comprimento, 30 mm de largura, com cobrimento de concreto de duas vezes o comprimento do conector (60 mm de cobrimento de concreto) e uma resistência à compressão do concreto de 25 MPa.

6.1.2 Caracterização dos modelos da série A

Neste item são apresentadas as características dos modelos numéricos desenvolvidos para a série A, indicando as principais diferenças em relação ao modelo numérico validado.

6.1.2.1 Geometria dos modelos

Em relação ao tamanho do conector, as dimensões tratadas no estudo de variação de parâmetros já foram indicadas na Tabela 21. Como, neste estudo, a altura do conector (h_{cc}) não foi alterada, esta permaneceu com o tamanho original dos modelos experimentais, de 30 mm.

De maneira geral, o modelo numérico validado adotado como base foi o TB-355-30-2, ou seja, todos os modelos do estudo paramétrico possuíam dois conectores do tipo bloco, espaçados de uma proporção de $3h_{cc}$ entre si. Optou-se por utilizar modelos com duas linhas de conectores por possuir maior aplicabilidade em situações reais.

O tubo de aço foi adotado com espessura (t_t) de 12,5 mm e comprimento (L_t) de 300 mm, mas a definição do diâmetro (d_t) necessita de discussão adicional. Sabe-se que o cobrimento de concreto e o comprimento do conector são variáveis de interesse no estudo paramétrico, e que afetam diretamente a definição do diâmetro do tubo. Assim, os diâmetros externos dos tubos do estudo paramétrico foram definidos com base nas diferentes combinações entre essas duas variáveis. Basicamente, a Eq. (21) descreve a obtenção do diâmetro externo do tubo.

$$d_t = 2 \times \left[\frac{t_{ch}}{2} + L_{cc} + (cob \times L_{cc}) + t_t \right] \quad (21)$$

onde:

- d_t é o diâmetro externo do tubo;
- t_{ch} é a espessura da chapa de aço central;
- L_{cc} é o comprimento do conector de cisalhamento;
- cob é o coeficiente de cobrimento do concreto à frente do conector;
- t_t é a espessura do tubo.

A chapa de aço foi modelada com espessura (t_{ch}) de 25,4 mm e comprimento (L_{ch}) de 325 mm, mas a largura (b_{ch}) também necessita de explicação adicional. Nos modelos experimentais e numéricos validados, os protótipos com uma e com duas linhas de conectores tinham uma relação entre largura da chapa central e diâmetro externo do tubo de 46% e 56%, respectivamente. Para manter o estudo paramétrico com relações similares a essas, estabeleceu-se que as chapas centrais teriam largura igual à metade do diâmetro externo do tubo.

Na Tabela 22 são apresentados os diâmetros externos e larguras de chapas definidas para a série A, de acordo com o comprimento do conector e do cobrimento de concreto.

Tabela 22 – Diâmetros dos tubos e larguras de chapas da série A.

L_{cc} (mm)	cob	d_t (mm)	b_{ch}
30	1,0	170,4	85,2
30	1,5	200,4	100,2
30	2,0	230,4	115,2
45	1,0	230,4	115,2
45	1,5	275,4	137,7
45	2,0	320,4	160,2
60	1,0	290,4	145,2
60	1,5	350,4	175,2
60	2,0	410,4	205,2

Fonte: a autora.

Ressalta-se que os diâmetros obtidos para os tubos não se encaixam nos valores estipulados para tubos circulares catalogados disponíveis no mercado. Entretanto, para a finalidade de pesquisa acadêmica, considerou-se válida a decisão de assumir diâmetros diferentes dos catalogados, em função das variáveis do estudo paramétrico, para investigar os fenômenos relacionados a esse tipo de ligação mista.

6.1.2.2 Propriedades dos materiais

Para a representação do aço estrutural dos conectores, utilizaram-se os modelos constitutivos apresentados no item 5.2.1, considerando como base as propriedades mecânicas do modelo TB-355-30-2. Todavia, uma pequena mudança foi realizada no modelo constitutivo, optando-se por representar a *deformação última* de uma maneira mais generalizada, utilizando-se $100\varepsilon_y$ no lugar da deformação última do certificado do aço. Assim, as deformações finais dos pontos C e D vão de acordo com o proposto por Salmon e Johnson (1990) *apud* Almeida (2012), e o modelo constitutivo fica similar ao adotado por Aguiar (2015), com exceção do valor de *deformação máxima*, que o autor adotou como sendo de $200\varepsilon_y$ e, neste estudo, se utiliza $110\varepsilon_y$.

A fim de evitar a influência de um possível escoamento do aço do tubo ou da chapa dos modelos, optou-se por elevar a resistência ao escoamento dessas partes, assegurando que elas não escoariam para o carregamento aplicado.

O comportamento do concreto foi representado de acordo com as prescrições dadas no item 5.2.2, com a ressalva de que no estudo paramétrico a resistência à compressão do concreto é uma variável de interesse e foi ajustada para cada modelo numérico.

6.1.2.3 Malha de elementos finitos, condições de contorno e aplicação de carregamento

A malha de elementos finitos utilizada no estudo paramétrico foi a mesma adotada para o modelo validado (item 5.3). Ressalta-se que, nas regiões definidas com restrição de elementos, a restrição foi imposta de maneira diferente para cada geometria do estudo paramétrico, viabilizando a compatibilização dos nós da malha em todos os modelos numéricos analisados.

As condições de contorno dos modelos do estudo paramétrico (condição de simetria e de apoio e interações entre as partes) foram definidas de maneira idêntica ao modelo numérico validado, conforme apresentado no item 5.4.

Para simular o carregamento, foi aplicado um deslocamento prescrito de 20 mm, conforme descrito no item 5.4.3. Esse valor foi adotado como o maior deslocamento dentre os dois

modelos numéricos validados, e atua como um critério de parada do ensaio, padronizando o ponto de obtenção da força máxima para modelos que não tenham falhado dentro do deslocamento estipulado.

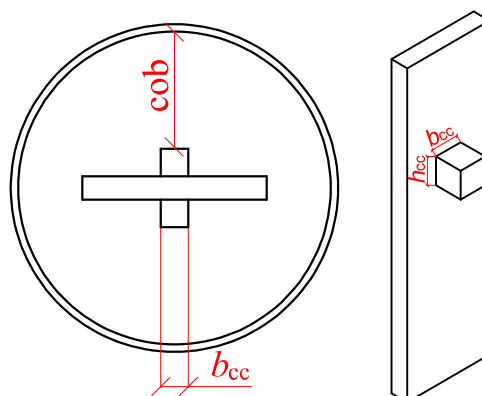
6.2 Série B

A seguir, são descritos os modelos do estudo paramétrico da série B.

6.2.1 Organização da série B

Os parâmetros geométricos variados nesta série foram a largura do conector (b_{cc}), a altura do conector (h_{cc}) e o cobrimento de concreto à frente do conector (cob), como demonstrado na Figura 90. O parâmetro mecânico variado foi a resistência à compressão do concreto (f_c).

Figura 90 – Vista esquemática do modelo da série B com indicação dos parâmetros geométricos variados.



Fonte: a autora.

Na Tabela 23 são apresentados os intervalos de variação dos parâmetros do estudo.

Tabela 23 – Parâmetros da série B e seus respectivos intervalos de variação.

Parâmetro	Designação	Intervalo
Largura do conector	b_{cc} (mm)	30; 45; 60
Altura do conector	h_{cc} (mm)	30; 45; 60
Coefficiente de cobrimento de concreto	cob	1,0; 1,5; 2,0
Resistência à compressão do concreto	f_c (MPa)	25; 30; 35; 40; 45

Fonte: a autora.

O cobrimento de concreto é tratado conforme explicado no item 6.1.1. A nomenclatura dos modelos também segue o apresentado no item 6.1.1, substituindo-se L_{cc} por h_{cc} .

A interação entre as variáveis desta série também gerou 135 resultados numéricos. Entretanto, os modelos bcc30_hcc30, com todas as suas variações de cobrimento e resistência à compressão, são os mesmos modelos Lcc30_bcc30 da série A. Portanto, foram desenvolvidos apenas 90 modelos no estudo paramétrico desta série.

6.2.2 Caracterização dos modelos da série B

Neste item são apresentadas as características dos modelos numéricos desenvolvidos para a série B, indicando-se as principais diferenças em relação ao modelo numérico validado.

6.2.2.1 Geometria dos modelos

Em relação ao tamanho do conector, as dimensões tratadas no estudo de variação de parâmetros já foram indicadas na Tabela 23. Ressalta-se que nesse estudo o comprimento do conector (L_{cc}) não foi alterado, permanecendo com o tamanho original dos modelos experimentais, de 30 mm.

Novamente, o modelo numérico validado adotado como base foi o TB-355-30-2, ou seja, todos os modelos do estudo paramétrico possuíam dois conectores do tipo bloco, espaçados de uma proporção de $3h_{cc}$ entre si. Ressalta-se que, para manter essa proporção fixa, é necessário que a altura do tubo e a altura da chapa sejam modificadas, visto que h_{cc} é uma das variáveis do estudo.

O tubo de aço foi adotado com espessura (t_t) de 12,5 mm, mas o comprimento (L_t) e o diâmetro (d_t) se alteram conforme as dimensões dos conectores. Como já explicado no item 6.1.2.1, o diâmetro do tubo varia de acordo com o cobrimento de concreto e com o comprimento do conector (L_{cc}) que, para este estudo, tem valor fixo de 30 mm. Utilizando a Eq. (21), descrita em 6.1.2.1, obtém-se os diâmetros dos tubos desta série, que são apresentados na Tabela 24.

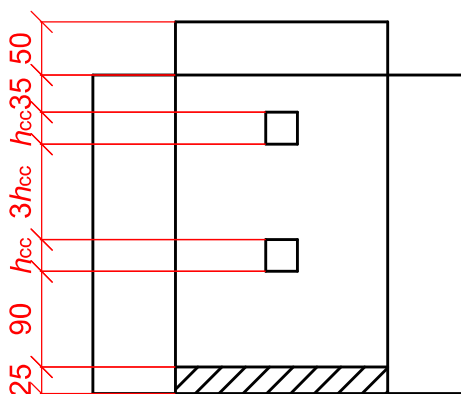
Tabela 24 – Diâmetros dos tubos da série B.

L_{cc} (mm)	cob	d_t (mm)
30	1,0	170,4
30	1,5	200,4
30	2,0	230,4

Fonte: a autora.

O comprimento do tubo depende da variação da altura do conector e da proporção da distância entre os conectores, já que as demais distâncias são fixas, conforme apresentado na Figura 91.

Figura 91 – Corte esquemático do modelo da série B com indicação das distâncias para a obtenção da altura do conector e da chapa.



Fonte: a autora.

Utilizando a Eq. (22), obtém-se os comprimentos dos tubos da série B, que são apresentados na Tabela 25.

$$L_t = 150 + 5h_{cc} \quad (22)$$

onde: L_t é o comprimento do tubo;

h_{cc} é a altura do conector.

Tabela 25 – Comprimentos dos tubos da série B.

h_{cc} (mm)	L_t (mm)
30	300
45	375
60	450

Fonte: a autora.

A chapa de aço foi modelada com espessura (t_{ch}) de 25,4 mm, mas o comprimento (L_{ch}) e a largura (b_{ch}) se alteram conforme as dimensões dos conectores. A determinação da largura segue conforme descrito em 6.1.2.1, considerada como metade do diâmetro externo do tubo. Na Tabela 26 são apresentadas as larguras das chapas, de acordo com os diâmetros dos tubos.

Tabela 26 – Larguras das chapas da série B.

d_t (mm)	b_{ch} (mm)
170,4	85,2
200,4	100,2
230,4	115,2

Fonte: a autora.

O comprimento da chapa, de maneira similar ao comprimento do tubo, depende da variação da altura do conector e da proporção da distância entre os conectores, já que as demais distâncias são fixas, conforme apresentado na Figura 91.

Utilizando a Eq. (23), obtém-se os comprimentos das chapas deste estudo paramétrico, que são apresentados na Tabela 27.

$$L_{ch} = 175 + 5h_{cc} \quad (23)$$

onde:

L_{ch} é o comprimento da chapa;

h_{cc} é a altura do conector;

Tabela 27 – Comprimentos dos tubos da série B.

h_{cc} (mm)	L_{ch} (mm)
30	325
45	400
60	475

Fonte: a autora.

6.2.2.2 Propriedades dos materiais

A representação dos aços estruturais se deu de acordo com o apresentado no item 6.1.2.2.

O comportamento do concreto foi representado de acordo com as prescrições dadas no item 5.2.2, com a ressalva de que, no estudo paramétrico, a resistência à compressão do concreto é uma variável de interesse e foi ajustada para cada modelo numérico.

6.2.2.3 Malha de elementos finitos, condições de contorno e aplicação de carregamento

As definições das malhas de elementos finitos, das condições de contorno e da aplicação do carregamento seguem conforme o especificado no item 6.1.2.3.

6.3 Resultados e discussões

Os resultados obtidos e as curvas força×deslizamento para cada modelo numérico de ambos os estudos paramétricos são apresentados no APÊNDICE A – Resultados do estudo paramétrico.

Os 225 modelos numéricos analisados foram divididos em dois grupos: um com 102 modelos, em que se identificou a ruptura do aço do conector; e outro com 123 modelos, onde a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm.

Ao observar as curvas força×deslizamento do APÊNDICE A – Resultados do estudo paramétrico, são notadas eventuais quedas de capacidade resistente ao longo de algumas curvas, seguidas de recuperação da capacidade resistente (máximos locais). Esse fenômeno foi atribuído ao comportamento do concreto que, ao sofrer dano, apresentava uma perda de resistência seguida de uma redistribuição interna de tensões que solicitava novas regiões do material, resultando em uma recuperação da resistência. Nos modelos em que a falha se deu no aço do conector, observou-se uma queda apreciável de capacidade resistente. Por outro lado, os modelos que tiveram a força máxima determinada por um critério de deslizamento máximo não consideraram a capacidade resistente dos máximos locais, visto que, depois da ocorrência deste ponto, há uma progressão da resistência que ultrapassa o valor do máximo local e se torna a capacidade máxima da conexão, dentro do deslizamento limite adotado.

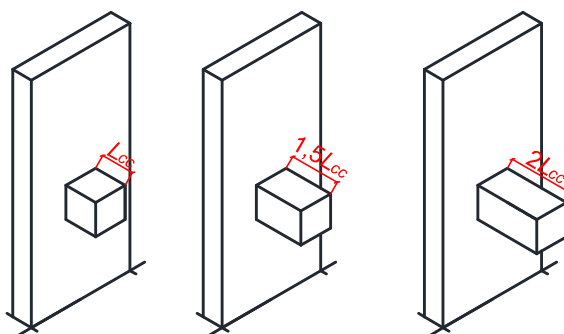
6.3.1 Avaliação da influência da variação de parâmetros

Nos itens a seguir são apresentadas algumas discussões a respeito da influência da variação de cada parâmetro do estudo.

6.3.1.1 Influência da variação do comprimento do conector (L_{cc})

Observa-se, na Figura 92, um esquema ilustrativo da variação do comprimento do conector, a fim de auxiliar no entendimento dos resultados obtidos.

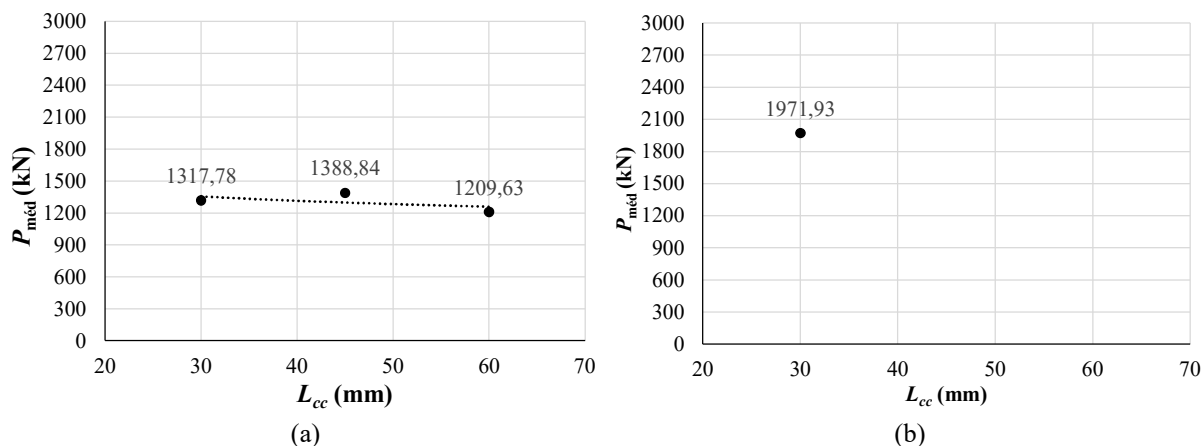
Figura 92 – Ilustração esquemática da variação do comprimento do conector (L_{cc}).



Fonte: a autora.

Na Figura 93 são apresentadas as curvas que relacionam as médias das forças máximas da conexão ($P_{méd}$) para cada nível de variação do comprimento do conector (L_{cc}). Os resultados são apresentados em dois grupos: um com os modelos em que houve falha no aço e outro com os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm.

**Figura 93 – Curva força máxima média×comprimento do conector:
(a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.**



Fonte: a autora.

Para os modelos em que há a falha no aço (Figura 93a), o aumento do comprimento do conector de 30 mm para 45 mm, e de 45 mm para 60 mm causa um aumento da resistência da conexão de 5% e uma redução da resistência de 13%, respectivamente. Para os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm (Figura 93b), todos os conectores possuíam comprimento de 30 mm, impossibilitando conclusões a respeito do comportamento da conexão para esse critério.

Considerando o esquema apresentado na Figura 70, em que o conector é tratado como uma viga engastada e livre, o aumento do comprimento do conector aumenta o braço de alavanca com o qual a força resultante do concreto atua e, conseqüentemente, aumenta o momento fletor atuante na seção crítica. Quanto maior for o comprimento do conector, mantendo-se as demais dimensões fixas, maior é o momento atuante (M_S) em comparação com o momento resistente (M_R), resultando em um aumento da relação M_S/M_R .

Estranhamente, dos 12 modelos com comprimento de 30 mm que falharam no aço, 10 possuíam as demais dimensões também de 30 mm e apresentaram capacidades um pouco menores do que os de 45 mm. Esse comportamento contraintuitivo precisa ser melhor estudado. Com os resultados obtidos neste estudo não foi possível explicar a razão disso.

Ressalta-se que os resultados obtidos para este estudo não concordam com os resultados de Ahmadi *et al.* (2022), que obteve um aumento linear da capacidade resistente com o aumento do comprimento do conector. Provavelmente isso se deve ao modo de falha observado pelos autores, que estava relacionado ao concreto, diferentemente do resultado deste estudo paramétrico, em que a falha se deu no aço.

Uma Análise de Variância (ANOVA) foi realizada considerando-se os intervalos de variação da variável L_{cc} , a fim de identificar a significância de cada nível de variação por meio da observação do Valor-P. Se o Valor-P entre as médias de dois níveis de variação for menor do que 0,05, pode-se afirmar que há uma diferença estatisticamente significativa entre estes dois níveis. Na Tabela 28 apresenta-se um resumo do Valor-P para cada combinação de níveis, considerando os resultados de falha no aço (visto que os resultados tomados para um deslizamento limite de 20 mm apresentam apenas um nível de comprimento do conector).

Tabela 28 - Valor-P para cada combinação de níveis de L_{cc} , considerando a falha no aço.

Níveis de variação	Valor-P
$L_{cc,30} - L_{cc,45}$	0,553
$L_{cc,45} - L_{cc,60}$	0,010
$L_{cc,30} - L_{cc,60}$	0,219

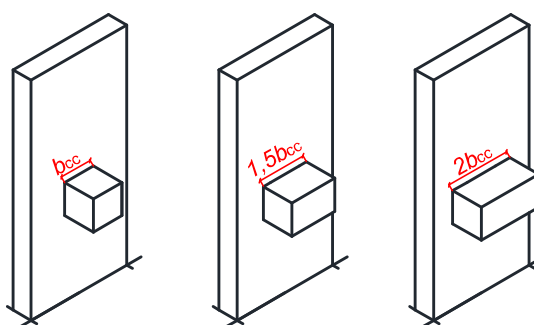
Fonte: a autora.

Nota-se que só há diferença estatisticamente significativa quando o comprimento do conector aumenta de 45 mm para 60 mm. Novamente, os resultados para $L_{cc} = 30$ mm podem ter sido influenciados pelo tamanho da amostra e estejam falseando a análise do Valor-P.

6.3.1.2 Influência da variação da largura do conector (b_{cc})

Observa-se, na Figura 94, um esquema ilustrativo da variação da largura do conector, a fim de auxiliar no entendimento dos resultados obtidos.

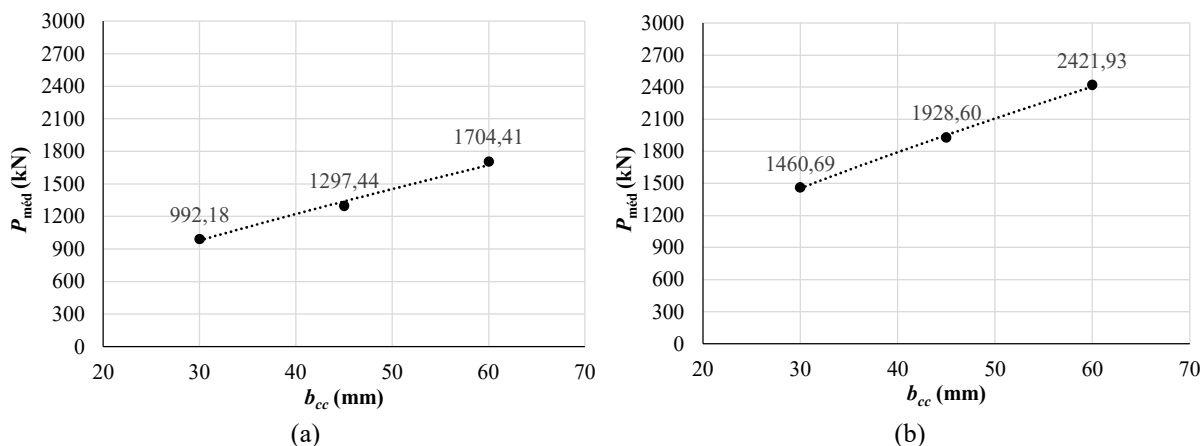
Figura 94 – Ilustração esquemática da variação da largura do conector (b_{cc}).



Fonte: a autora.

Na Figura 95 são apresentadas as curvas que relacionam as médias das forças máximas da conexão ($P_{méd}$) para cada nível de variação da largura do conector (b_{cc}). Os resultados são apresentados em dois grupos, como explicado no item 6.3.1.1.

**Figura 95 – Curva força máxima média×largura do conector:
(a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.**



Fonte: a autora.

Para os modelos em que há a falha no aço (Figura 95a), o aumento da largura do conector de 30 mm para 45 mm, e de 45 mm para 60 mm causa um aumento da resistência da conexão de 31% em ambas as situações. Para os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm (Figura 95b) o aumento da largura do conector de 30 mm para 45 mm, e de 45 mm para 60 mm causa um aumento da resistência da conexão de 32% e de 26%, respectivamente.

De maneira similar ao apresentado em 6.3.1.1, isso também pode ser explicado considerando-se o esquema de viga engastada e livre. O aumento da largura aumenta o módulo resistente elástico da seção do conector, o que reduz a tensão de flexão na seção crítica. Além disso, a área da seção transversal resistente ao cisalhamento também é aumentada. Os dois fatores citados promovem o ganho de capacidade resistente do conector.

