

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE NUMÉRICA DE CONECTORES U PARA VIGAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM STEEL DECK E
CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM AGREGADO
RECICLADO REFORÇADO COM FIBRAS**

MARINGÁ
2025

HARON CESAR ALMEIDA TAVARES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE CONECTORES U PARA VIGAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM STEEL DECK E
CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM AGREGADO
RECICLADO REFORÇADO COM FIBRAS**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Discente: Haron Cesar Almeida Tavares
Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi
Coorientador: Dr. Hermano de Sousa Cardoso

MARINGÁ
2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

T231a Tavares, Haron Cesar Almeida
 Análise numérica de conectores U para vigas
mistas de aço e concreto com steel deck e concreto
de alto desempenho com agregado reciclado reforçado
com fibras / Haron Cesar Almeida Tavares. --
Maringá, 2025.
 190 f. : il., figs., tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.
 Coorientador: Prof. Dr. Alexandre Rossi.
 Coorientador: Prof. Dr. Hermano de Sousa Cardoso.
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Maringá, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, 2025.

 1. Conectores de cisalhamento tipo U. 2. Formas
steel deck. 3. Agregado reciclado. 4. Concreto de
alta resistência. 5. Métodos dos elementos finitos.
I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Rossi,
Alexandre, coorient. III. Cardoso, Hermano de Sousa,
coorient. IV. Universidade Estadual de Maringá,
Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. V. Título.

CDD 23.ed. 620.136

Marinalva A. S. Almeida - CRB 9/1094

HARON CESAR ALMEIDA TAVARES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE CONECTORES U PARA VIGAS MISTAS DE AÇO
E CONCRETO COM STEEL DECK E CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
COM AGREGADO RECICLADO REFORÇADO COM FIBRAS**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 13/02/2025, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 **CARLOS HUMBERTO MARTINS**
Data: 15/02/2025 09:36:58-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador

Documento assinado digitalmente
 **ALEXANDRE ROSSI**
Data: 15/02/2025 09:52:14-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Alexandre Rossi
Departamento de Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Coorientador

Documento assinado digitalmente
 **HERMANO DE SOUSA CARDOSO**
Data: 17/02/2025 22:29:58-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Dr. Hermano de Sousa Cardoso
ArcelorMittal Brasil
Pesquisador Coorientador

Documento assinado digitalmente
 **ELYSON ANDREW POZO LIBERATI**
Data: 17/02/2025 09:50:27-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

Documento assinado digitalmente
 **CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES**
Data: 17/02/2025 13:00:34-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Alberto Benedetty Torres
Universidad de Ingeniería y Tecnología
Lima, Peru

*Aos meus pais, Cesar e Sandra,
e à minha irmã, Sâmmyra.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, fonte de toda sabedoria e força, que me guiou durante toda esta jornada e me concedeu a capacidade de superar os desafios que surgiram ao longo do caminho.

Agradeço aos meus pais, Cesar e Sandra, e à minha irmã, Sâmmyra. Vocês foram o alicerce em cada momento dessa trajetória. O apoio, a paciência, o carinho e os ensinamentos que recebi de vocês me tornaram mais forte, mais capaz e mais confiante para alcançar meus objetivos.

Agradeço ao meu orientador, Carlos Humberto Martins, e aos meus coorientadores, Alexandre Rossi e Hermano de Sousa Cardoso. Durante todo esse processo, vocês me acompanharam com generosidade, compartilhando sabedoria, paciência e, principalmente, amizade. Sou imensamente grato pela confiança, pelo apoio contínuo e por todo o aprendizado que obtive ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

Agradeço aos meus amigos da graduação e do ensino médio, em especial aos meus companheiros de graduação e mestrado, Jonas e Igor, que estiveram presentes tanto nas horas de alegria quanto nas de dificuldades. Agradeço pela amizade sincera, pelas conversas que me ajudaram a enxergar as coisas com mais clareza e pelo apoio constante. Vocês são um pilar fundamental em minha vida, e sou imensamente grato por cada um de vocês.

Agradeço à ArcelorMittal Brasil pela colaboração com a pesquisa, por meio da execução e fornecimento de dados experimentais. O apoio da empresa foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho, e sou grato pela disposição em compartilhar os dados e contribuir para a realização desta dissertação.