Uma ANOVA foi realizada considerando-se os intervalos de variação da variável b_{cc} , a fim de identificar a significância de cada nível de variação por meio da observação do Valor-P, conforme descrito no item anterior (item 6.3.1.1). A Tabela 29 apresenta um resumo do Valor-P para cada combinação de níveis.

Tabela 29 – Valor-P para cada combinação de níveis de b_{cc} (continua...)

Grupo de modelos	Níveis de variação	Valor-P
Falha no aço	$b_{cc,30} - b_{cc,45}$	$1,6 \times 10^{-15}$
	$b_{cc,45} - b_{cc,60}$	$3,9 \times 10^{-14}$
	$b_{cc,30} - b_{cc,60}$	$5,8 \times 10^{-29}$
Deslizamento limite de 20 mm	$b_{cc,30} - b_{cc,45}$	$4,4 \times 10^{-13}$
	$b_{cc,45} - b_{cc,60}$	$7,1 \times 10^{-10}$

Tabela 29 – Valor-P para cada combinação de níveis de bcc (continuação...)

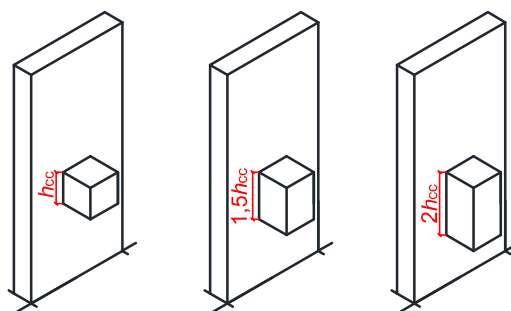
Grupo de modelos	Níveis de variação	Valor-P
Deslizamento limite de 20 mm	$b_{cc,30} - b_{cc,60}$	$2,0 \times 10^{-22}$

Fonte: a autora.

Nota-se que todos os resultados encontrados estão abaixo de 0,05, o que indica que todos os níveis variados de largura do conector são estatisticamente significantes para o resultado de força máxima.

6.3.1.3 Influência da variação da altura do conector (h_{cc})

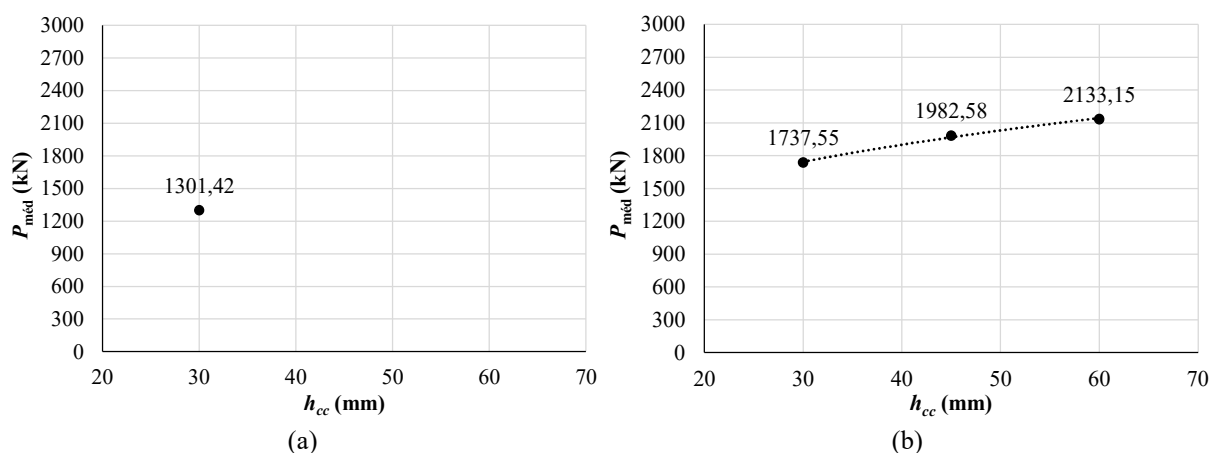
Observa-se, na Figura 92, um esquema ilustrativo da variação da altura do conector, a fim de auxiliar no entendimento dos resultados obtidos.

Figura 96 – Ilustração esquemática da variação da altura do conector (h_{cc}).

Fonte: a autora.

Na Figura 97 são apresentadas as curvas que relacionam as médias das forças máximas da conexão ($P_{méd}$) para cada nível de variação da altura do conector (h_{cc}). Os resultados são apresentados em dois grupos, como explicado no item 6.3.1.1.

Figura 97 – Curva força máxima média×altura do conector:
(a) falha no aço; (b) critério deslizamento limite de 20 mm.



Fonte: a autora.

Para os modelos em que há a falha no aço (Figura 97a), todos os conectores possuíam altura de 30 mm, impossibilitando conclusões a respeito do comportamento da conexão para esse critério. Para os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm (Figura 97b) o aumento da altura do conector de 30 mm para 45 mm, e de 45 mm para 60 mm causa um aumento da resistência da conexão de 14% e de 8%, respectivamente.

A explicação é similar à apresentada para o aumento da largura do conector, considerando o esquema de viga engastada e livre. O aumento da altura amplia a seção transversal resistente ao cisalhamento, bem como o módulo resistente elástico, de modo que as tensões de cisalhamento e de flexão são reduzidas.

Novamente, uma ANOVA foi realizada e a Tabela 30 apresenta um resumo do Valor-P para cada combinação dos níveis de h_{cc} variados no estudo paramétrico, considerando os resultados de força máxima obtida para um deslizamento limite de 20 mm (visto que os resultados para falha no aço apresentam apenas um nível de altura do conector).

Tabela 30 – Valor-P para cada combinação de níveis de h_{cc} , considerando o critério de deslizamento limite de 20 mm.

Níveis de variação	Valor-P
$h_{cc,30} - h_{cc,45}$	0,013
$h_{cc,45} - h_{cc,60}$	0,159
$h_{cc,30} - h_{cc,60}$	$3,1 \times 10^{-4}$

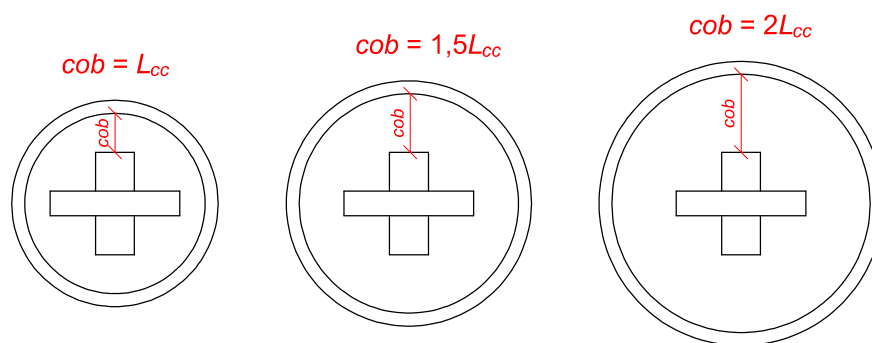
Fonte: a autora.

Nota-se que há uma diferença estatisticamente significativa entre a variação de altura do conector de 30 mm para 45 mm e de 30 mm para 60 mm, mas não há entre 45 mm e 60 mm. Este resultado pode auxiliar na tomada de decisão quanto ao dimensionamento do conector do tipo bloco. Se a variação de 45 mm para 60 mm não causa diferença significativa na capacidade resistente do conector, é sensato optar por utilizar uma altura de 45 mm, economizando aço.

6.3.1.4 Influência da variação do cobrimento de concreto (cob)

Observa-se, na Figura 98, um esquema ilustrativo da variação do cobrimento de concreto, a fim de auxiliar no entendimento dos resultados obtidos.

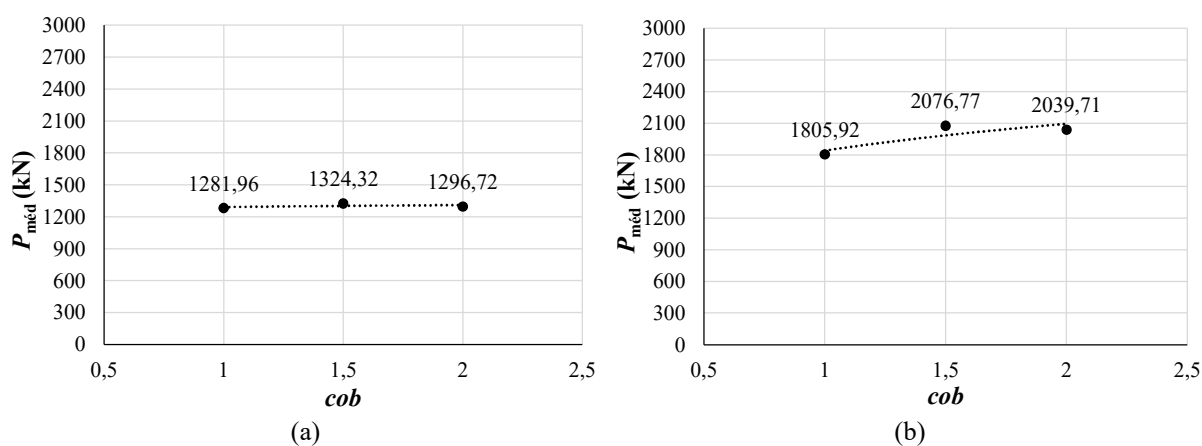
Figura 98 – Ilustração esquemática da variação do cobrimento de concreto (cob).



Fonte: a autora.

Na Figura 99 é apresentado o gráfico que relaciona as médias da força máxima da conexão (P_{med}) para cada nível de variação do cobrimento de concreto (cob). Os resultados são apresentados em dois grupos, como explicado no item 6.3.1.1.

Figura 99 – Curva força máxima média×cobrimento de concreto: (a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.



Fonte: a autora.

Para os modelos em que há a falha no aço (Figura 99a), o aumento do cobrimento de concreto implicou em um aumento máximo de 3% na capacidade resistente dos conectores, o que pode se considerar um efeito desprezável. Para os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm (Figura 99b), observou-se um aumento de 15% na capacidade resistente do conector quando se altera o fator de cobrimento de 1 para 1,5, e uma redução de 2% na capacidade resistente quando se altera o fator de cobrimento de 1,5 para 2.

Na Tabela 31 apresenta-se um resumo do Valor-P, obtido por meio da realização de uma ANOVA, para cada combinação dos níveis de cob variados no estudo paramétrico de cada grupo.

Tabela 31 – Valor-P para cada combinação de níveis de *cob*.

Grupo de modelos	Níveis de variação	Valor-P
Falha no aço	$cob_1 - cob_{1,5}$	0,60
	$cob_{1,5} - cob_2$	0,74
	$cob_1 - cob_2$	0,85
Deslizamento limite de 20 mm	$cob_1 - cob_{1,5}$	0,01
	$cob_{1,5} - cob_2$	0,74
	$cob_1 - cob_2$	0,02

Fonte: a autora.

Nota-se que, para os modelos em que ocorre a ruptura do aço, o cobrimento de concreto não é estatisticamente significativo. Este resultado é coerente visto que, nestes casos, a capacidade resistente do conector é limitada pelas características do próprio conector.

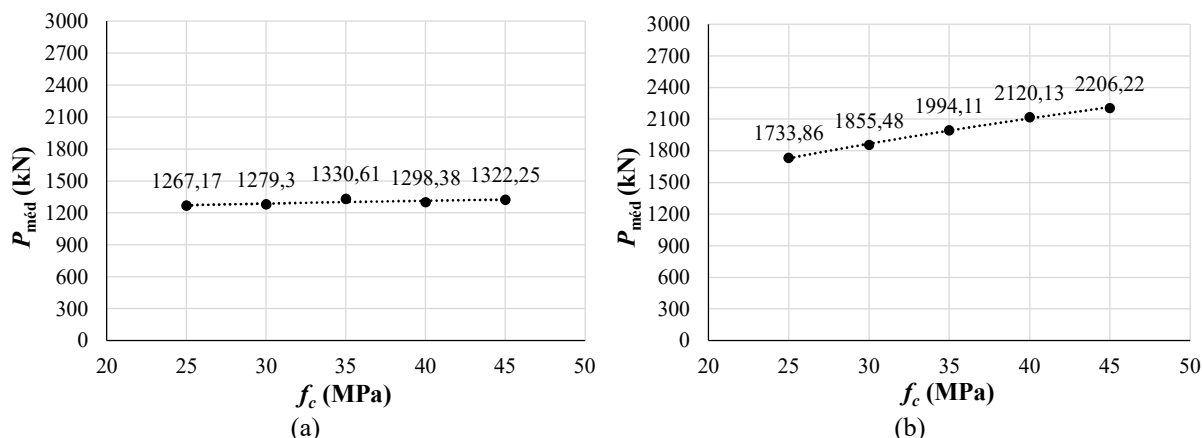
Por outro lado, nos modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm, só não há diferença estatisticamente significativa na mudança de cobrimento de 1,5 para 2. Este resultado influencia em aplicações práticas, pois pode-se adotar o cobrimento de 1,5 e obter uma seção transversal menor do elemento estrutural e, conseqüentemente, mais econômica, e com a mesma capacidade resistente do que uma seção com cobrimento de 2.

Em relação ao comportamento da variável, de acordo com o apresentado no tópico referente ao efeito de confinamento do concreto (item 2.2.1), esperava-se que a redução da relação d_i/t_i levasse a um aumento da capacidade resistente do modelo, devido ao maior efeito de confinamento, conforme preconizam os estudos de pilar misto (Gupta *et al.*, 2007). De maneira geral, isso foi observado quando se aumentou o cobrimento de 1 para 1,5 e de 1 para 2. Entretanto, quando o fator de cobrimento foi aumentado de 1,5 para 2, o resultado contradiz as referências.

6.3.1.5 Influência da variação da resistência à compressão (f_c)

Na Figura 100 é apresentado o gráfico que relaciona as médias da força máxima da conexão ($P_{méd}$) para cada nível de variação da resistência à compressão do concreto (f_c). Os resultados são apresentados em dois grupos, como explicado no item 6.3.1.1.

Figura 100 – Curva força máxima média×resistência do concreto:
(a) falha no aço; (b) critério de deslizamento limite de 20 mm.



Fonte: a autora.

Para os modelos em que ocorre falha no aço (Figura 100a), o aumento da resistência à compressão do concreto resultou em um aumento máximo de cerca de 5% na capacidade resistente dos conectores, o que pode se considerar um efeito desprezável. Para os modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm (Figura 100b), observou-se um aumento máximo de 27% na capacidade resistente.

Na Tabela 32 apresenta-se um resumo do Valor-P, obtido por meio da realização de uma ANOVA, para cada combinação dos níveis de f_c variados no estudo paramétrico de cada grupo.

Tabela 32 – Valor-P para cada combinação de níveis de f_c (continua...)

Grupo de modelos	Níveis de variação	Valor-P
Falha no aço	$f_{c25} - f_{c30}$	0,92
	$f_{c30} - f_{c35}$	0,64
	$f_{c35} - f_{c40}$	0,75
	$f_{c40} - f_{c45}$	0,80
	$f_{c25} - f_{c45}$	0,61
Deslizamento limite de 20 mm	$f_{c25} - f_{c30}$	0,31
	$f_{c30} - f_{c35}$	0,28
	$f_{c35} - f_{c40}$	0,36
	$f_{c40} - f_{c45}$	0,56
	$f_{c25} - f_{c45}$	0,0007

Fonte: a autora.

Novamente, observa-se que para os modelos em que ocorre a ruptura do aço, a resistência à compressão do concreto não é estatisticamente significativa. Este resultado é coerente visto que,

nestes casos, a capacidade resistente do conector é limitada pelas características do próprio conector.

Por outro lado, nos modelos em que a força máxima foi tomada para um deslizamento limite de 20 mm, só houve diferença estatisticamente significativa na mudança de resistência à compressão do concreto de 25 MPa para 45 MPa. Este resultado influencia em aplicações práticas, pois indica que se pode adotar uma resistência à compressão mais baixa (de 25 MPa), economizando recursos, visto que maiores resistências à compressão geralmente implicam em custos de fabricação mais elevados, e obtendo-se a mesma capacidade resistente do que se utilizada uma resistência à compressão entre 30 MPa e 40 MPa.

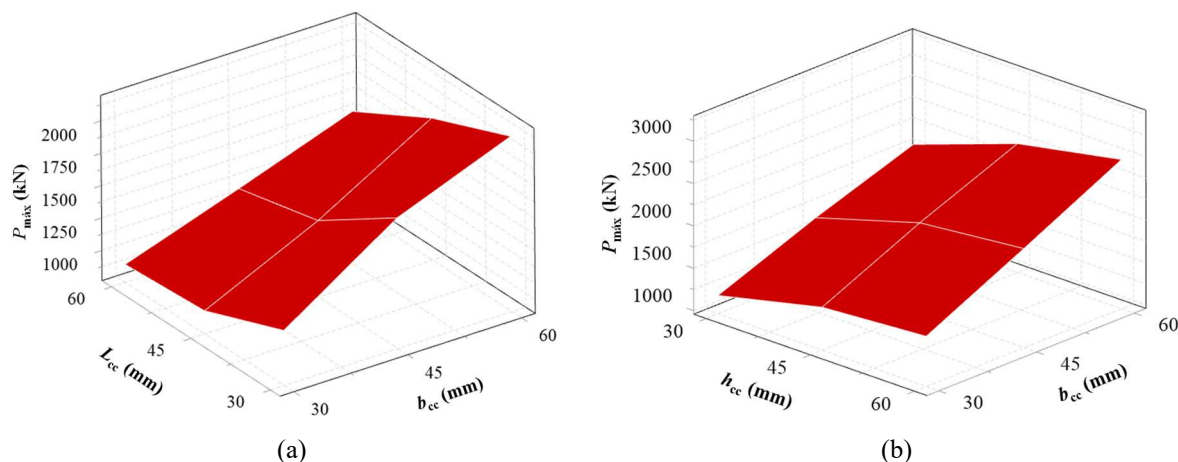
6.3.2 Interações entre os parâmetros variados no estudo

A seguir, são apresentadas as interações entre os parâmetros variados no estudo paramétrico, de maneira a observar o comportamento simultâneo de duas variáveis e sua influência na resposta de força máxima da conexão. Para a realização das análises serão utilizados gráficos de superfície 3D.

6.3.2.1 Interação entre as dimensões do conector

Ao separar os modelos do estudo paramétrico de acordo com um critério pré-estabelecido (falha no aço ou força máxima equivalente ao deslizamento de 20 mm), notou-se que algumas variáveis se mantiveram fixas. Como apresentado no item 6.3.1.1, todos os modelos enquadrados no critério de deslizamento limite apresentavam $L_{cc} = 30$ mm. Por outro lado, no item 6.3.1.3, todos os modelos enquadrados no critério de falha no aço apresentavam $h_{cc} = 30$ mm. Para esses dois casos, não é possível traçar um gráfico de superfície de resposta em três dimensões, de acordo com o critério de falha mencionado, pois todos os pontos das respectivas variáveis são colineares. Assim, para avaliar a interação $L_{cc} \times b_{cc}$, utiliza-se o grupo de modelos em que há falha no aço (Figura 101a), e para avaliar a interação $b_{cc} \times h_{cc}$, utiliza-se o grupo de modelos em que a força máxima é obtida para um critério de deslizamento limite de 20 mm (Figura 101b).

Figura 101 – Variação de P_{\max} : (a) interação $L_{cc} \times b_{cc}$ para falha no aço; (b) interação $b_{cc} \times h_{cc}$ para o critério de deslizamento limite.



Fonte: a autora.

De maneira geral, o gráfico de superfície 3D da Figura 101a se aproxima de um plano inclinado, demonstrando que as variáveis L_{cc} e b_{cc} se relacionam quase linearmente, e que a resistência da conexão aumenta quando se tem menores valores de L_{cc} e maiores valores de b_{cc} , para situações em que a falha se dá no aço. Isso se deve ao fato de que um conector de menor comprimento se torna menos flexível, e um conector com maior largura tem mais área resistente ao cisalhamento e um módulo resistente elástico maior (conforme explicado com mais detalhes nos itens 6.3.1.1 e 6.3.1.2). Aproximando o comportamento das variáveis a uma reta, nota-se que as maiores inclinações estão relacionadas à variável b_{cc} , indicando que este parâmetro é o que tem maior influência na capacidade da conexão, em comparação com a variação de L_{cc} , quando a falha se dá no aço.

Ao se observar a Figura 101b, nota-se que a superfície de resposta também se aproxima de um plano inclinado, demonstrando que as variáveis h_{cc} e b_{cc} se relacionam linearmente, e que a resistência da conexão aumenta quando se tem maiores valores de h_{cc} e maiores valores de b_{cc} , para situações em que a força máxima é obtida para um critério de deslizamento limite de 20 mm. Isso se deve ao fato de que ambas as variáveis influenciam no aumento da área resistente ao cisalhamento e do módulo resistente elástico (conforme explicado com mais detalhes nos itens 6.3.1.2 e 6.3.1.3). Aproximando o comportamento das variáveis a uma reta, nota-se que as maiores inclinações estão relacionadas à variável b_{cc} , indicando que a variação deste parâmetro tem maior influência na resposta de força máxima da conexão, em comparação com a variação de h_{cc} .

Comparando as duas imagens da Figura 101 é possível afirmar que as menores capacidades resistentes da conexão estão associadas aos modelos nos quais há a falha no aço, demonstrando

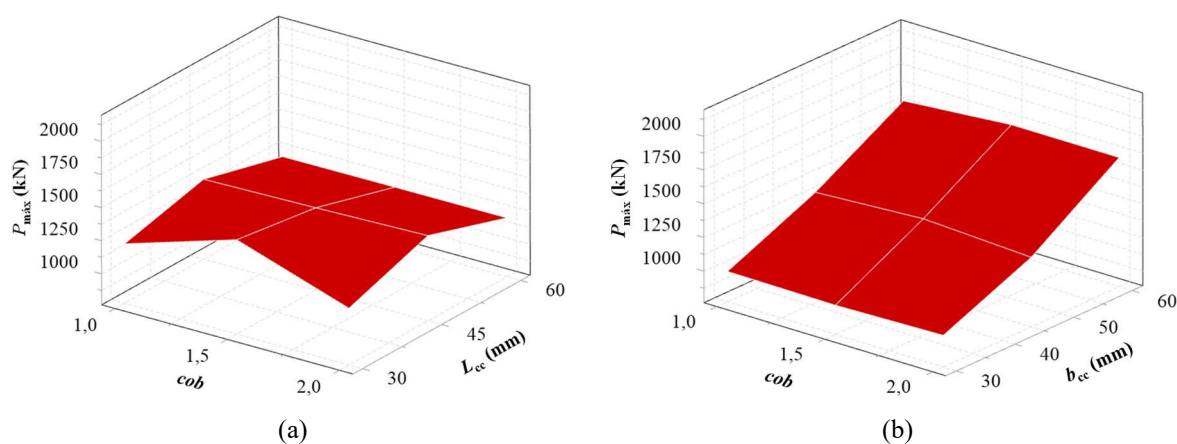
que um concreto de resistência usual, mas em situação de confinamento, pode ultrapassar a resistência de um bloco de aço maciço.

Não é possível avaliar a relação entre o comprimento e a largura do conector, de acordo com cada critério de obtenção da força máxima, pois a divisão dos resultados em grupos gera pontos colineares que impedem a construção de uma superfície de resposta.

6.3.2.2 Interação entre as dimensões do conector e cobrimento de concreto

Na Figura 102 são apresentadas as superfícies de resposta que tratam da interação das dimensões L_{cc} e b_{cc} com o cobrimento de concreto, quando se trata do critério de falha no aço.

Figura 102 – Variação de P_{\max} para a falha no aço: (a) interação $cob \times L_{cc}$; (b) interação $cob \times b_{cc}$.



Fonte: a autora.

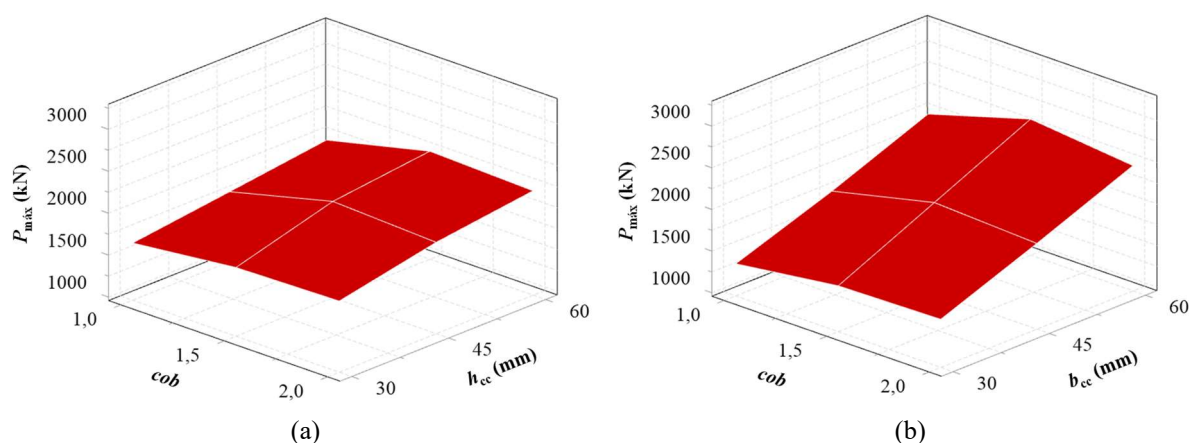
Ao se observar o gráfico da Figura 102a, nota-se que o cobrimento apresenta uma relação praticamente linear e de pouca influência na capacidade resistente da conexão para os comprimentos de 45 mm e 60 mm. Para o comprimento de 30 mm, há um pico na capacidade resistente no ponto equivalente à taxa de cobrimento de 1,5. Observando a variável comprimento, nota-se que há uma relação aproximadamente linear apenas nos dados correspondentes ao cobrimento de 1,5, enquanto para os outros dois níveis é observado um comportamento parabólico côncavo para baixo, com o pico em $L_{cc} = 45$ mm.

Nota-se, na Figura 102b, que a superfície gerada é um plano inclinado, o que indica que as variáveis cob e b_{cc} se relacionam linearmente e que a resistência da conexão aumenta quando se tem maiores valores de b_{cc} . Aproximando o comportamento das variáveis a uma reta, nota-se que as maiores inclinações estão relacionadas à variável b_{cc} , indicando este parâmetro é o que tem maior influência na resposta de força máxima da conexão, em comparação com a variação de cob , que praticamente não influencia nos resultados.

Comparando as duas imagens da Figura 102 é possível afirmar que o cobrimento tem pouca influência nas respostas de capacidade resistente da conexão, visto que os dados apresentados estão relacionados à falha do aço do conector.

Na Figura 103 são apresentadas as superfícies de resposta que relacionam a variação de P_{\max} com a interação das dimensões h_{cc} e b_{cc} com o cobrimento de concreto, quando se trata do critério de obtenção da força máxima equivalente a um deslizamento limite de 20 mm.

**Figura 103 – Variação de P_{\max} para o critério de deslizamento limite de 20 mm:
(a) interação $cob \times h_{cc}$; (b) interação $cob \times b_{cc}$.**



Fonte: a autora.

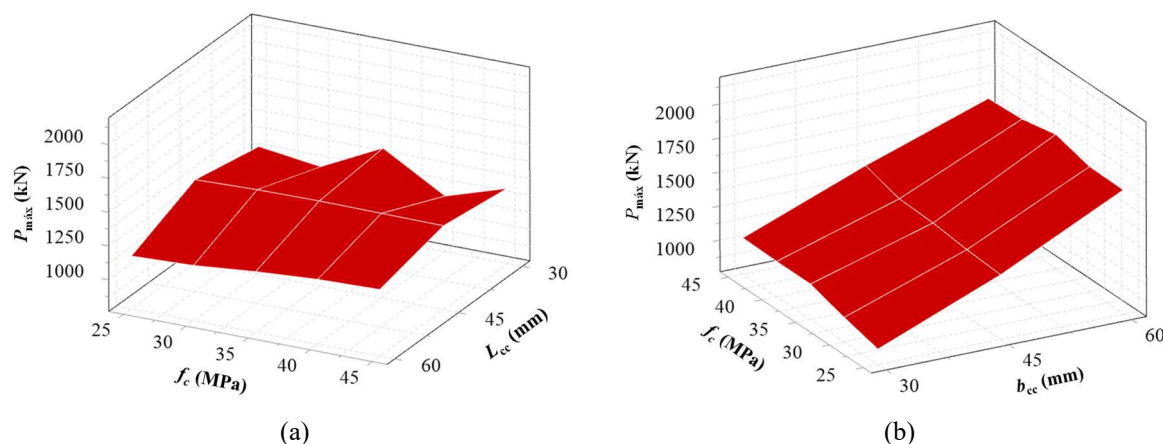
Nota-se, pelos gráficos da Figura 103, que a superfície gerada para ambas as interações se aproxima de um plano inclinado, o que indica que as variáveis se relacionam quase linearmente e que a resistência da conexão aumenta quando se tem maiores valores de b_{cc} e de h_{cc} .

Nos dois casos é possível identificar um pico de resposta da capacidade resistente para o cobrimento de 1,5, conforme apresentado no item 6.3.1.4, mas, de maneira geral, o cobrimento tem pouca influência na resistência da conexão.

6.3.2.3 Interação entre as dimensões do conector e a resistência à compressão do concreto

Na Figura 104 são apresentadas as superfícies de resposta que tratam da variação de P_{\max} para a interação das dimensões L_{cc} e b_{cc} com a resistência à compressão do concreto, quando se trata do critério de falha no aço.

Figura 104 – Variação de $P_{\text{máx}}$ para falha no aço: (a) interação $f_c \times L_{cc}$; (b) interação $f_c \times b_{cc}$.



Fonte: a autora.

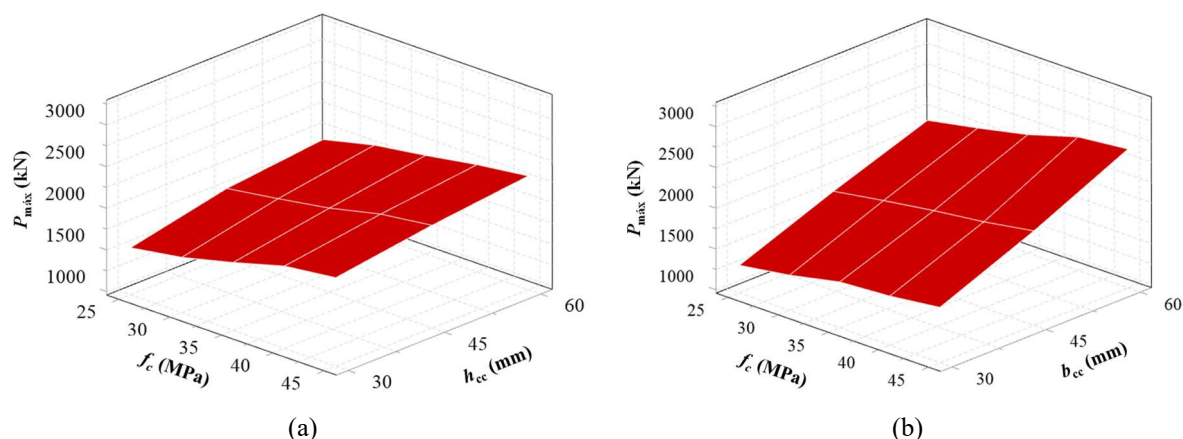
Ao se observar o gráfico da Figura 104a, nota-se que a resistência à compressão do concreto apresenta uma relação praticamente linear e de pouca influência na capacidade resistente da conexão, para os comprimentos de 45 mm e 60 mm. Para o comprimento de 30 mm, há um pico na capacidade resistente no ponto equivalente a $f_c = 35$ MPa. Observando a variável comprimento, nota-se que há uma relação aproximadamente linear apenas nos dados correspondentes a $f_c = 35$ MPa, enquanto para os outros quatro níveis é observado um comportamento parabólico côncavo para baixo.

Nota-se pelo gráfico da Figura 104b, que a superfície gerada se aproxima de um plano inclinado, o que indica que a relação entre as variáveis f_c e b_{cc} é praticamente linear e que a resistência da conexão aumenta quando se tem maiores valores de b_{cc} . Aproximando o comportamento das variáveis a uma reta, nota-se que as maiores inclinações estão relacionadas à variável b_{cc} , indicando que este é o parâmetro que tem maior influência na capacidade da conexão, em comparação com a variação de f_c .

De maneira similar ao cobrimento de concreto, a resistência à compressão do concreto tem pouca influência nas respostas de capacidade resistente da conexão, visto que os dados apresentados estão relacionados à falha do aço do conector.

Na Figura 105 são apresentadas as superfícies de resposta que tratam da variação de $P_{\text{máx}}$ para a interação das dimensões h_{cc} e b_{cc} com a resistência à compressão do concreto, quando se trata do critério de obtenção da força máxima equivalente a um deslizamento limite de 20 mm.

Figura 105 – Variação de P_{\max} para o critério de deslizamento limite de 20 mm:
(a) interação $f_c \times h_{cc}$; (b) interação $f_c \times b_{cc}$.



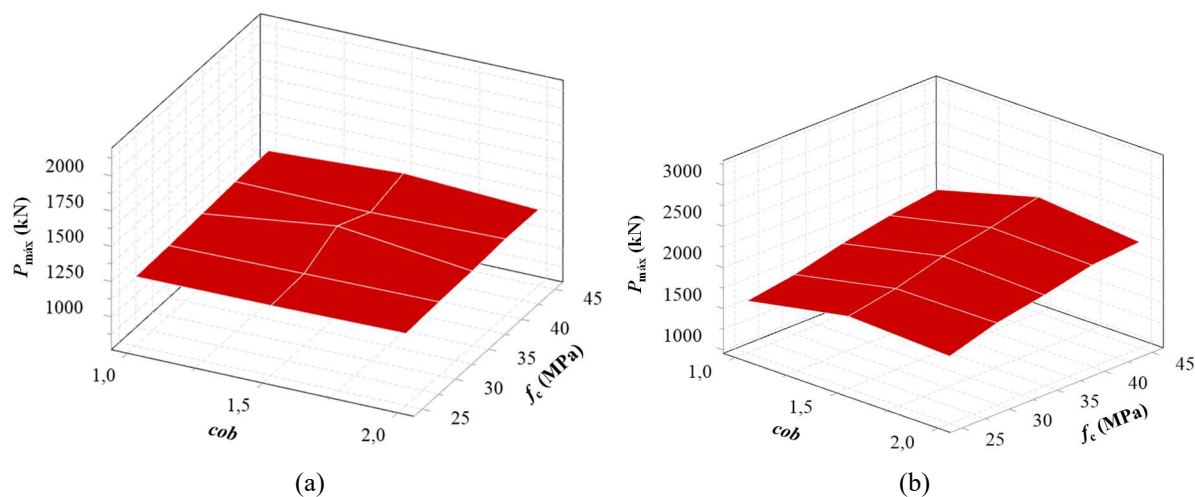
Fonte: a autora.

Nota-se, pelos gráficos da Figura 105, que a superfície gerada para ambas as interações se aproxima de um plano inclinado, o que indica que as variáveis se relacionam linearmente e que a resistência da conexão aumenta quando se tem maiores valores de b_{cc} , de h_{cc} e de f_c . Aproximando o comportamento das variáveis a uma reta, nota-se que as maiores inclinações estão relacionadas à variável b_{cc} , seguida da variável h_{cc} e de f_c , indicando a ordem de relevância do parâmetro na resposta de força máxima da conexão.

6.3.2.4 Interação entre as dimensões do conector e a resistência à compressão do concreto

Na Figura 106 são apresentadas as superfícies de resposta que tratam da variação de P_{\max} para a interação do cobrimento com a resistência à compressão do concreto, para cada um dos critérios de obtenção da força máxima.

Figura 106 – Variação de P_{\max} : (a) interação $cob \times f_c$ para falha no aço;
(b) interação $cob \times f_c$ para o critério de deslizamento limite.



Fonte: a autora.

Para o critério de falha no aço (Figura 106a), nota-se que a superfície do gráfico é similar a um plano, onde praticamente não são observadas mudanças na capacidade resistente da conexão quando se alteram os níveis das variáveis em questão, com exceção de um pequeno pico observado na interseção entre $f_c = 35$ MPa e $cob = 1,5$ MPa.

Para o critério de obtenção da força máxima equivalente a um deslizamento limite de 20 mm (Figura 106b), observa-se que a superfície do gráfico se aproxima de uma projeção parabólica côncava para baixo, onde os resultados máximos são encontrados para um cobrimento de 1,5. A superfície também está levemente inclinada, indicando que a capacidade resistente da conexão aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto.

6.3.3 Proposição de equações para predição da capacidade resistente

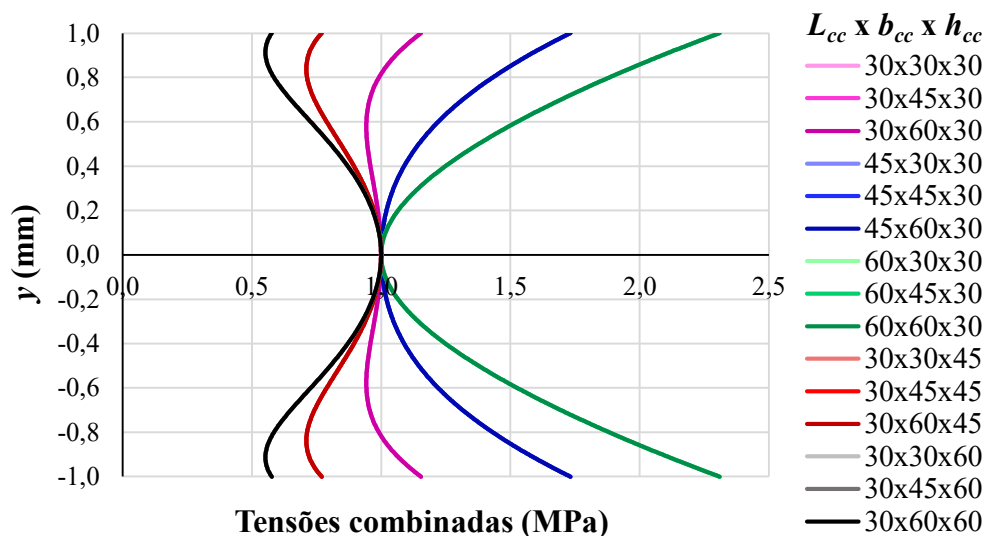
Nos itens a seguir são apresentadas proposições de cálculo para a determinação da capacidade resistente de uma conexão com duas linhas de conectores rígidos do tipo bloco, para cada um dos dois grupos de resultados.

Ressalta-se que, no estudo paramétrico, evitou-se o escoamento da chapa central e do tubo, adotando-se para o f_y alto que não fosse alcançado. É de grande importância que essas duas condições também sejam verificadas, para que a capacidade resistente do conector não as ultrapasse e leve à falha de outros mecanismos que não estão relacionados à conexão.

6.3.3.1 Falha no aço do conector

Como visto anteriormente no item 5.6.2, conectores com relação $L_{cc}/h_{cc} = 1$ tem como máxima tensão atuante a tensão normal decorrente da flexão. No estudo paramétrico, são apresentados três diferentes valores para a altura e o comprimento do conector, criando outras relações entre L_{cc} e h_{cc} . Assim, repetiu-se o processo descrito no item 5.6.2, aplicando a Eq. (19), que trata de tensões combinadas, para cada uma das seções do estudo paramétrico, a fim de identificar os pontos de tensão máxima. Na Figura 107 apresenta-se o gráfico das tensões de von Mises ao longo da altura da seção do conector. Os valores de ambos os eixos foram normalizados, para facilitar o entendimento dos resultados. No eixo x , os valores das tensões combinadas foram divididos por $\sqrt{3} \times \tau_{yz,máx}$. Para o eixo y , cada ponto (y) a ser analisado ao longo da seção foi dividido por $h_{cc}/2$.

Figura 107 – Distribuição das tensões de von Mises ao longo da seção transversal do conector.



Fonte: a autora

Nota-se que os modelos em que $L_{cc}/h_{cc} \geq 1$ (curvas em tons de rosa, azul e verde) apresentam tensões máximas no ponto mais externo da seção, isto é, quem governa é a tensão normal à seção devido à flexão. Para os modelos em que $L_{cc}/h_{cc} < 1$ (curvas em tons de cinza e vermelho), a tensão máxima ocorre no centro da seção, ou seja, quem governa é a tensão de cisalhamento.

É possível provar, matematicamente, qual o valor exato da relação L_{cc}/h_{cc} que determina qual tensão será a máxima na seção: a tensão normal ou a tensão de cisalhamento. Para isso, basta igualar os termos da equação de von Mises, em seus valores máximos, como mostrado na Eq. (24).

$$\sigma_{z, \text{máx}}^2 = 3\tau_{yz, \text{máx}}^2 \quad (24)$$

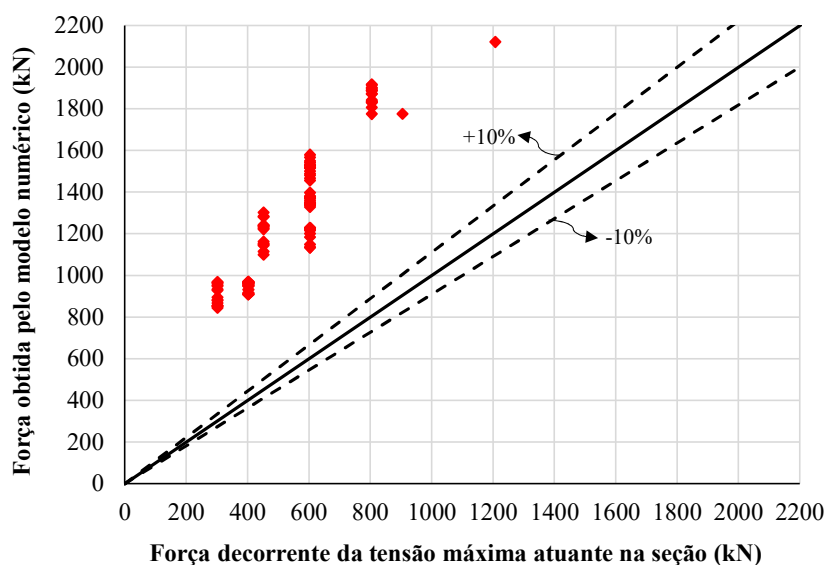
onde σ_z e τ_{yz} já foram anteriormente definidos.

Ao se substituir σ_z pela Eq. (17), considerando $y = h_{cc}/2$, e τ_{yz} pela Eq. (18), considerando $y = 0$, encontra-se o limite da relação L_{cc}/h_{cc} , que é de $\sqrt{3}/2$. Ou seja, para relações $L_{cc}/h_{cc} > \sqrt{3}/2$, quem governa é a tensão normal, decorrente da flexão. Para relações $L_{cc}/h_{cc} < \sqrt{3}/2$, quem governa é a tensão de cisalhamento.

Ao lembrar a discussão apresentada no item 6.3.1.3, percebe-se que todos os modelos que apresentaram falha no aço do conector têm dimensão $h_{cc} = 30$ mm. Isso indica que, no estudo paramétrico desenvolvido, os modelos que falham no aço têm $L_{cc}/h_{cc} > \sqrt{3}/2$ e, portanto, tem como tensão máxima a tensão de flexão.

Na Figura 108 é mostrado um gráfico que relaciona a força obtida pelo modelo numérico e a força que leva ao escoamento do aço, advinda da tensão máxima decorrente da flexão, conforme a Eq. (20). O resultado dessa equação foi multiplicado por dois, para representar a adoção de duas linhas de conectores, assumindo que a redistribuição de esforços ocorre de maneira igualitária entre os conectores. Para os modelos que estão acima da reta preta de linha cheia, a equação de tensão de flexão máxima estima uma força resistente menor do que a que o modelo alcança de fato e, para os modelos que estão abaixo da reta preta, o inverso é válido.

Figura 108 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (20).



Fonte: a autora.

Os resultados mostrados na Figura 108, demonstram que apenas a resistência do aço do conector, obtida com a Eq. (20), subestima a capacidade total da conexão, indicando que algum outro mecanismo resistente está envolvido. Levando em consideração o comportamento físico da conexão, bem como as evidências observadas nos modos de ruptura dos modelos experimentais, é possível supor que haja pelo menos mais duas contribuições para a capacidade resistente: uma força de atrito, devido à fricção entre o concreto e a superfície do conector, e o cisalhamento do concreto.

Para calcular a resistência da conexão com o conector do tipo bloco, considerando a falha no aço do conector, foi acrescentado à equação de tensão normal uma parcela que contempla a contribuição do concreto ao mecanismo resistente. Além disso, propõe-se um fator estatístico, calibrado de acordo com os resultados numéricos, que compensa três fatores não explicitamente apresentados: (a) a contribuição de uma força de atrito entre o aço e o concreto; (b) a consideração da ruptura do aço do conector como uma falha, e não apenas o seu

escoamento; e (c) a utilização de duas linhas de conectores, visto que a equação de tensão normal foi deduzida para uma linha de conectores. O modelo proposto é indicado na Eq. (25).

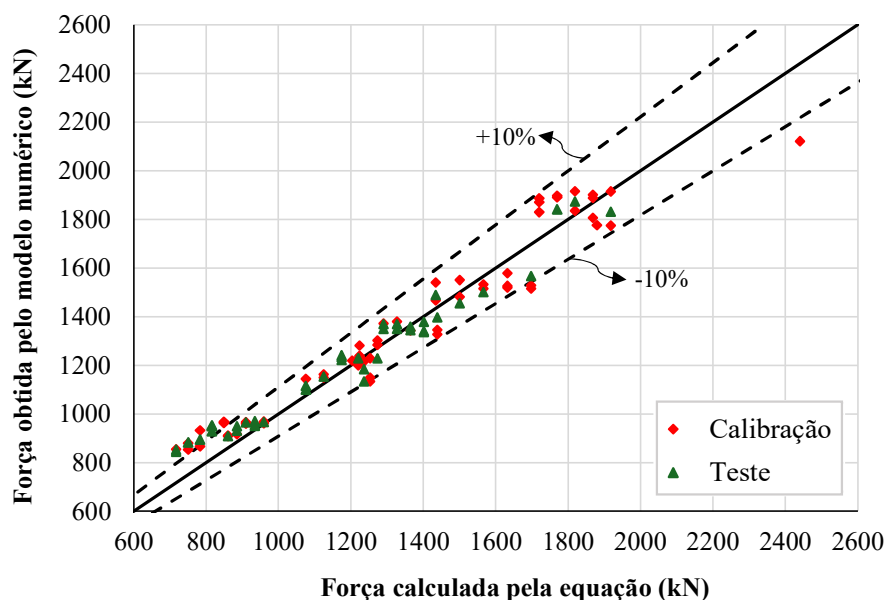
$$Q_{aço} = \beta_1 \left[\left(\frac{2b_{cc}h_{cc}^2}{3L_{cc}} \times f_y \right) + (L_{cc} b_{cc} f_c) \right] \quad (25)$$

onde:

- $Q_{aço}$ é a capacidade resistente da conexão, considerando a falha no aço;
- β_1 é um coeficiente determinado estatisticamente, com o valor $\beta_1 = 3,66$;
- L_{cc} é o comprimento do conector;
- b_{cc} é a largura do conector;
- h_{cc} é a altura do conector;
- f_c é a resistência à compressão do concreto;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço do conector.

Na Figura 109 tem-se a aplicação da Eq. (25) e a comparação dos resultados obtidos com os resultados numéricos, considerando apenas os 102 modelos que apresentaram falha no aço.

Figura 109 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (25).



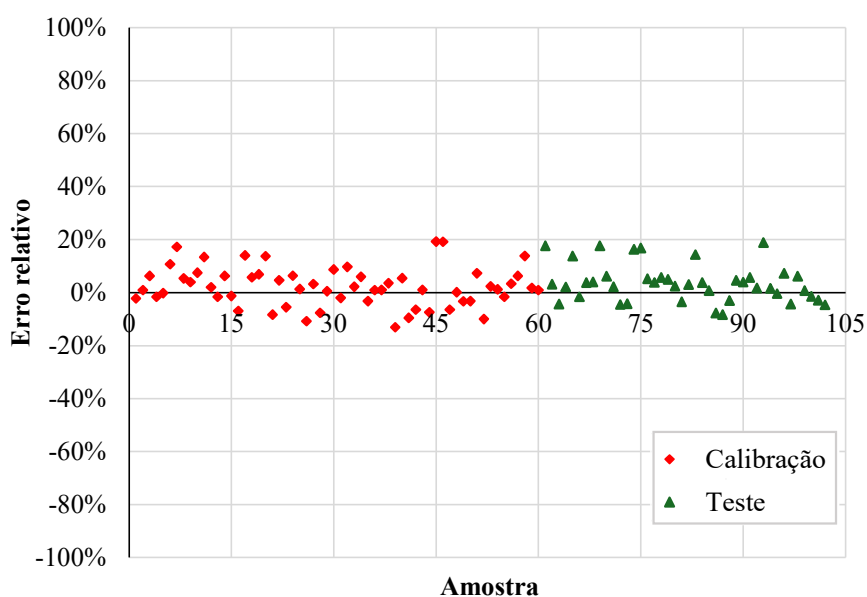
Fonte: a autora.

Os marcadores vermelhos indicam os 60 modelos selecionados aleatoriamente para a determinação do fator β_1 , que foi feita no software Excel e teve como base o método de minimização da soma dos quadrados das diferenças entre a força obtida pelo modelo numérico e a força calculada pela equação proposta. Os marcadores verdes indicam os 42 modelos restantes que foram testados com o fator β_1 já definido. De maneira geral, nota-se que grande

parte dos resultados se encontram dentro de uma faixa onde a equação proposta consegue prever os resultados numéricos com variações de $P_{m\acute{a}x}$ em $\pm 10\%$.

A equação proposta apresentou um R^2 de 0,99, indicando que o modelo explica bem a variabilidade dos resultados de força máxima. Na Figura 110 é apresentado o erro relativo do modelo proposto em comparação com os resultados numéricos. O erro máximo positivo é de 19% e o erro máximo negativo é de 13%.

Figura 110 – Erro relativo entre os resultados da Eq. (25) e os resultados numéricos.



Fonte: a autora.

Diante do exposto, a equação proposta apresenta resultados satisfatórios quanto à predição da capacidade resistente da conexão com conector de aço tipo bloco, relacionada à falha do aço do conector. Dadas as faixas de variação dos parâmetros contempladas no estudo paramétrico, a Eq. (24) é considerada válida dentro dos seguintes limites:

- $b_{cc} = \{30-60 \text{ mm}\}$;
- $h_{cc} = 30 \text{ mm}$;
- $L_{cc} = \{30-60 \text{ mm}\}$;
- $f_c = \{25-45 \text{ MPa}\}$;
- $COB = \{1-2\}$.

Embora a tensão de escoamento (f_y) do aço figure na Eq. (25), e em todos os casos do estudo paramétrico realizado tenha sido adotado um aço WS 350 Gerdau, considerando a isotropia do aço e seu bom comportamento mecânico, presume-se que a Eq. (25) possa ser aplicada para diferentes valores de f_y .

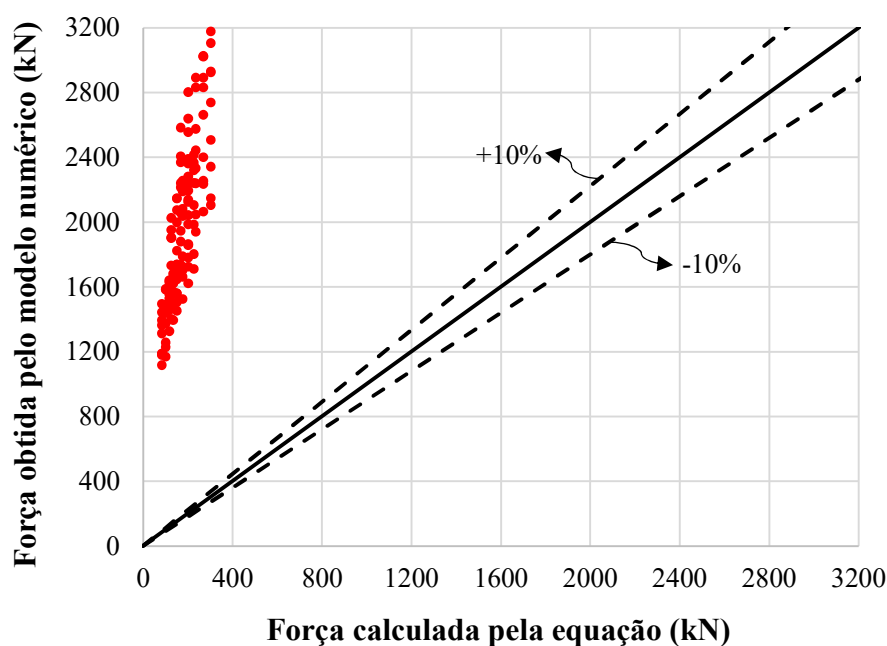
6.3.3.2 Falha convencionada para um deslizamento limite de 20 mm

Para determinar a força máxima da conexão, considerando que ela seja relativa a um deslizamento de 20 mm (pois não há falha do aço ou do concreto dentro desse limite), utilizou-se como base a Eq. (3), apresentada na ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019).

Na equação citada é necessário calcular uma área de projeção do espraçamento das tensões advindas da pressão que o conector exerce no concreto. Essa área é fruto da expansão da área da face de contato do conector com o concreto em uma proporção de 1:5, como indicado na Figura 15. Assim, a área da projeção depende de um ângulo e do espaçamento entre conectores. No estudo paramétrico desenvolvido, o espaçamento entre conectores é proporcional à altura dos conectores ($3h_{cc}$), ou seja, tem-se espaçamentos de 90 mm, 135 mm e 180 mm para os conectores com altura de 30 mm, 45 mm e 60 mm, respectivamente.

Na Figura 111 é mostrado um gráfico que relaciona a força obtida pelo modelo numérico e a força obtida pela Eq. (3), proposta inicialmente pela ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019), considerando os 123 modelos que atendem ao critério de deslizamento limite do estudo paramétrico. A Eq. (3) foi multiplicada por dois, para representar a adoção de duas linhas de conectores, supondo que a redistribuição de esforços ocorre de maneira igualitária entre os conectores.

Figura 111 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela equação da ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019).



Fonte: a autora.

Nota-se que todos os modelos se encontram acima da reta preta de linha cheia, o que indica que a equação do ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019) subestima a força resistente em cerca de 10 vezes em relação ao que o modelo alcança de fato. Isso se deve ao fato de que a equação da ECCS (1981) não leva em consideração o efeito de confinamento do concreto, que resulta em um aumento considerável em sua resistência. Assim, o ideal seria encontrar um fator que pudesse computar esse efeito de confinamento.

Optou-se por utilizar duas relações amplamente discutidas no âmbito de pilares mistos, que são a relação L_t/d_t (comprimento do tubo / diâmetro do tubo) e a relação d_t/t_t (diâmetro do tubo / espessura da parede do tubo). Como visto no item 2.2.1, ambas as relações, quando elevadas, não são capazes de proporcionar confinamento. A fim de propor um modelo de cálculo para o critério de deslizamento limite, aplicou-se o método de minimização da soma dos quadrados da diferença entre a força obtida pelo modelo numérico e a força calculada por uma equação proposta, utilizando-se o software Excel. Diversos modelos de equações foram testados, até que se encontrasse um modelo capaz de relacionar as razões d_t/t_t e L_t/d_t com a equação da ECCS (1981) e apresentar um baixo erro relativo. O modelo de cálculo proposto é indicado na Eq. (26).

$$Q_{20mm} = \beta_2 \left(\sqrt{\frac{L_t}{d_t} \times A_1 f_{cb} \times \frac{d_t}{t_t}} \right) \quad (26)$$

onde:

Q_{20mm} é a capacidade resistente da conexão, considerando o critério de deslizamento de 20 mm;

β_2 é um coeficiente determinado estatisticamente, dado por $\beta_2 = 9,62$;

L_t é o comprimento do tubo de aço;

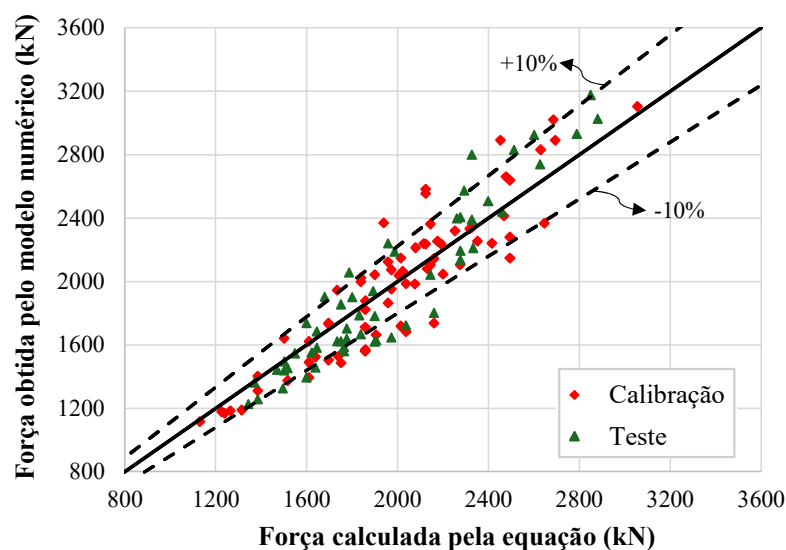
d_t é o diâmetro do tubo de aço;

t_t é a espessura do tubo de aço;

$A_1 f_{cb}$ é a Eq. (3), proposta pela ECCS (1981) *apud* Wang *et al.* (2019);

Na Figura 112 tem-se os resultados obtidos com a Eq. (26) comparados com os resultados numéricos, considerando apenas os 123 modelos que atendem ao critério de força máxima para um deslizamento limite de 20 mm.

Figura 112 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (26).

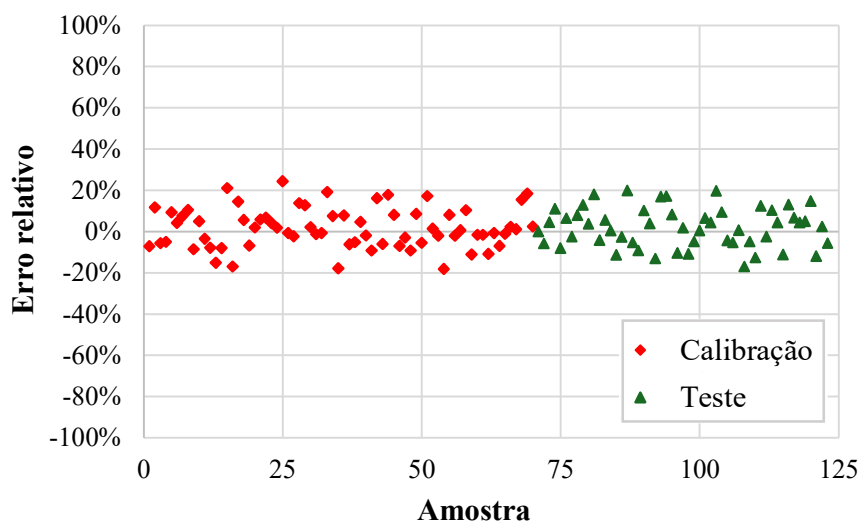


Fonte: a autora.

Os marcadores vermelhos indicam os 70 modelos seleccionados aleatoriamente para a determinação do modelo de cálculo, e os verdes indicam os 53 modelos restantes que usados para teste do modelo. De modo geral, observa-se que a maioria dos resultados se encontram dentro de uma faixa onde a equação proposta consegue prever os resultados numéricos com variações de $P_{\text{máx}}$ em $\pm 10\%$.

A equação proposta apresentou um R^2 de 0,99, indicando o modelo explica bem a variabilidade dos resultados de força máxima. Na Figura 113 tem-se os resultados obtidos com a Eq. (26) comparados com os resultados numéricos. O erro máximo positivo é de 24% e o erro máximo negativo é de 18%.

Figura 113 – Comparação entre os resultados numéricos e os resultados calculados pela Eq. (26).



Fonte: a autora.

A equação proposta fornece resultados satisfatórios quanto à predição da capacidade resistente da conexão com conector de aço tipo bloco, obtendo a força máxima para um deslizamento limite de 20 mm. Dadas as faixas de variação dos parâmetros contempladas no estudo paramétrico, a Eq. (26) é considerada válida dentro dos seguintes limites:

- $L_t = \{300-450 \text{ mm}\}$;
- $d_t = \{170,4-230,4 \text{ mm}\}$;
- $t_t = 12,5 \text{ mm}$;
- $L_{cc} = 30 \text{ mm}$;
- $b_{cc} = \{30-60 \text{ mm}\}$;
- $h_{cc} = \{30-60 \text{ mm}\}$, com distância entre conectores de $3h_{cc}$;
- $f_c = \{25-45 \text{ MPa}\}$;
- $COB = \{1-2\}$.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões gerais

Neste trabalho foi apresentado um estudo a respeito do efeito do confinamento do concreto em ligações mistas com conectores do tipo bloco. Para isso, realizou-se um programa experimental e uma análise numérica com modelos de elementos finitos, a fim de identificar e avaliar os parâmetros influentes no comportamento do conector.

O programa experimental foi composto por seis corpos de prova tubulares de aço preenchidos por concreto, contendo em seu interior uma chapa de aço com os conectores do tipo bloco soldados nela. O estudo foi dividido em dois grupos, sendo um com quatro experimentos em tubo de 219,1 mm com uma linha de conectores, e outro com dois experimentos em tubo de 355,6 mm com duas linhas de conectores. Para o ensaio de cisalhamento direto, adotou-se uma configuração do tipo *plug-in*, similar ao ensaio *push-out* preconizado pelo EC4, que tende a reduzir a excentricidade da força aplicada ao conector.

O comportamento resistente dos modelos, dentro do seu próprio grupo, foi similar ao longo do ensaio. Não foi observada formação de fissuras nas regiões visíveis do concreto durante o ensaio. Para os modelos com uma linha de conectores, observou-se que a falha ocorreu por escoamento do conector, que apresentou elevada deformação ao final do ensaio. Para os modelos com duas linhas de conectores, atribuiu-se a falha à ruptura de uma cunha de concreto abaixo dos conectores. Todos os ensaios apresentaram deslizamento característico igual ou superior a 6 mm, o que permite que a conexão com o conector tipo bloco seja classificada como dúctil segundo o EC4. Observou-se um ganho considerável de rigidez inicial quando foram utilizados duas linhas de conectores. Ressalta-se que não se observou o dobro da capacidade resistente quando se dobrou a quantidade de conectores, possivelmente devido ao fato de a conexão não ser suficientemente flexível para permitir a distribuição do carregamento de maneira igualitária entre os conectores, e pelo fato de os modelos possuírem outras propriedades, tanto geométricas quanto mecânicas, diferentes entre si.

Os resultados experimentais obtidos serviram como base para a calibração e validação de um modelo numérico de elementos finitos, desenvolvido utilizando-se o software ABAQUS, a fim

de simular computacionalmente os modelos experimentais. O modelo numérico validado, em conjunto com o critério de falha de von Mises, forneceu resultados que permitiram explicar o comportamento da curva força×deslizamento dos modelos experimentais. Além disso, o modelo numérico mostrou a condição interna dos materiais em termos de tensões e deformações, que puderam ser comparados com os modelos experimentais que foram cuidadosamente abertos após os ensaios.

Por fim, um estudo de variação de parâmetros foi realizado, com o auxílio do modelo numérico calibrado, a fim de investigar alguns parâmetros julgados como influentes, de acordo com outros estudos da literatura técnica. O estudo paramétrico contemplou 225 modelos numéricos, nos quais foram variados os seguintes parâmetros: comprimento, largura e altura do conector, cobrimento de concreto e resistência à compressão do concreto.

Ao se impor um deslocamento prescrito de 20 mm, observou-se que em 102 modelos numéricos ocorreu falha do aço, e em 123 outros modelos numéricos não se observou perda efetiva da capacidade resistente, embora tanto o concreto quanto o aço tenham sofrido dano considerável.

Observou-se que o desempenho estrutural da conexão diminui com o aumento do comprimento do conector, pois ele se torna cada vez mais flexível e suscetível à ação de maiores momentos fletores. Por outro lado, tanto o aumento da largura quanto o aumento da altura do conector impactam positivamente na capacidade resistente da conexão, visto que essas propriedades aumentam a área ao cisalhamento e o módulo resistente à flexão da seção transversal do conector.

Quanto ao cobrimento de concreto, só se observou alguma influência nos modelos em que não houve a ruptura do aço. Identificou-se que o aumento do cobrimento aumenta a capacidade resistente da conexão. Além disso, não se observou diferença estatisticamente significativa entre o aumento do cobrimento de 1,5 para 2 vezes o comprimento do conector, o que proporciona o uso de seções transversais menores e, conseqüentemente, mais econômicas.

Em relação à resistência à compressão do concreto, observou-se comportamento similar ao cobrimento, de modo que sua influência ocorreu apenas nos modelos em que não houve falha no aço. O aumento da resistência à compressão do concreto levou a um aumento na capacidade resistente da conexão. Ainda, só se observou diferença estatisticamente significativa entre as resistências de 25 e 45 MPa, sugerindo, novamente, uma maneira de gerar economia no uso

desses conectores, visto que adotar uma resistência de 25 MPa pode trazer resultados similares aos de resistência na faixa de 30-40 MPa.

Por fim, foram apresentados dois modelos para prever a capacidade resistente do conector, sendo um relacionado à falha do aço e outro relacionado a um deslizamento relativo máximo de 20 mm. Em relação à falha no aço, notou-se que, para todos os modelos do estudo paramétrico, a tensão máxima solicitante era a tensão normal, decorrente da flexão, atuando na região mais externa da seção de contato do conector com a chapa subjacente. Para prever a capacidade resistente do conector para falha no aço, foi proposto um coeficiente estatístico calibrado a partir dos resultados numéricos que multiplica a contribuição do aço e a contribuição do concreto no mecanismo resistente da conexão. Quanto ao critério de deslizamento máximo, utilizou-se como base a equação da ECCS (1981), *apud Wang et al.* (2019), e efetuaram-se ajustes com base em relações geométricas do tubo e em um coeficiente estatístico calibrado com os resultados numéricos. Cabe ressaltar que ambas as equações apresentadas são válidas dentro das faixas de variação dos parâmetros abrangidas pelo estudo.

Além disso, cabe destacar que também devem ser verificadas as falhas da chapa central e do tubo, para garantir que essas partes não sofram alguma instabilidade antes que o mecanismo de ligação com os conectores seja solicitado.

De forma geral, o estudo cumpriu os objetivos propostos e contribuiu para o estudo de conectores do tipo bloco em situação de confinamento. A metodologia proposta se mostrou adequada e os resultados obtidos foram consistentes, com boa coerência entre os modelos experimentais e numéricos. O estudo paramétrico também produziu resultados congruentes, que auxiliaram na compreensão de fatores relevantes ao comportamento da conexão, além de fornecer dados para a calibração de equações capazes de prever a resistência da conexão com conectores do tipo bloco em situação de confinamento.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Diante dos resultados obtidos neste trabalho, são sugeridos os seguintes temas de pesquisas futuras:

- realização de novos estudos experimentais para confrontar os resultados numéricos obtidos, na tentativa de melhorar a modelagem numérica e, conseqüentemente, a confiabilidade das respostas numéricas obtidas;

- realização de estudos numéricos que contemplem a variação de outros parâmetros que podem ser influentes no comportamento do conector, a fim de aprimorar equações de cálculo do conector. Sugere-se a investigação dos seguintes parâmetros:
 - distância entre conectores, a fim de encontrar a distância ótima para a qual o bulbo de tensões de um conector não se sobrepõe ao do outro, prejudicando a capacidade resistente;
 - quantidade de conectores, com o intuito de observar o comportamento relacionado à rigidez da conexão e à redistribuição de esforços entre os conectores;
 - maiores diâmetros do tubo envolvente, para observar melhor como o efeito do confinamento se relaciona com o diâmetro do tubo.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 2015, 152 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; OLIVEIRA, H. M. S.; FAKURY, R. H. Estudo de conectores Crestbond em pilares mistos preenchidos com concreto. **Revista da Estrutura de Aço**, v.4, p.181-199, 2015.

ALTOÉ, J. V. F.; FARIA, C. S.; PETRAUSKI, M. C.; PEREIRA, C. L.; PAES, J. L. R.; VERÍSSIMO, G. S. Composite dowels shear connectors for steel-concrete composite beams: a review. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, v.18, nº2, e18204, 2025.

AHMADI, M.M.; MIRGHADERI, S.R.; BAKHSHAYESH, E. N. Push-Out Behaviour of Encased Rigid Shear Connectors in Steel-Concrete Joints. **Arabian Journal for Science and Engineering**, 2022.

ALMEIDA, P. H. F. **Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 2012, 152 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; PETRAUSKI, M. C.; CALDAS, R. B. Capacidade resistente do conector Crestbond à falha do aço desencadeada por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão. **Revista da Estrutura de Aço**, v.9, nº1, p.61-80, 2020.

ARÉVALO, D.; HERNÁNDEZ, L.; GÓMEZ, C.; VELÁSTEGUI, G.; GUAMINGA, E.; BAQUERO, R.; DIBUJÉS, R. Structural performance of steel angle shear connectors with different orientation. **Case Studies in Construction Materials**, v.14, 2021.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. **Advances in Steel Structures**. p.139–146. 2002.

CALADO, L.; SANTOS, J. Estruturas mistas de aço e betão. IST Press, Lisboa, 2013.

CARDOSO, H. S. **Avaliação do comportamento de conectores constituídos por chapas de aço com recortes regulares – ênfase em conectores de geometria Crestbond aplicados em pilares mistos**. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

DUTRA, C. M. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 2014, 182 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

EGHBALI, N. B.; ANDAMNEJAD, P. Structural performance of rigid shear connectors in concrete encased steel composite columns. **Structures**, v.54, p.348-368, 2023.

EN 1992-1-1:2010. **Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. European Committee for Standardization. 2010.

EN 1994-1-1:2004. **Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization. 2011.

FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). **Model Code 2010: final draft**. Lausanne, Switzerland, 2011. 656 p.

FIB (CEB-FIP). **Practitioner’s guide to finite element modelling of reinforced concrete structures**. Bulletin 45. Lausanne, 2008.

GUPTA, P. K.; SARDA, S. M.; KUMAR, M. S. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v.63, p.182-193, 2007.

HE, S.; FANG, Z.; FANG, Y.; LIU, M.; LIU, L.; MOSALLAM, A. S. Experimental study on perfobond strip connector in steel-concrete joints of hybrid bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v.118, p.169-179, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.11.009>

HE, S.; FANG, Z.; MOSALLAM, A. S.; OUYANG, Y.; ZOU, C. Behavior of CFSC-encased shear connectors in steel-concrete joints: push-out tests. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, 146(4): 04020015, 2020.

HEINEMEYER S. **Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten**. (PhD dissertation) Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen; 2011.

HORDIJK, D. A. **Local Approach to Fatigue of Concrete**. Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands. ISBN 90/9004519-8. 1991.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. **Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures)**. Beton und Stahlbetonbau, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.

LORENC, W.; KOZÚCH, M.; ROWISKI, S.: The behaviour of puzzle-shaped composite dowels. Part. 1: Experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, v.101, p. 482–499, 2014.

MALM, R. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method**. 2009. 64 f. Ph.D.Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.

NASROLLAHI, S.; MALEKI, S.; SHARIATI, M.; MARTO, A.; KHORAMI, M. Investigation of pipe shear connectors using push out test. **Steel and Composite Structures**, v.27, p.537-543, 2018.

OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Dimensionamento de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão simples, segundo a NBR 8800:2008 e

Eurocode 4:2004: comparação com resultados experimentais. **REM: Revista Escola de Minas**, v.62, P.73-85, 2009.

PARDESHI, R. T.; PATIL, Y. D. Review of various shear connectors in composite structures. **Advanced Steel Construction**, v.17, n°4, p.394-402, 2021.

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

PELKE, E.; KURRER, K-E. On the evolution of steel-concrete composite construction. Proceedings of the 5th International Congress on Construction History (5ICCH) v.3, Chicago, 2015.

PETRAUSKI, M. C. **Avaliação numérico-experimental do comportamento de vigas mistas pré-moldadas tipo Crestbeam sujeitas a flexão simples**. 2021. 257 f. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2021.

PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. 2016. 244 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

SCHLAICH, J. Development and application of saw-tooth connections for composite structures. **International Symposium on Connections Between Steel and Concrete**, University of Stuttgart, v.2, p.1105-1118, 2001.

SHANMUGAM, N. E.; LAKSHMI, B. State of the Art Report on Steel–Concrete Composite Columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v.57(10), p.1041-1080, 2001.

SHARIATI, M.; SULONG, N. H. R.; SHARIATI, A.; KHANOUKI, M. A. Behavior of V-shaped angle shear connectors: experimental and parametric study. **Materials and Structures**, v.49, p.3909-3926, 2015. DOI 10.1617/s11527-015-0762-8

SIMULIA. **Abaqus analysis user's manual - Part VI: Elements**. Providence, USA, 2012.

SU, Q. T.; WANG, W.; LUAN, H. W.; YANG, G. T. Experimental research on bearing mechanism of perfobond rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v.95, p.22-31, 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.11.020>

TAO, Z.; WANG, Z. B.; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 89, p.121–131, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.001>

VALLOUREC. **Tubos Estruturais sem Costura: Graus de Aço, Propriedades Mecânicas e Aplicações**. Disponível em: <https://solutions.vallourec.com/industry/structural-hollow-sections/>. Acesso em: 15 ago. 2024.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. 2007. 316 f. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

VRCELJ, Z.; UY, B. Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling. **Journal of Constructional Steel Research**, v.58, p.275-300, 2002.

WANG, Y.; YU, J.; LIU, J.; CHEN, Y.F. Experimental and numerical analysis of steel-block shear connectors in assembled monolithic steel-concrete composite beams. **Journal of Bridge Engineering**, ASCE, 24(5): 04019024, 2019.

XIAO, L.; LI, X.; MA, Z. J. Behavior of perforated shear connector in steel-concrete composite joints of hybrid bridges. **Journal of bridge engineering**, ASCE, 22(4): 04016135, 2016.

XU, X.; LIU, Y. Analytical prediction of the deformation behavior of headed studs in monotonic push-out tests. **Advances in Structural Engineering**, v. 22(7), p.1711–1726, 2019.

YAZDANI, S.; SCHREYER, H. L. An anisotropic damage model with dilatation for concrete. **Mechanics of Materials**, v.7, p.231-244, 1988.

ZEGHICHE, J.; CHAOUI; K. An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v.61, p.53-66, 2005.

ZOU, Y.; DI, J.; ZHOU, J.; ZHANG, Z.; LI, X.; ZHANG, H.; QIN, F. Shear behavior of Perfobond connectors in the steel-concrete joints of hybrid bridges. **Journal of constructional steel research**, v. 172, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106217>.

APÊNDICE A – Resultados do estudo paramétrico

Os resultados obtidos pelo estudo paramétrico estão apresentados na Tabela A.1, de acordo com a seguinte organização de colunas: (1) nomenclatura dos modelos numéricos; (2) força máxima obtida dentro de 20 mm de deslizamento ($P_{m\acute{a}x}$); (3) força característica (P_{rk}); (4) deslizamento correspondente à força máxima (δ); (5) deslizamento obtido para 90% da força máxima (δ_u); (6) deslizamento obtido para 90% da força máxima, reduzido de 10% (δ_{uk}); (7) modo de falha identificado.

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continua...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
Lcc60_bcc60_cob2.0_25	1540,66	1386,59	13,40	16,13	14,52	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob2.0_30	1549,75	1394,78	12,30	14,96	13,46	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob2.0_35	1531,21	1378,09	9,25	12,14	10,92	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob2.0_40	1578,59	1420,73	6,99	9,87	8,89	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob2.0_45	1527,96	1375,17	8,12	10,69	9,62	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.5_25	1488,11	1339,30	11,70	14,64	13,18	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.5_30	1480,42	1332,38	8,82	12,45	11,21	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.5_35	1515,93	1364,33	8,06	10,30	9,27	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.5_40	1518,22	1366,40	7,88	10,30	9,27	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.5_45	1566,58	1409,92	6,95	9,47	8,52	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.0_25	1466,68	1320,02	10,31	13,32	11,99	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.0_30	1455,44	1309,90	8,17	11,31	10,18	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.0_35	1500,47	1350,42	7,61	10,55	9,50	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.0_40	1525,87	1373,28	6,51	9,90	8,91	ruptura do aço
Lcc60_bcc60_cob1.0_45	1515,28	1363,75	6,50	9,87	8,88	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob2.0_25	1115,31	1003,78	10,25	12,82	11,54	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob2.0_30	1152,81	1037,53	9,11	11,75	10,58	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob2.0_35	1221,15	1099,03	7,62	10,00	9,00	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob2.0_40	1236,26	1112,63	5,83	9,52	8,56	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob2.0_45	1227,83	1105,04	6,53	9,16	8,24	ruptura do aço

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
Lcc60_bcc45_cob1.5_25	1099,43	989,49	9,40	11,87	10,69	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.5_30	1148,28	1033,46	7,57	10,34	9,31	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.5_35	1241,20	1117,08	6,12	8,63	7,77	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.5_40	1239,05	1115,14	6,49	8,79	7,91	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.5_45	1302,29	1172,06	6,47	9,01	8,11	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.0_25	1143,09	1028,78	7,49	9,54	8,58	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.0_30	1161,85	1045,66	6,95	9,98	8,99	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.0_35	1233,02	1109,72	5,86	8,40	7,56	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.0_40	1280,39	1152,36	5,68	7,97	7,17	ruptura do aço
Lcc60_bcc45_cob1.0_45	1284,54	1156,08	5,18	7,20	6,48	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob2.0_25	843,31	758,98	7,29	9,49	8,54	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob2.0_30	882,50	794,25	6,40	8,33	7,50	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob2.0_35	866,94	780,24	5,89	8,18	7,36	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob2.0_40	928,43	835,59	5,54	8,01	7,21	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob2.0_45	962,37	866,13	5,54	7,71	6,94	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.5_25	852,01	766,81	6,73	8,55	7,70	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.5_30	853,43	768,08	4,71	9,15	8,24	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.5_35	932,57	839,31	5,68	7,98	7,18	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.5_40	949,22	854,30	5,51	7,83	7,05	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.5_45	967,57	870,82	5,34	7,58	6,82	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.0_25	855,07	769,57	6,32	8,76	7,89	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.0_30	879,04	791,14	5,79	7,96	7,16	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.0_35	894,77	805,29	5,63	8,07	7,26	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.0_40	953,47	858,12	6,31	7,44	6,70	ruptura do aço
Lcc60_bcc30_cob1.0_45	965,19	868,67	5,96	7,20	6,48	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob2.0_25	1886,16	1697,54	18,36	19,10	17,19	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob2.0_30	1897,57	1707,82	17,03	18,33	16,49	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob2.0_35	1916,14	1724,52	16,38	17,78	16,00	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob2.0_40	1900,86	1710,77	15,29	16,48	14,84	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob2.0_45	1914,75	1723,28	14,31	15,79	14,21	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.5_25	1870,05	1683,05	16,63	17,72	15,95	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.5_30	1890,53	1701,48	15,78	17,00	15,30	ruptura do aço

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
Lcc45_bcc60_cob1.5_35	1873,26	1685,93	15,40	16,53	14,88	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.5_40	1887,04	1698,34	13,60	14,88	13,40	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.5_45	1774,35	1596,92	12,37	13,37	12,04	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.0_25	1829,45	1646,50	15,88	16,76	15,08	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.0_30	1841,53	1657,37	14,79	16,11	14,50	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.0_35	1835,34	1651,80	13,88	15,11	13,60	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.0_40	1806,75	1626,08	11,37	15,11	13,60	ruptura do aço
Lcc45_bcc60_cob1.0_45	1831,09	1647,98	11,26	12,84	11,56	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob2.0_25	1371,32	1234,19	15,45	16,62	14,96	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob2.0_30	1379,59	1241,63	14,52	15,65	14,09	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob2.0_35	1344,66	1210,19	12,39	13,51	12,16	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob2.0_40	1377,98	1240,18	11,91	13,23	11,90	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob2.0_45	1396,68	1257,01	7,69	9,02	8,11	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.5_25	1369,94	1232,94	14,55	15,74	14,17	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.5_30	1369,09	1232,18	13,70	14,97	13,47	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.5_35	1358,55	1222,70	12,24	13,59	12,23	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.5_40	1340,26	1206,23	7,31	12,53	11,27	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.5_45	1345,56	1211,00	9,56	10,95	9,85	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.0_25	1349,33	1214,40	13,91	15,33	13,79	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.0_30	1349,16	1214,25	11,74	13,11	11,80	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.0_35	1342,50	1208,25	9,08	11,08	9,97	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.0_40	1335,83	1202,25	8,69	9,98	8,98	ruptura do aço
Lcc45_bcc45_cob1.0_45	1327,46	1194,72	7,76	9,38	8,44	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob2.0_25	909,11	818,20	6,71	7,02	6,31	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob2.0_30	948,80	853,92	6,70	8,03	7,23	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob2.0_35	965,24	868,71	9,73	10,43	9,39	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob2.0_40	970,05	873,04	5,81	7,26	6,54	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob2.0_45	967,67	870,90	5,48	6,97	6,27	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.5_25	908,60	817,74	6,53	7,10	6,39	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.5_30	931,49	838,34	6,34	7,65	6,89	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.5_35	965,88	869,29	5,97	7,63	6,87	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.5_40	954,40	858,96	5,90	7,38	6,65	ruptura do aço

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
Lcc45_bcc30_cob1.5_45	966,04	869,43	5,47	7,09	6,38	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.0_25	911,38	820,24	8,68	9,86	8,87	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.0_30	916,18	824,56	8,49	9,36	8,43	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.0_35	959,26	863,34	6,29	7,77	6,99	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.0_40	950,51	855,46	5,77	7,40	6,66	ruptura do aço
Lcc45_bcc30_cob1.0_45	960,23	864,21	5,75	7,23	6,51	ruptura do ao
Lcc30_bcc60_cob2.0_25	1878,48	1690,63	19,88	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob2.0_30	1986,38	1787,74	19,29	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob2.0_35	2046,55	1841,90	19,84	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob2.0_40	2253,93	2028,54	19,82	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob2.0_45	2147,74	1932,96	17,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.5_25	1944,52	1750,07	19,84	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.5_30	2042,17	1837,95	19,79	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.5_35	2120,73	1908,65	18,97	19,23	17,31	ruptura do ao
Lcc30_bcc60_cob1.5_40	2234,57	2011,11	19,76	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.5_45	2341,99	2107,79	19,67	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.0_25	1736,08	1562,47	19,69	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.0_30	1855,64	1670,08	19,68	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.0_35	1939,41	1745,47	19,68	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.0_40	2063,32	1856,99	19,64	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc60_cob1.0_45	2103,76	1893,39	19,18	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob2.0_25	1621,65	1459,48	19,98	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob2.0_30	1559,54	1403,58	20,00	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob2.0_35	1662,48	1496,23	20,00	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob2.0_40	1722,91	1550,62	19,84	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob2.0_45	1801,92	1621,73	19,76	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.5_25	1641,42	1477,28	19,82	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.5_30	1685,62	1517,06	19,83	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.5_35	1702,14	1531,93	19,72	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.5_40	1780,86	1602,77	19,87	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.5_45	1776,07	1598,46	18,52	18,98	17,08	ruptura do aço
Lcc30_bcc45_cob1.0_25	1401,19	1261,07	19,62	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
Lcc30_bcc45_cob1.0_30	1452,40	1307,16	19,80	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.0_35	1523,04	1370,74	19,85	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.0_40	1620,93	1458,84	19,76	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc45_cob1.0_45	1710,76	1539,69	19,72	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob2.0_25	1188,62	1069,76	19,57	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob2.0_30	1219,27	1097,34	19,53	19,72	17,75	ruptura do ao
Lcc30_bcc30_cob2.0_35	1225,88	1103,30	17,67	17,91	16,12	ruptura do ao
Lcc30_bcc30_cob2.0_40	1183,38	1065,04	15,31	15,47	13,92	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob2.0_45	1148,38	1033,54	12,78	12,81	11,53	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.5_25	1178,02	1060,22	19,32	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob1.5_30	1227,19	1104,47	19,64	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob1.5_35	1228,66	1105,80	16,48	16,82	15,13	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.5_40	1133,23	1019,90	10,61	10,80	9,72	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.5_45	1133,17	1019,85	10,43	10,76	9,69	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.0_25	1115,18	1003,66	19,60	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob1.0_30	1168,88	1051,99	19,48	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
Lcc30_bcc30_cob1.0_35	1199,99	1079,99	19,15	19,41	17,47	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.0_40	1216,24	1094,62	18,25	18,47	16,62	ruptura do aço
Lcc30_bcc30_cob1.0_45	1228,37	1105,53	17,22	17,37	15,63	ruptura do ao
bcc60_hcc60_cob2.0_25	2405,31	2164,78	19,95	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob2.0_30	2638,80	2374,92	19,96	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob2.0_35	2890,95	2601,86	19,53	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob2.0_40	3025,03	2722,52	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob2.0_45	3103,83	2793,45	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.5_25	2581,57	2323,41	19,99	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.5_30	2800,75	2520,68	19,96	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.5_35	2830,00	2547,00	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.5_40	3020,48	2718,43	19,96	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.5_45	3175,52	2857,97	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.0_25	2239,31	2015,38	19,98	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.0_30	2361,48	2125,33	19,48	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.0_35	2331,47	2098,33	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
bcc60_hcc60_cob1.0_40	2661,19	2395,07	19,87	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc60_cob1.0_45	2737,58	2463,82	19,83	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob2.0_25	1950,74	1755,67	19,73	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob2.0_30	2144,38	1929,94	19,51	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob2.0_35	2210,44	1989,40	19,65	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob2.0_40	2280,09	2052,08	19,54	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob2.0_45	2367,25	2130,53	19,58	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.5_25	2024,27	1821,84	19,12	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.5_30	2147,85	1933,06	19,16	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.5_35	2253,02	2027,72	19,49	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.5_40	2389,79	2150,81	19,47	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.5_45	2414,22	2172,80	19,40	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.0_25	1731,45	1558,31	19,53	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.0_30	1822,34	1640,11	19,19	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.0_35	2037,01	1833,31	19,35	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.0_40	2042,33	1838,09	19,25	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc60_cob1.0_45	2104,27	1893,84	19,21	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob2.0_25	1394,03	1254,63	18,02	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob2.0_30	1586,16	1427,54	19,83	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob2.0_35	1628,29	1465,46	19,87	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob2.0_40	1681,43	1513,29	19,85	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob2.0_45	1736,76	1563,09	19,53	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.5_25	1493,98	1344,59	19,82	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.5_30	1582,74	1424,47	19,76	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.5_35	1639,51	1475,56	19,75	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.5_40	1620,05	1458,05	18,67	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.5_45	1718,79	1546,91	19,76	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.0_25	1311,53	1180,38	19,70	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.0_30	1373,65	1236,28	19,56	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.0_35	1456,68	1311,01	19,71	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.0_40	1485,98	1337,38	19,62	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc60_cob1.0_45	1559,62	1403,66	19,65	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
bcc60_hcc45_cob2.0_25	2212,28	1991,06	19,71	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob2.0_30	2136,87	1923,19	17,10	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob2.0_35	2441,35	2197,22	19,61	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob2.0_40	2830,60	2547,54	19,49	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob2.0_45	2930,23	2637,21	19,44	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.5_25	2369,01	2132,11	19,56	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.5_30	2555,13	2299,61	19,47	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.5_35	2573,38	2316,04	19,43	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.5_40	2891,17	2602,05	19,27	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.5_45	2924,63	2632,16	19,42	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.0_25	2056,02	1850,42	19,47	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.0_30	2123,15	1910,84	18,84	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.0_35	2238,42	2014,58	19,36	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.0_40	2398,78	2158,91	19,28	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc60_hcc45_cob1.0_45	2506,02	2255,42	19,24	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob2.0_25	1900,10	1710,09	19,81	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob2.0_30	2074,16	1866,74	19,84	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob2.0_35	2080,33	1872,30	19,85	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob2.0_40	2193,57	1974,21	19,77	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob2.0_45	2239,64	2015,67	19,70	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.5_25	1904,03	1713,63	19,74	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.5_30	1998,28	1798,45	19,70	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.5_35	2187,61	1968,85	19,55	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.5_40	2236,74	2013,06	19,55	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.5_45	2319,13	2087,21	19,54	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.0_25	1546,22	1391,60	19,46	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.0_30	1736,58	1562,92	19,61	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.0_35	1787,51	1608,75	19,37	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.0_40	1863,88	1677,49	19,53	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc45_hcc45_cob1.0_45	1984,39	1785,95	19,54	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob2.0_25	1442,95	1298,65	19,97	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob2.0_30	1488,90	1340,01	19,91	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm

Tabela A.1 – Resumo dos resultados do estudo paramétrico (continuação...)

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	P_{rk} (kN)	δ (mm)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)	Falha
bcc30_hcc45_cob2.0_35	1527,88	1375,09	19,92	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob2.0_40	1570,10	1413,09	19,88	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob2.0_45	1645,40	1480,86	19,99	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.5_25	1362,66	1226,39	19,99	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.5_30	1437,83	1294,05	19,99	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.5_35	1552,13	1396,92	19,89	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.5_40	1622,48	1460,24	19,85	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.5_45	1665,58	1499,02	19,91	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.0_25	1183,70	1065,33	19,85	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.0_30	1255,68	1130,11	19,87	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.0_35	1324,87	1192,39	19,86	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.0_40	1392,86	1253,57	19,89	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm
bcc30_hcc45_cob1.0_45	1504,05	1353,64	19,87	-	-	$\delta_{m\acute{a}x} = 20$ mm

Fonte: a autora.

Na Figura A.1 e na Figura A.2 são apresentadas as curvas força \times deslocamento obtidas para o estudo paramétrico série A e série B, respectivamente. Os resultados apresentados em grupos de cinco curvas de mesma seção transversal e cobrimento, sendo diferenciadas pela resistência à compressão do concreto.

Figura A.1 - Curvas força x deslocamento para a série A (continua...)

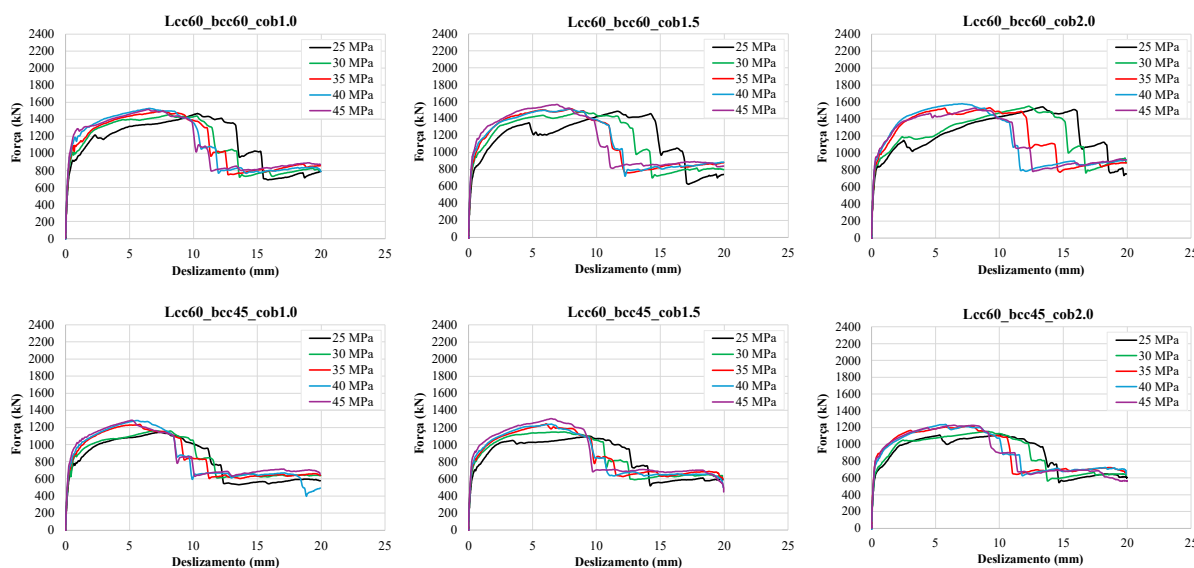


Figura A.1 - Curvas força x deslocamento para a série A (continuação...)

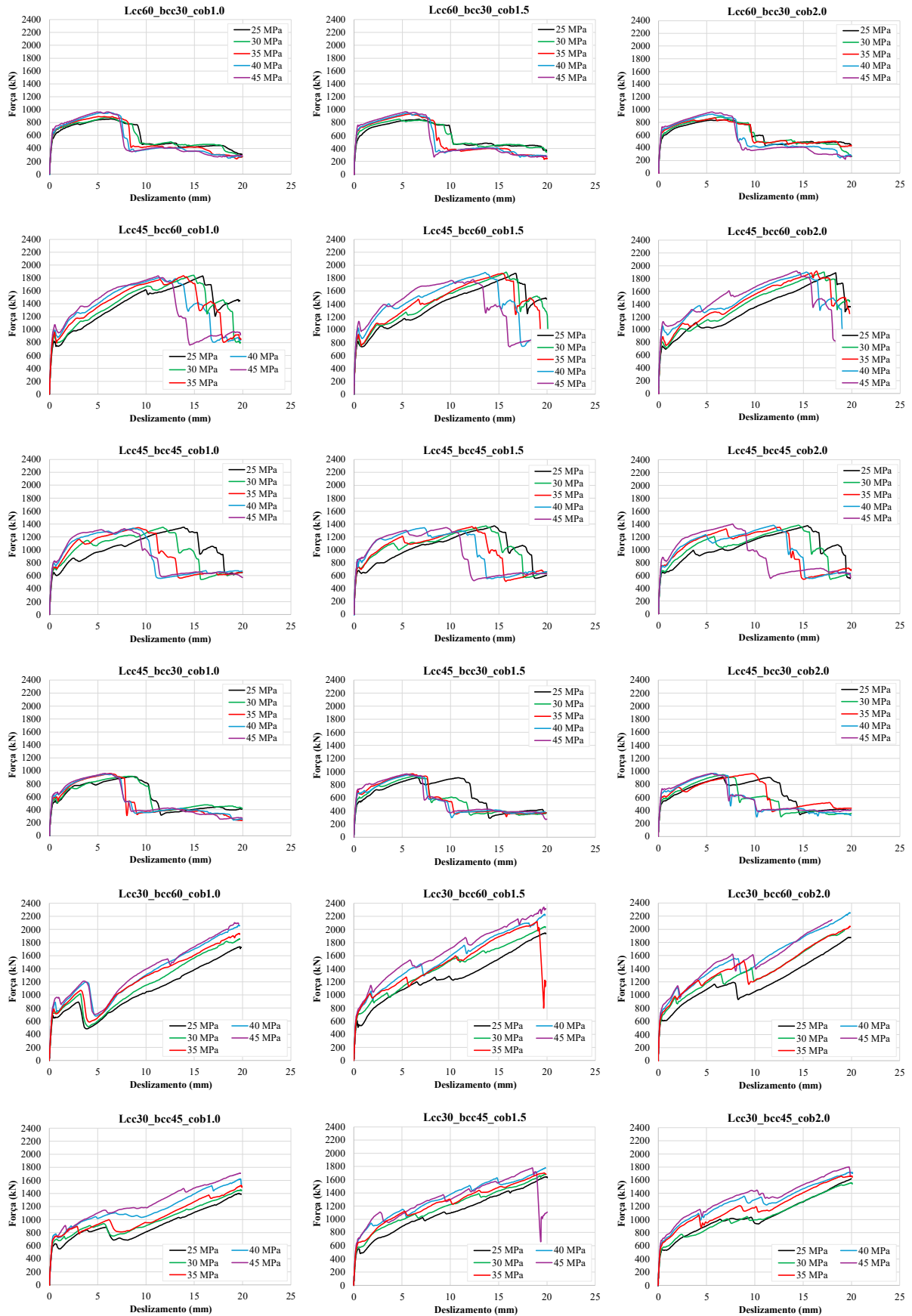
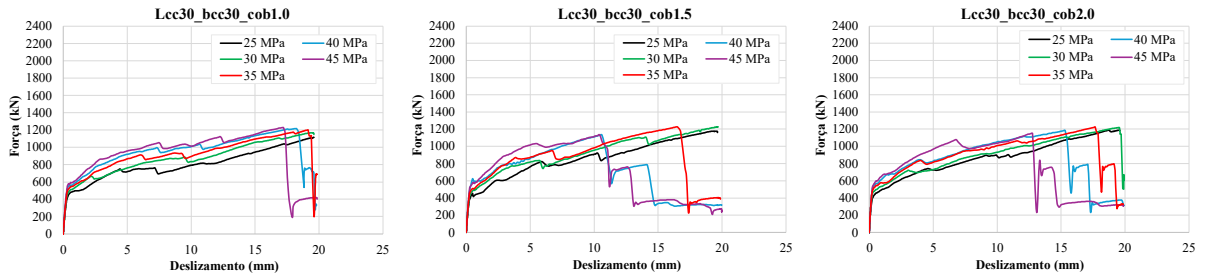


Figura A.1 - Curvas força x deslocamento para a série A (continuação...)



Fonte: a autora.

Figura A.2 - Curvas força x deslocamento para a série B (continua...)

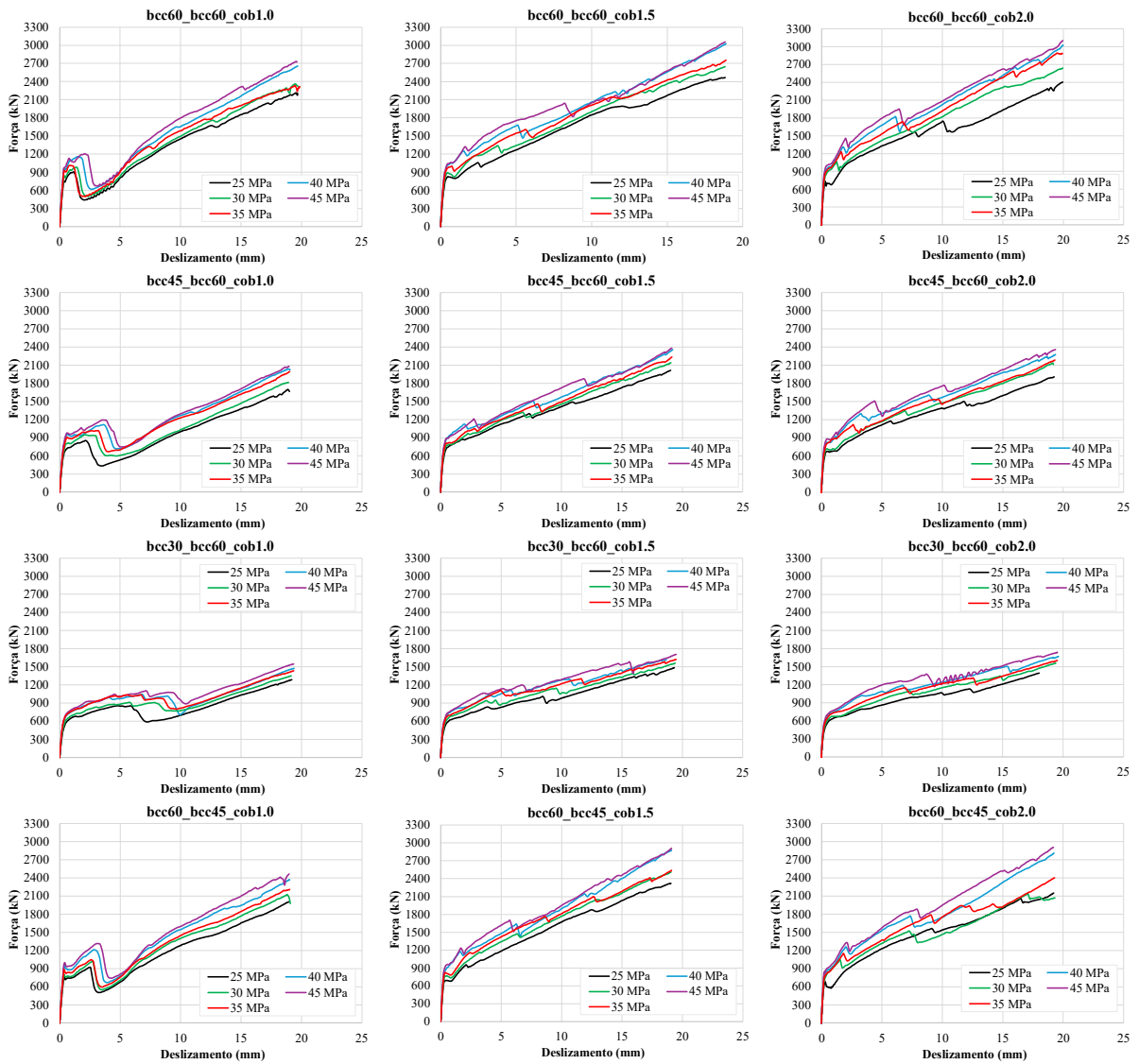
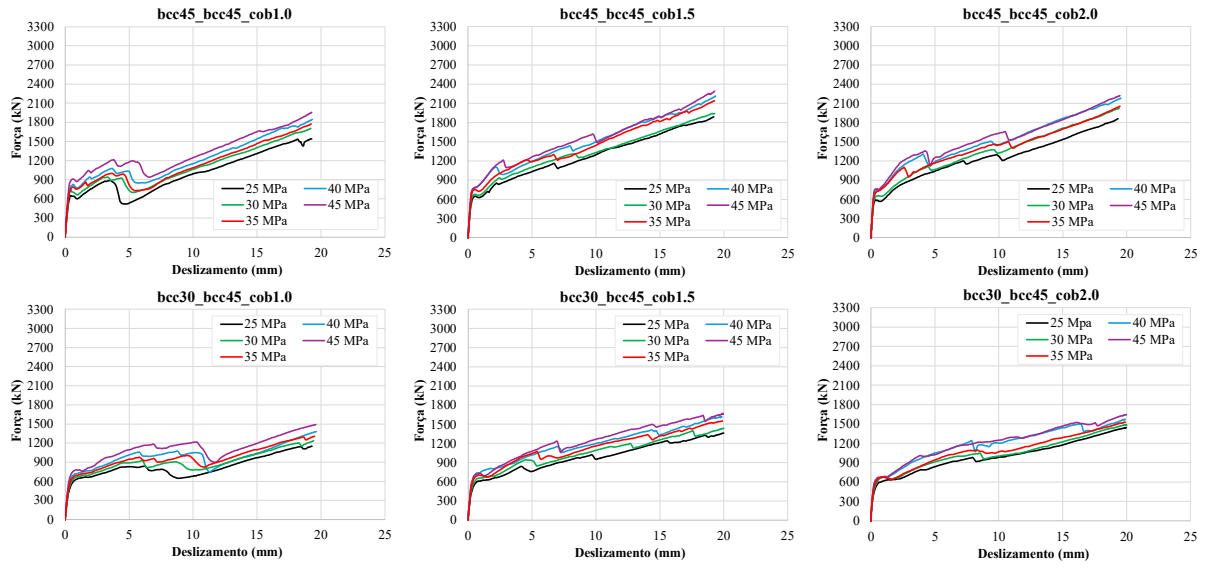


Figura A.2 - Curvas força x deslizamento para a série B (continuação...)



Fonte: a autora.

APÊNDICE B – Estudos experimentais prospectivos

B.1 Generalidades

Este apêndice é dedicado à apresentação de estudos prospectivos realizados antes de definir os modelos experimentais efetivamente estudados na pesquisa. Essa prospecção foi necessária devido ao caráter inovador da pesquisa, que contou com um modelo de ensaio *plug-in* ainda não utilizado para conectores de cisalhamento que não fossem de chapa plana, e que trouxe o confinamento total do concreto proporcionado pela presença do tubo de aço. Com os estudos prospectivos foi possível tomar decisões assertivas a respeito do dimensionamento dos modelos experimentais finais, bem como planejar a montagem e a execução dos ensaios.

De maneira resumida, indica-se o processo de desenvolvimento dos modelos prospectivos, apresentando-se a fabricação dos modelos, a realização dos ensaios e os resultados obtidos.

B.2 Concepção dos modelos experimentais

No estudo prospectivo, foram propostos dois pares de corpos de prova constituídos por um tubo de aço preenchido com concreto armado, contendo em seu interior uma chapa com os conectores de cisalhamento tipo bloco nela soldados.

Os tubos de aço do estudo prospectivo foram os mesmos utilizados no programa experimental final. Para os tubos de 219,1×10,0 mm foram utilizadas chapas de 350×100×19,0 mm, com dois conectores de 30×30×30 mm soldados de cada lado. Para os tubos de 355,6×12,5 mm, foram utilizadas chapas de 350×200×19,0 mm com um conector de 50×50×50 mm soldado de cada lado. Na Tabela B.1 apresentam-se as designações de cada modelo experimental prospectivo, com suas respectivas características.

Tabela B.1 - Características dos modelos experimentais prospectivos.

Designação	Nº da amostra	Diâmetro do tubo de aço (mm)	Dimensões do conector (mm)	Nº de linhas de conectores
TB1-219-30-2	1	219,1	30×30×30	2
TB1-355-50-1	1	355,6	50×50×50	1
TB2-355-50-1	2	355,6	50×50×50	1
CL1-199-30-2	1	-	30×30×30	2

Fonte: a autora.

Nota-se que a nomenclatura segue o mesmo padrão adotado para os modelos experimentais finais apresentados no capítulo 4, com exceção do último. Isso se deve ao fato de que o modelo CL1-199-30-2 é uma cópia idêntica do modelo TB1-219-30-2, mas sem o tubo de aço e, conseqüentemente sem o confinamento proporcionado pelo tubo. Ou seja, para esse modelo, o tubo serviu apenas de fôrma para a concretagem, sendo retirado antes do ensaio.

As características geométricas dos modelos experimentais prospectivos são ilustradas na Figura B.1.

Figura B.1 - Propriedades geométricas dos corpos de prova cilíndricos:

(a) TB1-219-30-2; (b) TB-355-50-1; (c) CL1-199-30-2 (continua...)

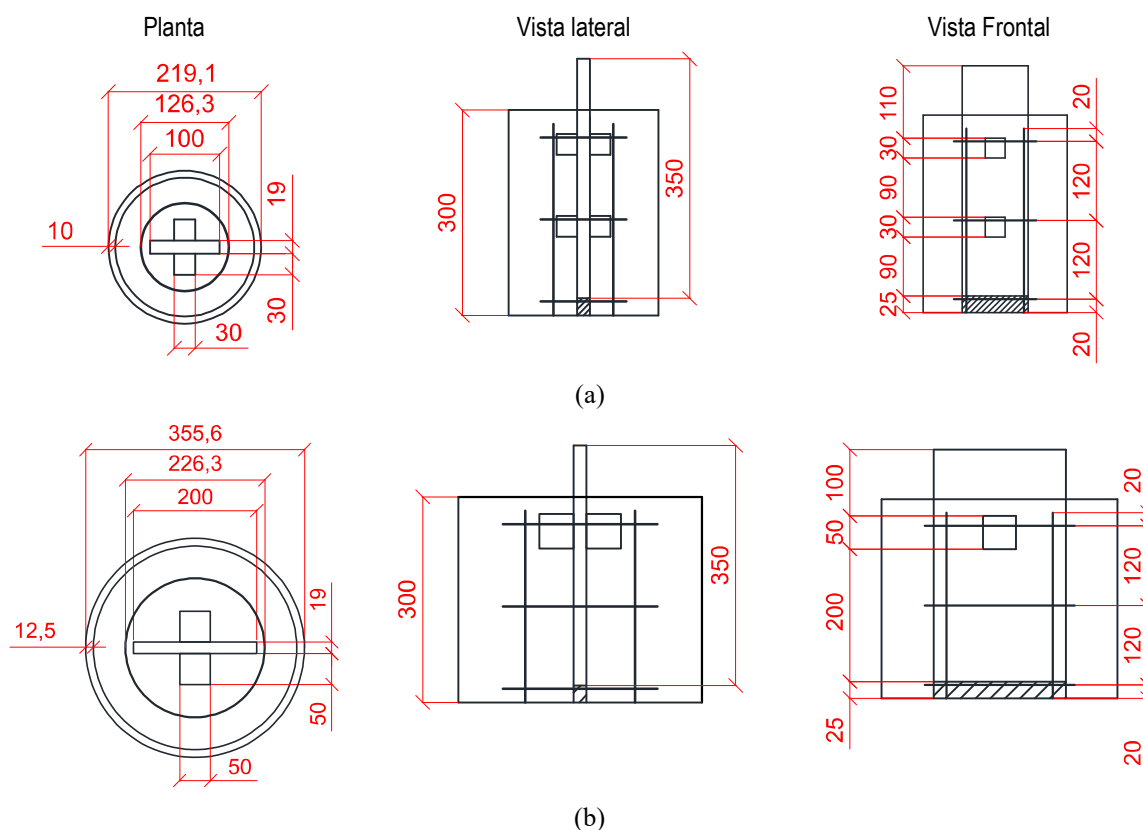
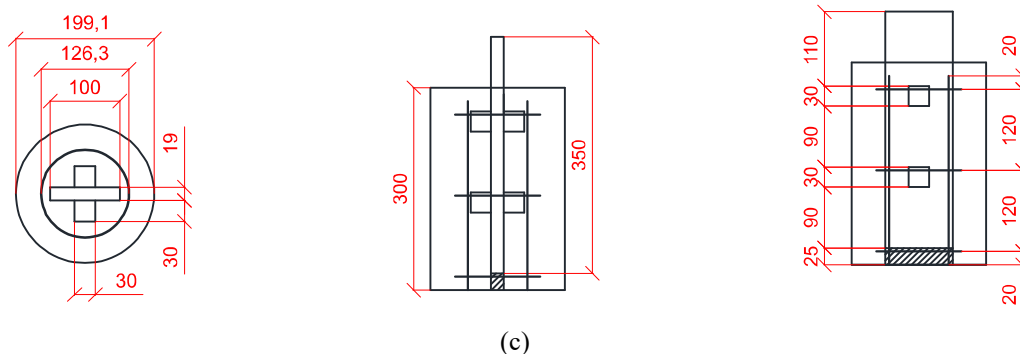


Figura B.1 - Propriedades geométricas dos corpos de prova cilíndricos:
 (a) TB1 219-30-2; (b) TB-355-50-1; (c) CL1-199-30-2 (continuação...)



Fonte: a autora.

B.3 Fabricação dos modelos experimentais prospectivos

Nos itens seguintes são apresentados os processos de fabricação dos modelos experimentais prospectivos, a montagem do experimento e as propriedades mecânicas dos materiais.

B.3.1 Fabricação dos modelos experimentais

Conforme indicado anteriormente, o conjunto composto pelos conectores soldados às chapas foram produzidos na fábrica da CODEME. Para soldagem dos elementos, utilizou-se solda de penetração total, com resistência suficiente para que a ruptura não ocorresse na ligação.

As propriedades do aço estrutural dos conectores e das chapas utilizadas em cada modelo prospectivo, confirmadas por meio de ensaios e certificação do aço, são indicadas na Tabela B.2.

Tabela B.2 - Propriedades mecânicas aços das chapas e dos conectores.

Modelo	Elemento	Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)
TB1-219-30-2	Chapa	ASTM A572 GR50	393	525
	Conector	ASTM A572 GR50	442	531
TB-355-50-1	Chapa	ASTM A572 GR50	393	525
	Conector	ASTM A572 GR50	417	528
CL1-219-50-1	Chapa	ASTM A572 GR50	393	525
	Conector	ASTM A572 GR50	442	531

Fonte: a autora.

Os tubos utilizados no estudo prospectivo foram os mesmos utilizados no estudo experimental final, fornecidos pela VALLOUREC, com propriedades já anteriormente descritas.

Os modelos prospectivos tinham armadura, ao contrário dos modelos finais. A armadura consistiu em quatro barras longitudinais de aço CA-50, com diâmetro de 6,3 mm, que serviam de suporte para os estribos circulares, de mesmo aço e mesmo diâmetro. Os estribos circulares tiveram suas extremidades soldadas. Na Figura B.2 ilustram-se as armaduras utilizadas nos modelos com um e com dois conectores, respectivamente.

Figura B.2 - Armaduras dos modelos experimentais prospectivos.



Fonte: a autora.

B.3.2 Preparação do experimento

Os modelos prospectivos foram apoiados sobre madeirite, para manter a superfície inferior regularizada. Taliscas de madeira foram utilizadas para manter o tubo na posição correta durante a concretagem. Essa metodologia teve um resultado satisfatório e foi mantida para os modelos finais, conforme apresentado no capítulo 4.

Para os modelos prospectivos, diferentemente dos modelos finais, não se utilizou desmoldante em nenhuma região do corpo de prova, exceto no madeirite, para auxiliar na desforma.

Para posicionar as chapas no centro do tubo, elevadas a uma altura de 25 mm, foram utilizados espaçadores plásticos impressos em impressora 3D, que foram novamente adotados nos modelos finais, conforme explicado no item 4.2.2.

Na Figura B.3 é ilustrada a preparação para a concretagem dos tubos, onde o posicionamento correto é garantido pelas taliscas de madeira e há a centralização dos espaçadores que recebem as chapas.

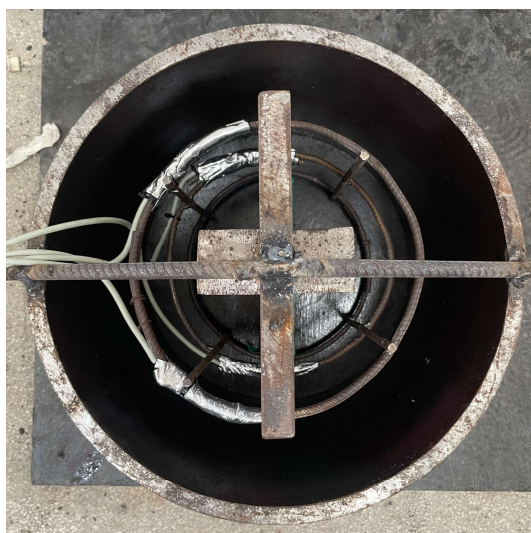
Figura B.3 - Posicionamento dos tubos e dos espaçadores plásticos.



Fonte: a autora.

Por fim, a chapa com os conectores foi encaixada no espaçador plástico e, posteriormente, a armadura foi posicionada envolvendo a chapa. Para garantir a verticalidade durante a concretagem e endurecimento do concreto, barras de aço foram soldadas na região superior da chapa e no tubo, fixando o conjunto na posição ideal. A Figura B.4 ilustra a condição final dos modelos antes da concretagem.

Figura B.4 - Preparação para a concretagem dos tubos.



Fonte: a autora.

B.3.3 Concretagem e controle tecnológico do concreto

A concretagem dos quatro modelos experimentais prospectivos ocorreu em etapa única. Para a fabricação do concreto, utilizaram-se os seguintes materiais: cimento CP V ARI RS, areia natural, areia artificial, agregado graúdo de diâmetro máximo igual a 9,5 mm, aditivo superplastificante e água.

Os materiais foram misturados na betoneira do LBE/UFV, em amassadura única. Os tubos de aço foram preenchidos com o concreto em camadas de cerca de 5 cm, adensadas manualmente com uma haste lisa de 16 mm de diâmetro.

Notou-se que a presença do aditivo, ainda que utilizado em quantidades recomendadas pelo fabricante, deixou o concreto com elevada fluidez, favorecendo o desperdício de material e dificultando o processo de adensamento. Para o concreto dos modelos finais, optou-se por controlar a consistência e a trabalhabilidade do concreto apenas pela relação água/cimento.

O procedimento adotado para a cura do concreto foi o umedecimento da superfície superior seguido de cobrimento do tubo com tecidos úmidos.

Foram retirados 30 corpos de prova cilíndricos de 10×20 cm, que foram moldados e curados seguindo as recomendações da ABNT NBR 5738:2015. Nas primeiras 24 horas, os corpos de prova permaneceram nos moldes e cobertos por lona plástica. Finalizado o prazo, os corpos de prova foram desmoldados, identificados e alocados em tanques com solução saturada de hidróxido de cálcio. Os ensaios dos corpos de prova ocorreram nas idades de 3, 7, 14, 21, 28, 31 e 70 dias de idade.

Como o intuito deste capítulo é apresentar resumidamente o procedimento adotado para os modelos prospectivos, na Tabela B.3 são apresentados apenas os dados de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto na idade em que cada modelo foi ensaiado.

Tabela B.3 - Caracterização do concreto para os ensaios prospectivos.

Modelo	Idade (dias)	f_c (MPa)	E_c (MPa)
TB1-219-30-2	21	28,03	39302
TB1-355-50-1	28	29,01	30676
TB1-355-50-1	31	29,08	31102
CL1-219-30-2	70	33,59	31101

Fonte: a autora.

B.4 Preparação e execução dos ensaios

No estudo prospectivo foram pensadas e discutidas todas as ideias a respeito da montagem do ensaio, condições de apoio do corpo de prova e aplicação do carregamento, até definir-se a condição ideal para a realização dos ensaios finais, conforme descrito no item 4.3.

B.4.1 Preparação dos corpos de prova

Após o endurecimento do concreto, o espaçador plástico foi retirado da região inferior do modelo experimental, deixando a chapa de aço exposta e livre para deslizar. Na parte superior da chapa, foram retiradas as barras nervuradas que estavam soldadas a ela, e a superfície foi regularizada com o uso de disco abrasivo.

B.4.2 Condições de apoio

Nos estudos prospectivos, os perfis W310×107,0 que apoiavam o tubo durante o ensaio estavam posicionados sobre placas de fibras de média densidade (MDF). O tubo foi posicionado sobre fitas de Neoprene de 5 mm. Essas condições foram adotadas para melhorar a estabilidade do ensaio, mas não atingiram as expectativas esperadas, sendo então abandonadas para o ensaio dos modelos finais.

B.4.3 Aplicação do carregamento

A condição de aplicação do carregamento nos corpos de prova foi a mesma descrita em 4.3.3.

Ressalta-se que, durante a realização do primeiro ensaio (TB1-219-30-2), ainda não havia a cantoneira soldada ao fundo da chapa central e o DT inferior estava posicionado diretamente na chapa, passando entre os dois perfis de apoio. Ao longo do ensaio, os apoios se movimentaram e fecharam a abertura, esmagando o transdutor de deslocamento. Assim, a solução do prolongamento da região inferior da chapa central, aliada à presença de chapas entre a abertura dos perfis, foi essencial para preservar a integridade do transdutor de deslocamento inferior, e foi adotada para a execução tanto dos demais ensaios prospectivos quanto dos ensaios experimentais finais

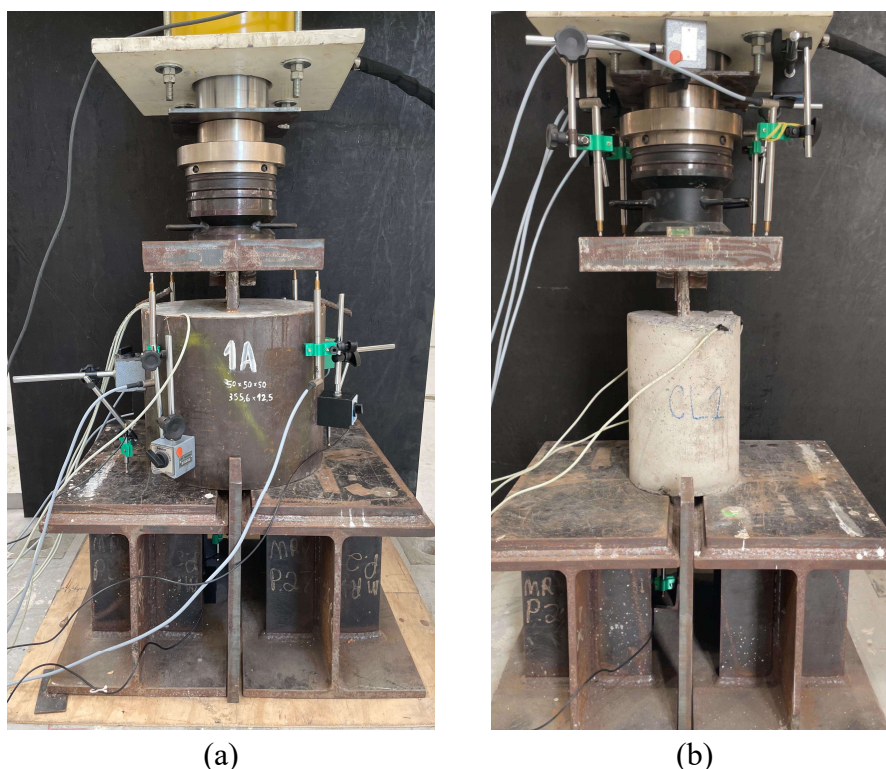
B.4.4 Aquisição de dados

Para o ensaio de cada corpo de prova, foram utilizados dois transdutores de pressão (TP) para medir a força aplicada, sete transdutores de deslocamento (DT – *displacement transducer*) para medir deslocamentos e quatro extensômetros de resistência elétrica (SG- *strain gage*) para medir deformações.

A posição e nomenclatura dos transdutores de deslocamento, inicialmente definida para os estudos prospectivos, permaneceu a mesma para os estudos finais, conforme descrito no item 4.3.4. O mesmo ocorreu para os transdutores de pressão.

Ressalta-se que uma pequena mudança na fixação dos transdutores de deslocamento foi realizada no modelo CL1-199-30-2, visto que ele não possuía tubo. Neste caso, os transdutores de deslocamento foram fixados na chapa de apoio do atuador hidráulico e apontados para a chapa de transferência de força. Na Figura B.5 é apresentada a montagem final dos modelos com tubo e sem tubo, para fins de comparação.

Figura B.5 - Montagem completa do ensaio *plug-in*: (a) modelo com tubo; (b) modelo sem tubo.



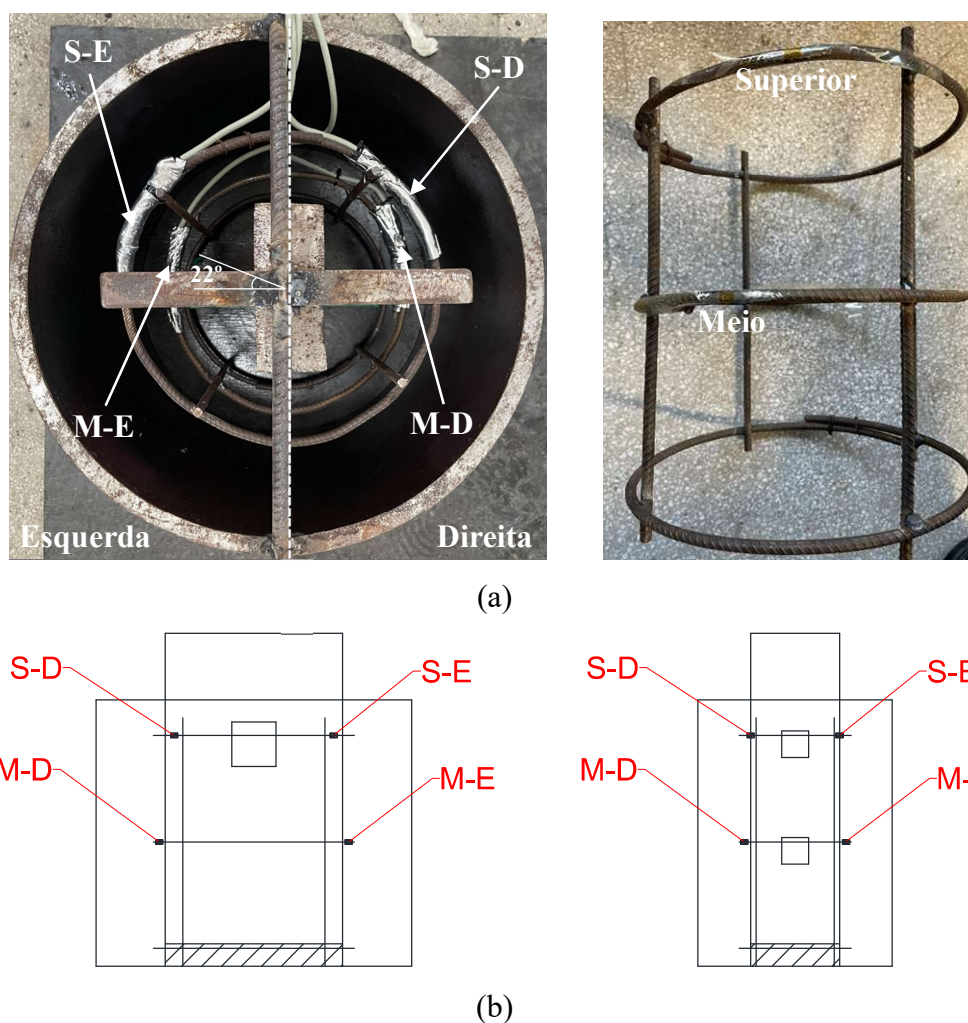
Fonte: a autora.

Quanto à medição de deformações, as diferenças entre os modelos prospectivos e os modelos finais residiram no tipo e no posicionamento dos extensômetros de resistência elétrica. Para os estudos prospectivos, definiu-se o uso de extensômetros uniaxiais (modelo PA-06-125BA-120-L, com resistência de 120 Ω e fator gage de 2,16, produzidos pela EXCEL SENSORES), fixados nas barras da armadura dos corpos de prova.

Na Figura B.6 são identificadas as posições dos medidores de deformação fixados nas barras das armaduras transversais. Essas posições foram mantidas para os quatro modelos prospectivos. De maneira geral, as letras “M” e “S” indicam a posição do extensômetro em relação às armaduras transversais, indicando que estão posicionados no estribo do meio ou no estribo superior. Já as letras “D” e “E” indicam a posição do extensômetro em relação a uma partição que divide a chapa e os conectores ao meio, indicando o lado direito e o lado esquerdo

do modelo. Nota-se, pela Figura B.6, que os extensômetros superiores estão posicionados de maneira a monitorar a região de apenas um lado da chapa com o(s) conector(es). Assim, essa região deve ser adotada como referência para a direção frontal e conseqüente determinação dos lados esquerdo e direito. Ressalta-se ainda que os medidores de deformação posicionados nos estribos superiores estavam a cerca de 22° em relação ao plano médio da chapa. Esse local foi pré-definido por meio de modelos numéricos, que previam uma maior perturbação da armadura nessa região.

Figura B.6 - Extensômetros nos modelos prospectivos: (a) posição real; (b) desenho esquemático.



Fonte: a autora.

A leitura e armazenamento dos dados ocorreu conforme descrito no item 4.3.4.

B.4.5 Realização dos ensaios

O carregamento dos corpos de prova foi realizado em duas etapas, sendo uma etapa preliminar de carregamento cíclico em regime elástico e outra de carregamento estático progressivo.

Na primeira etapa, foram aplicados 25 ciclos de carga e descarga com valores de força variando entre 5% e 40% da carga máxima, a fim de romper o atrito entre o aço da chapa central e o concreto (os modelos prospectivos não foram lubrificados com desmoldante) e para anular qualquer efeito de mau adensamento na região inferior ao conector, conforme a recomendação do EC4.

Para estimar a carga última dos modelos experimentais, foram utilizados dois procedimentos: uso da equação proposta por Eghbali e Andamnejad (2023); e um modelo numérico não-calibrado. Os resultados obtidos por cada um desses procedimentos e o valor factualmente utilizado no carregamento estão indicados na Tabela B.4.

Tabela B.4 - Estimativa de valores de 40% da carga última dos modelos experimentais.

Modelo	$P_{40\%,\text{equação}}$ (kN)	$P_{40\%,\text{numérico}}$ (kN)	$P_{40\%,\text{adotado}}$ (kN)
TB1-219-30-2	150,0	280,0	230,0
TB1-355-50-1	203,9	369,2	350,0
TB2-355-50-1	203,9	369,2	500,0
CL1-199-30-2	164,1	124,3	120,0

Fonte: a autora.

Na segunda etapa, o carregamento foi aplicado progressivamente, a uma taxa constante e que não levasse o modelo à falha em menos de 15 minutos.

B.5 Resultados dos modelos prospectivos

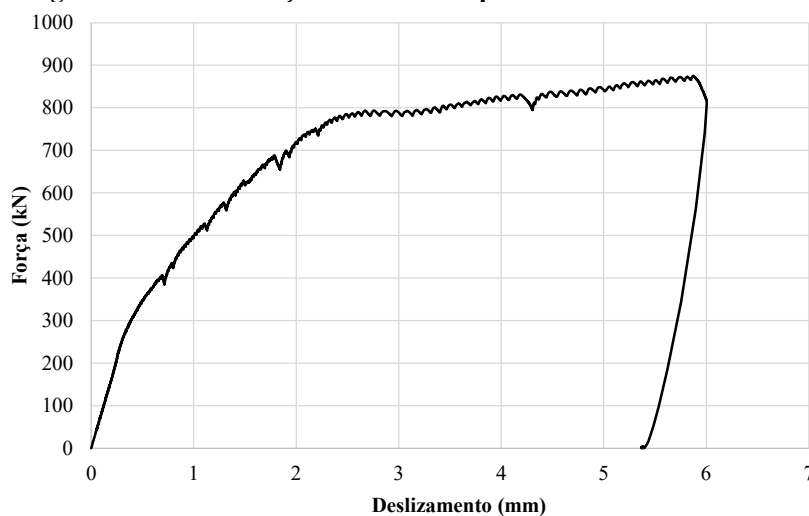
Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de cada modelo do estudo prospectivo.

B.5.1 Modelo TB1-219-30-2

O modelo TB1-219-30-2 foi ensaiado 21 dias após a concretagem, com uma resistência à compressão do concreto estimada em 28 MPa, de acordo com a Tabela B.3.

Na Figura B.7 é mostrada a curva força×deslizamento para o modelo TB1-219-30-2, obtida a partir da média da leitura dos transdutores de deslocamento posicionados na chapa de distribuição de carga. A leitura do deslizamento obtida na região inferior foi perdida devido ao esmagamento do transdutor de deslocamento posicionado entre os perfis de apoio.

Figura B.7 - Curva força×deslizamento para o modelo TB1-219-30-2.



Fonte: a autora.

Para entender o comportamento da curva, é necessária uma avaliação a respeito da resistência ao escoamento do aço da chapa central na qual os conectores estão soldados. A seção transversal dessa chapa era de 19 cm², fabricada com aço com $f_y = 393$ MPa. Sob essas condições, a chapa atingiria o escoamento por compressão para uma força normal (N_c) de 746,7 kN, de acordo com a Eq. (27):

$$N_c = A_g f_y \quad (27)$$

onde:

- A_g é a área bruta da seção transversal da chapa central;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço da chapa central.

De acordo com a curva da Figura B.7, há uma mudança de inclinação na curva para um carregamento de cerca de 750 kN, indicando efetivamente o escoamento da chapa e não uma falha na região da conexão. Essa condição pode ser atestada observando-se a Figura B.8, na qual é apresentado o estado da chapa ao final do ensaio.

Figura B.8 - Aspecto da deformada da chapa central ao final do ensaio do modelo TB1-219-30-2.



Fonte: a autora.

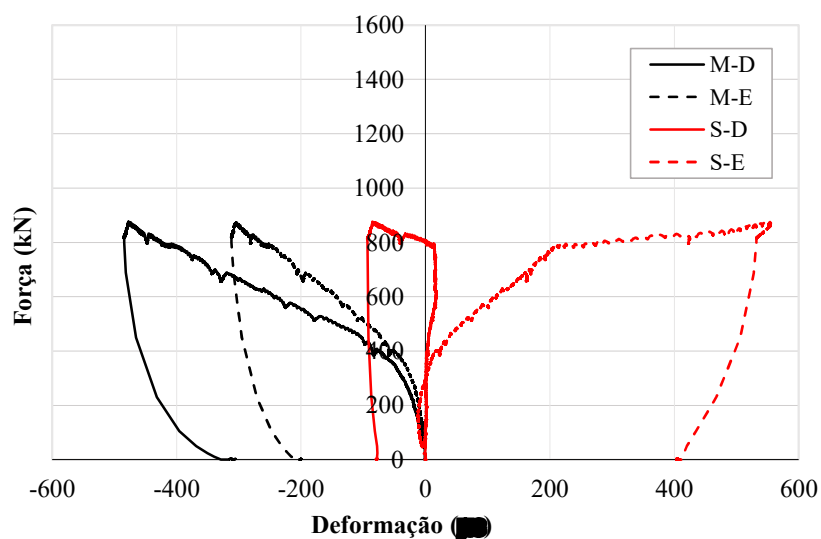
Isto posto, o comportamento exibido na Figura B.7 até cerca de 2,3 mm de deslizamento representa o comportamento da conexão. Daí para frente, o comportamento foi governado pelo escoamento da chapa interna.

Apenas para efeito de comparação, o ensaio *push-out* padrão segundo o EC4 (EN 1994-1-1:2004) prevê um perfil compatível com um W250×89(H). Este perfil possui uma área de seção transversal de 113,93 cm² (6 vezes maior do que a chapa de 100×19 mm). A força normal capaz de levar um perfil W250×89(H) ao escoamento por compressão, com aço ASTM A572 G50, seria da ordem de 3930 kN.

Os resultados obtidos para esse modelo demonstraram que os conectores em estado confinado são capazes de alcançar elevados níveis de capacidade resistente, a tal ponto que falharam mecanismos que não faziam parte da conexão. Por esta razão, os modelos finais com dois conectores foram fabricados com chapas de 25,4 mm, a fim de aumentar a área da seção transversal e evitar o escoamento da chapa.

Na Figura B.9 são mostradas as curvas com as medições de deformação nas barras da armadura.

Figura B.9 - Curva força×deformação para o modelo TB1-219-30-2.



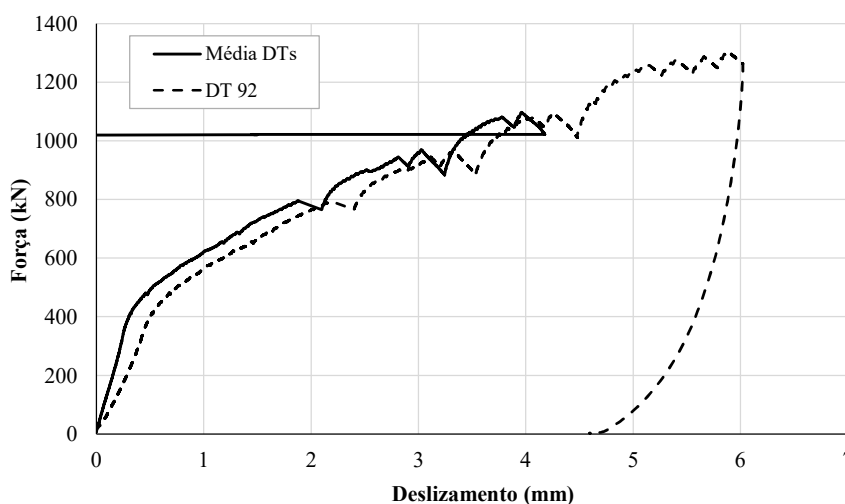
Fonte: a autora.

Nota-se que os sensores, ainda que posicionados no mesmo estribo, não reproduziram leituras similares, provavelmente devido a imperfeições geométricas do corpo de prova e de posicionamento dos extensômetros. Além disso, observa-se que os sensores detectaram deformações muito pequenas, menores do que 0,6‰, valor relativamente abaixo da deformação de escoamento do aço da armadura. Outra observação a ser feita é que as armaduras apresentaram deformações tanto de tração quanto de compressão.

B.5.2 Modelo TB1-355-50-1

O modelo TB1-355-50-1 foi ensaiado 28 dias após a concretagem, com uma resistência à compressão do concreto estimada em 29 MPa, de acordo com a Tabela B.3. Na Figura B.10 são mostradas as curvas força×deslizamento para o modelo TB1-355-50-1, obtidas a partir da média da leitura dos DTs posicionados na chapa de distribuição de carga e pelo DT 92 posicionado abaixo do modelo, conforme explicado no item 4.4.1.

Figura B.10 - Curva força×deslizamento para o modelo TB1-355-50-1.



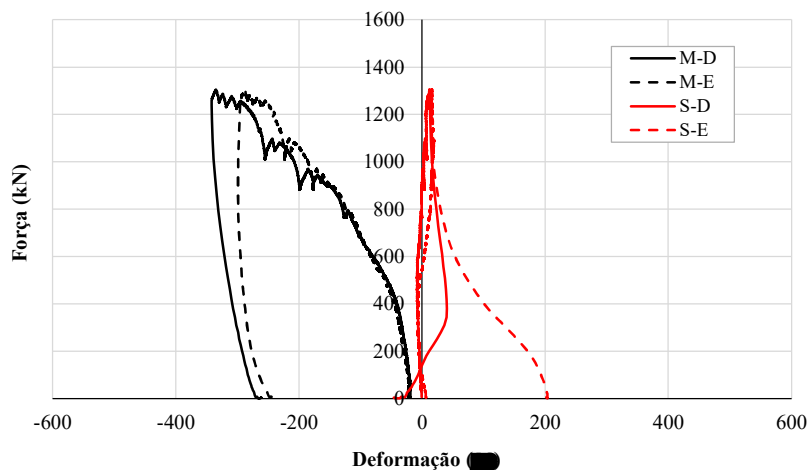
Fonte: a autora.

Nota-se que a leitura de dados dos transdutores de deslocamento superiores foi interrompida para um deslizamento de cerca de 4,1 mm, pois o ensaio havia alcançado um elevado nível de força e optou-se, então, pela retirada dos DTs, a fim de preservá-los.

Considerando a curva apresentada, o modelo alcançou uma força máxima de 1304,7 kN, correspondente a um deslizamento de 5,87 mm. Entretanto, não foi possível identificar uma falha na região da conexão estudada devido a uma interrupção do ensaio, pois o nível de carregamento do corpo de prova estava se aproximando da capacidade resistente do pórtico de reação, de 1500 kN. Diante do exposto, não é possível afirmar que a força máxima resistida pelo modelo é aquela observada no ensaio.

Na Figura B.11 são mostradas as curvas com as medições de deformação nas barras da armadura.

Figura B.11 - Curva força×deformação na armadura para o modelo TB1-355-50-1.



Fonte: a autora.

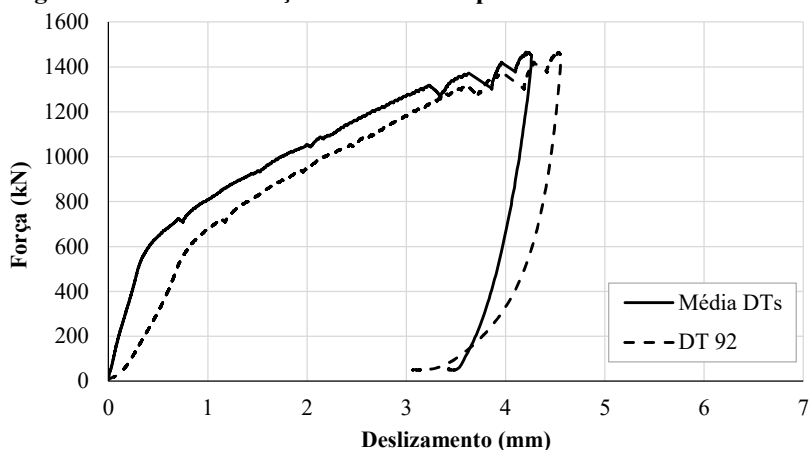
Neste modelo já é possível notar uma coerência maior entre as leituras dos pares de extensômetros. Observa-se que os sensores detectaram deformações muito pequenas, menores do que 0,4%, consideravelmente abaixo da deformação de escoamento aço da armadura. Além disso, praticamente não ocorreram deformações de tração na armadura, sendo mais pronunciadas as deformações de compressão no estribo central.

B.5.3 Modelo TB2-355-50-1

O modelo TB2-355-50-1 foi ensaiado 31 dias após a concretagem, com uma resistência à compressão do concreto estimada em 29 MPa, de acordo com a Tabela B.3.

Na Figura B.12 são mostradas as curvas força×deslizamento para o modelo TB2-355-50-1, obtidas a partir da média da leitura dos DTs posicionados na chapa de distribuição de carga e pelo DT 92 posicionado abaixo do modelo, conforme explicado no item 4.4.1.

Figura B.12 - Curva força×deslizamento para o modelo TB2-355-50-1.



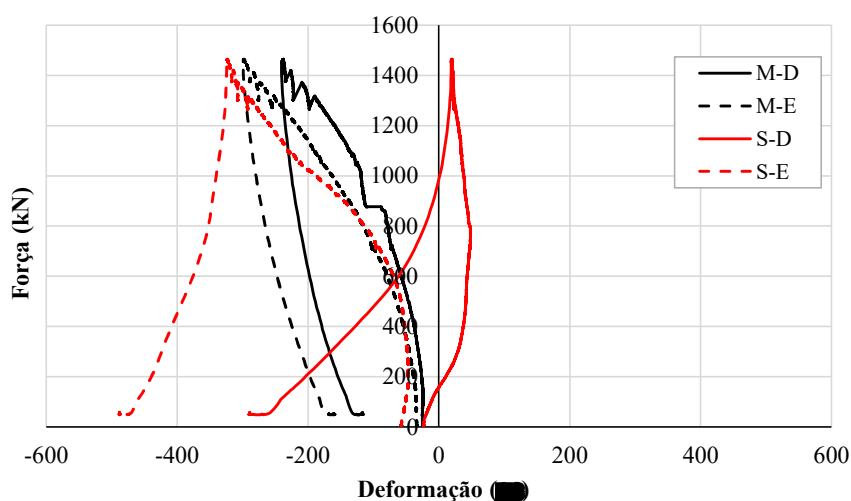
Fonte: a autora.

Para este ensaio foi mantida a leitura de todos os transdutores de deslocamento, pois o ensaio do modelo TB1 demonstrou melhor segurança e estabilidade. Todavia, nota-se uma defasagem na leitura entre os DTs superiores e o DT inferior, indicando que a montagem desses elementos necessitava de aprimoramento.

Considerando a curva apresentada, o modelo alcançou uma força de 1465,6 kN, correspondente a um deslizamento de 4,55 mm (tomando como base o DT 92). Novamente não foi possível identificar uma falha na região da conexão estudada, pois o ensaio precisou ser paralisado sob a mesma justificativa apresentada para o modelo TB1-355-50-1. Diante do exposto, não é possível afirmar que a força máxima resistida pelo modelo é a mesma observada no ensaio.

Na Figura B.13 são mostradas as curvas com as medições de deformação nas barras da armadura.

Figura B.13 - Curva força×deformação na armadura para o modelo TB2-355-50-1.



Fonte: a autora.

Observa-se que os sensores detectaram deformações pequenas, menores do que 0,4‰, substancialmente abaixo da deformação de escoamento do aço da armadura. Além disso, praticamente não ocorreram deformações de tração na armadura, sendo mais pronunciadas as deformações de compressão no estribo central.

B.5.4 Modelo CL1-199-30-2

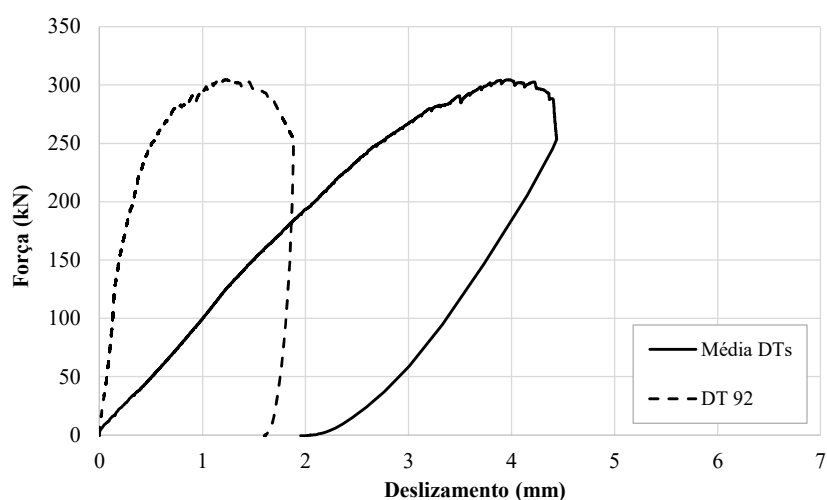
O modelo CL1-199-30-2 foi ensaiado 70 dias após a concretagem, com uma resistência à compressão do concreto estimada em 33,6 MPa, de acordo com a Tabela B.3. Este modelo é idêntico ao TB1-219-30-2, cuja chapa central escoou e não foi possível tirar conclusões acerca

do comportamento do conector. Assim, foi proposto ensaiar o corpo de prova sem o tubo de aço, para avaliar a influência do efeito do confinamento no comportamento da conexão.

Para realizar a desforma do cilindro de concreto, foi necessário apoiar o corpo de prova apenas na espessura da parede do tubo e aquecer o tubo a uma temperatura não superior a 300 °C, a fim de provocar sua dilatação térmica. Simultaneamente, o concreto era pressionado para fora do tubo com o auxílio do atuador hidráulico, aplicando-se forças de até 20 kN.

Na Figura B.14 são mostradas as curvas força×deslizamento para o modelo CL1-199-30-2, obtidas a partir da média da leitura dos transdutores de deslocamento posicionados na chapa de apoio do atuador hidráulico, e pelo DT 92 posicionado embaixo do modelo.

Figura B.14 - Curva força×deslizamento para o modelo CL1-199-30-2.



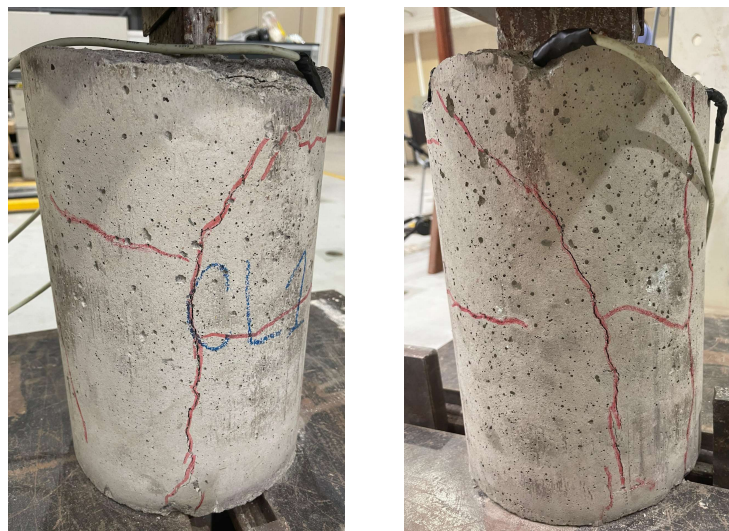
Fonte: a autora.

Novamente observa-se uma defasagem na leitura entre os DTs superiores e o DT inferior, indicando que, provavelmente, o local escolhido para o posicionamento dos DTs superiores pode não ter sido adequado.

A força máxima alcançada pelo modelo foi de 304,4 kN, correspondente a um deslizamento de 1,23 mm (tomando como base a leitura do DT 92). Neste ensaio foi possível constatar a ocorrência de falha, pois houve uma queda do carregamento após a carga máxima, indicando que o modelo não era mais capaz de resistir a nenhum esforço.

Na Figura B.15 é mostrado o estado do corpo de prova ao final do ensaio, apresentando formação de diversas fissuras.

Figura B.15 - Fissuras aparentes ao final do ensaio do modelo CL1-199-30-2.

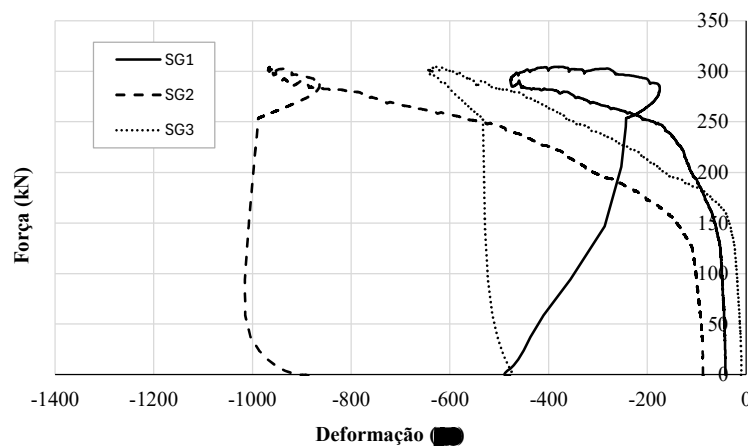


Fonte: a autora.

Em comparação com o modelo TB1-219-30-2, que possui confinamento pelo tubo de aço, o modelo CL1-199-30-2 apresentou uma ruptura muito mais frágil, demonstrando que a presença da armadura não proporciona o mesmo nível de confinamento que o tubo. Além disso, o carregamento máximo do modelo com tubo é de, pelo menos, 2,5 vezes maior do que o modelo sem tubo. Não é possível afirmar a relação real entre os dois modelos, pois houve a influência do escoamento da chapa no corpo de prova TB1-219-30-2. Além disso, pode-se notar que o confinamento do concreto proporcionado pelo tubo melhora a capacidade resistente do modelo e aumenta a sua ductilidade. O escoamento da chapa no modelo com tubo impede uma conclusão efetiva do efeito de confinamento, mas fornece uma ideia inicial.

Durante o procedimento de desforma, os cabos de leitura de dados dos extensômetros precisaram ser cortados, para que não fossem danificados pelo fogo do maçarico utilizado para aquecer o tubo de aço. Após a desforma, a leitura de três dos quatro cabos foi possível de ser recuperada, mas sem a identificação de qual extensômetro se tratavam os dados. Na Figura B.16 são mostradas as curvas com as medições de deformação nas barras da armadura. Atribuíram-se nomes genéricos a cada curva.

Figura B.16 - Curva força×deformação na armadura para o modelo CL1-219-30-2.



Fonte: a autora.

Nota-se que a falta do tubo de aço faz com que a armadura seja muito mais solicitada do que quando há a presença do tubo, obtendo-se deformações de cerca de 1,0%. Estranhamente os extensômetros acusaram que a armadura estava sob compressão durante a realização do ensaio, o que parece contraintuitivo, visto que a armadura atuaria tentando segurar a expansão do concreto e, conseqüentemente, seria tracionada.

B.6 Conclusões gerais

De maneira geral, os ensaios prospectivos forneceram resultados interessantes no âmbito da ligação mista com os conectores de aço tipo bloco. Além disso, a prospecção foi necessária para dimensionar os ensaios finais e definir a metodologia correta a ser seguida, com o intuito de minimizar erros relacionados à etapa do estudo experimental.

Observou-se que os modelos de ligação com o conector tipo bloco podem ser tão resistentes a ponto de falhar outros mecanismos não envolvidos nessa ligação antes mesmo que ela falhe. Este comportamento é evidenciado pelo modelo TB1-210-30-2, no qual a chapa central escoou antes de a ligação ser solicitada.

Notou-se que o uso de um conector do tipo bloco de 50×50×50 mm, tratado no estudo prospectivo, resiste a pelo menos duas vezes mais do que o modelo com dois conectores de 30×30×30, tratado no estudo final.

Por fim, comparando-se os estudos prospectivos idênticos, diferenciados apenas pela presença do confinamento proporcionado pelo tubo, notou-se que a presença do tubo proporciona um estado de confinamento do concreto que eleva a capacidade resistente do modelo, bem como aumenta a ductilidade da conexão, pois atrasa o processo de fissuração do concreto.

APÊNDICE C – Estudos numéricos prospectivos

Este apêndice apresenta um estudo prospectivo a respeito da redistribuição de esforços entre múltiplas linhas de conectores, visto que, como a conexão com os conectores estudados tem um estágio inicial rígido, não se sabe como a força se distribui entre as linhas de conectores.

Resumidamente, são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos e os resultados obtidos.

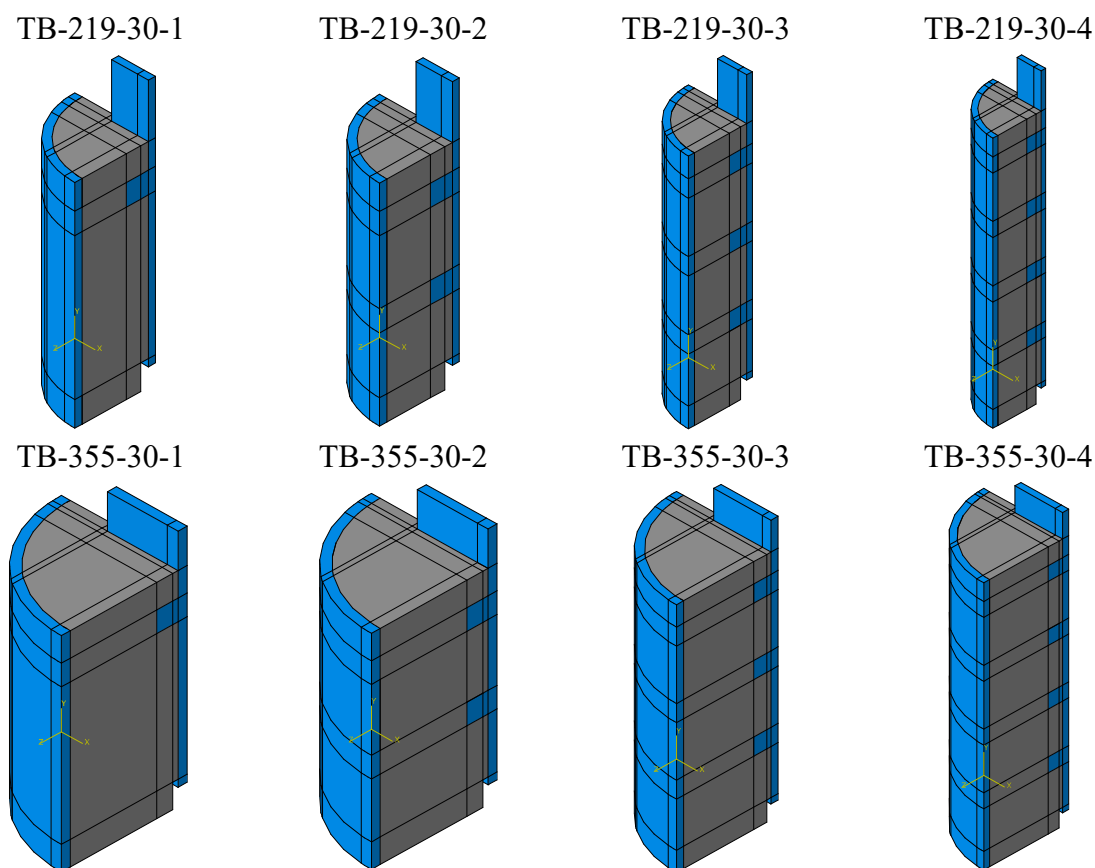
C.1 Modelos numéricos do estudo prospectivo

Basicamente, o estudo prospectivo trata de uma variação de número de linha de conectores. Para isto, tomou-se como base os modelos numéricos validados, TB-219-30-1 e TB-355-30-2, e extrapolou-se o número de linha de conectores, de maneira a obter dois grupos de modelos com uma, duas, três e quatro linha de conectores.

A modelagem numérica seguiu o apresentado no capítulo 5, com duas exceções: os tubos e chapas foram representados com modelo constitutivo elástico-linear, de maneira similar ao realizado no estudo paramétrico (capítulo 6), para evitar qualquer possibilidade de escoamento do aço desses elementos e conseqüente interferência no estudo da conexão; e as propriedades mecânicas do aço do conector e do concreto para os oito modelos estudados seguiram o especificado para o modelo TB-355-30-2, a fim de eliminar a influência dessas características no estudo de variação de número de linhas de conectores.

Na Figura C.1 são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos. A nomenclatura adotada para identificar os modelos segue similar à apresentada nos capítulos anteriores, representando o diâmetro dos tubos (219,1 mm e 355,6 mm), a dimensão dos conectores (30×30×30 mm), e o número de linha de conectores (1, 2, 3 e 4).

Figura C.1 – modelos numéricos do estudo prospectivo de variação de número de linha de conectores.

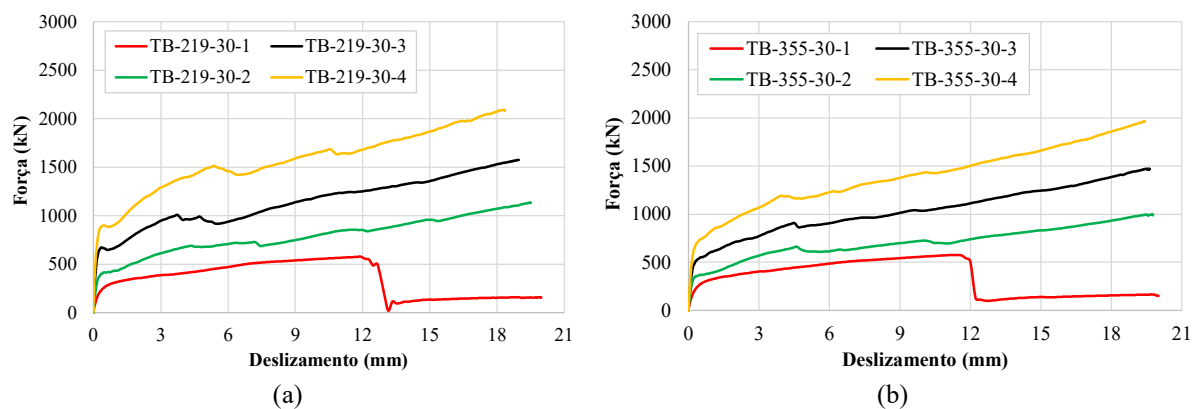


Fonte: a autora.

C.2 Resultados e discussões

Na Figura C.2 são apresentadas as curvas força×deslizamento dos modelos numéricos do estudo prospectivo, agrupadas de acordo com o diâmetro do tubo de aço.

Figura C.2 – Curvas força×deslizamento para os modelos numéricos prospectivos:
(a) tubo de 219,1 mm; (b) tubo de 355,6 mm.



Fonte: a autora.

Os modelos com uma linha de conectores apresentaram ruptura no aço do conector, que é denotada pela perda abrupta de capacidade resistente. Os demais modelos, independente do diâmetro do tubo, apresentaram uma curva com alguns máximos locais, mas que tem tendência de comportamento crescente. Para uma comparação justa e melhor visualização dos resultados, apresenta-se, na Tabela C.1, um resumo com as forças (P) de todos os modelos, equivalentes ao deslizamento máximo (δ) dos modelos com uma linha de conectores, em que há a percepção de uma falha, e a rigidez inicial (k_i).

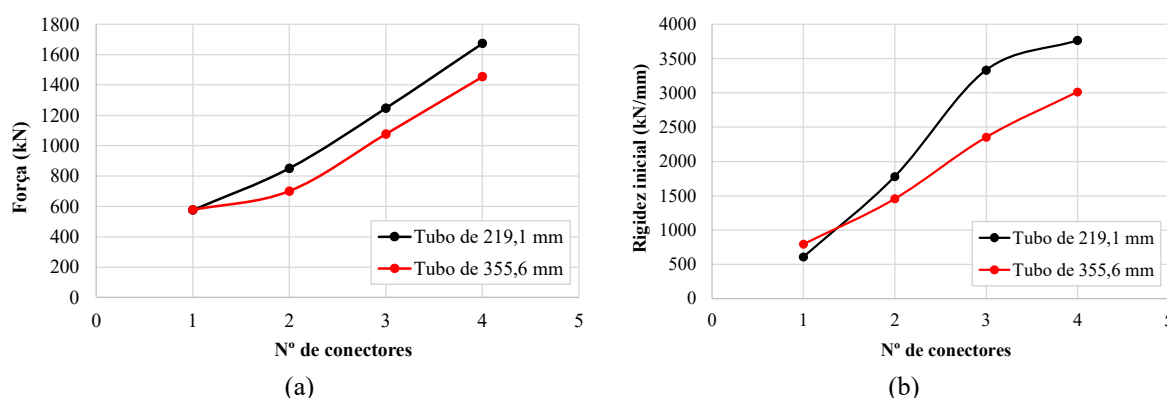
Tabela C.1 – Resumo dos resultados dos modelos numéricos do estudo prospectivo.

n° de linha de conectores	Tubo de 219,1 mm			Tubo de 355,6 mm		
	P (kN)	δ (mm)	k_i (kN/mm)	P (kN)	δ (mm)	k_i (kN/mm)
1	576		606 (0,43 $P_{\text{máx}}$)	577		792 (0,36 $P_{\text{máx}}$)
2	851	11,9	1781 (0,31 $P_{\text{máx}}$)	701	11,2	1457 (0,34 $P_{\text{máx}}$)
3	1247		3331 (0,37 $P_{\text{máx}}$)	1077		2354 (0,31 $P_{\text{máx}}$)
4	1674		3768 (0,38 $P_{\text{máx}}$)	1455		3015 (0,31 $P_{\text{máx}}$)

Fonte: a autora.

Para os modelos com tubo de 219,1 mm de diâmetro, a força sofre um acréscimo de 366 kN, em média, por linha de conector adicionada (com D.P. de 80,3 e C.V. de 22%). Para os modelos com tubo de 355,6 mm de diâmetro, a força sofre um acréscimo de 292,6 kN, em média, por linha de conector adicionada (com D.P. de 146,1 e C.V. de 50%). Com relação à rigidez inicial, os modelos com tubo de 219,1 mm de diâmetro apresentam um aumento médio de 1053,8 kN/mm (com D.P. de 566,9 e C.V. de 54%), e os modelos com tubo de 355,6 apresentam um aumento médio de 740,8 kN/mm (com D.P. de 135,5 e C.V. de 18%). Na Figura C.3 são mostradas as distribuições da força e da rigidez inicial, de acordo com o número de conectores, para cada diâmetro de tubo estudado.

Figura C.3 – Avaliação do comportamento: (a) força x n° de conectores; (b) rigidez inicial x n° de conectores.



Fonte: a autora.

Nota-se que a força se distribui de maneira linear para ambos os diâmetros, com um pequeno desvio para o modelo TB-355-30-1. Possivelmente, a similaridade entre os resultados TB-219-30-1 e TB-355-30-1 se dá pelo modo de falha observado, ambos no aço do conector. Como as dimensões do conector e as propriedades mecânicas do aço são idênticas, ambos os modelos atingem a mesma capacidade resistente. Para os demais modelos, fatores externos alheios às propriedades mecânicas aparentam influenciar na taxa de ganho de resistência por número de linha de conectores, visto que os modelos não apresentaram acréscimos de resistência similares.

Ao se avaliar o ganho de rigidez inicial, observa-se que as curvas para ambos os tubos apresentam um comportamento aproximadamente linear e crescente. Dentro do conjunto de modelos analisados, a rigidez não apresenta uma tendência assintótica, ou seja, de se aproximar de um valor fixo independente do aumento de número de conectores.

Ainda, pode-se notar que os modelos com o menor diâmetro de tubo atingiram as maiores forças e maiores rigidezes iniciais, confirmando que as propriedades geométricas do tubo têm influência nessas características avaliadas.

C.3 Conclusões

Diante do estudo prospectivo apresentado, os resultados sugerem que o ganho de resistência ocasionado pelo aumento do número de conectores depende de outros fatores como diâmetro do tubo, espessura de parede do tubo, dentre outros. A fim de avaliar como ocorre a distribuição de forças por linha de conector, sugere-se estudar a influência de cada um desses parâmetros, com o intuito de observar os parâmetros mais significantes, e, na sequência, variar o número de linha de conectores de acordo com esses parâmetros. Com isso, seria possível obter fatores que explicam o aumento da resistência da conexão de acordo com o número de linha de conectores, que aprimorariam as equações de cálculo dos modelos com conectores rígidos de aço do tipo bloco em situação de confinamento.