Agradeço aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV), que contribuíram com seu conhecimento e dedicação, muito obrigado por me ensinarem não apenas o conteúdo acadêmico, mas também a importância de aprender com a experiência e de questionar sempre em busca da verdade.

Por fim, a todos que, de alguma forma, contribuíram para que eu chegasse até aqui, mas que não foram mencionados, meu profundo agradecimento. Cada gesto, cada palavra, cada apoio foi essencial para a realização deste trabalho.

A todos, meu muito obrigado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

*“Tudo tem o seu tempo determinado, e há tempo
para todo propósito debaixo do céu.”*

Eclesiastes, 3:1.

RESUMO

A viga mista, amplamente utilizada na engenharia civil, combina uma laje de concreto sobre um perfil I de aço, sendo a ação mista garantida por conectores de cisalhamento. O conector U destaca-se por sua alta capacidade de carga e rigidez estrutural, mas os modelos de cálculo existentes se restringem a aplicações simples, como lajes maciças com concreto convencional. Com a evolução da engenharia civil, novas soluções surgiram, incluindo concretos de alta resistência, fibras de aço e agregados reciclados. O presente estudo, em parceria com a ArcelorMittal Brasil, investiga o comportamento estrutural dos conectores U em vigas mistas com lajes maciças e com *steel decking*, avaliando também diversas resistências de concreto e um concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço e com agregados reciclados de louças sanitárias. O concreto desenvolvido apresenta 0,5% de fibras e 50% de substituição da areia fina natural por reciclada, com resistência à compressão de 73,3 MPa, módulo de elasticidade de 35,98 GPa e resistência à tração de 7,05 MPa. Com base em um modelo numérico validado, realizou-se um estudo paramétrico com 576 modelos, onde foram identificados sete modos de falha dos conectores U, diretamente influenciados pela presença do *steel deck*, impactando na capacidade de carga dos conectores. Além disso, observou-se que os modelos de cálculo normativos, na maioria, apresentaram previsões não conservadoras, com desvios superiores a 100% em relação aos resultados numéricos, especialmente para modelos com *steel decking*.

Palavras-chave: conectores de cisalhamento tipo U; formas *steel deck*; agregado reciclado; concreto de alta resistência reforçado com fibras; métodos dos elementos finitos.

ABSTRACT

The composite beam, widely used in civil engineering, consists of a concrete slab over a steel I-section, with the composite action ensured by shear connectors. The channel connector stands out for its high load capacity and structural stiffness, but existing calculation models are limited to simple applications, such as solid slabs with conventional concrete. With advancements in civil engineering, new structural solutions have emerged, including high-strength concrete, steel fibers, and recycled aggregates. This study, in partnership with ArcelorMittal Brazil, investigates the structural behavior of channel connectors in composite beams with solid slabs and steel decking, also evaluating different concrete strengths and a high-performance fiber-reinforced concrete with recycled aggregates from sanitary ware. The developed concrete contains 0.5% fibers and 50% replacement of natural fine sand with recycled fine sand, achieving a compressive strength of 73.3 MPa, an elastic modulus of 35.98 GPa, and a tensile strength of 7.05 MPa. Based on a validated numerical model, a parametric study involving 576 models was conducted, in which seven failure modes of channel connectors were identified. These failure modes were directly influenced by the presence of steel decking, which impacted their load capacity. Furthermore, it was observed that the normative calculation models, in most cases, provided non-conservative predictions, with deviations exceeding 100% compared to numerical results, especially for models with steel decking.

Keywords: channel shear connectors; steel decking; recycled aggregate; high-strength fiber-reinforced concrete; finite elements method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Representação de uma viga mista, com parte da laje de concreto omitida.....	22
Figura 1.2: Conectores de cisalhamento do (a) tipo pino com cabeça e (b) tipo U.....	23
Figura 1.3: Exemplo de perfil metálico com uma grande quantidade de conector pino com cabeça	23
Figura 1.4: Ponte mista de estrutura metálica e tabuleiro de concreto no município de Lins/SP.	26
Figura 1.5: Fluxograma metodológico	29
Figura 2.1: Representação de uma viga mista de aço e concreto	30
Figura 2.2: Seção transversal de uma viga sem interação laje-perfil	32
Figura 2.3: Seção transversal de uma viga mista com grau de interação parcial entre laje e perfil	33
Figura 2.4: Seção transversal de uma viga mista com grau de interação completa entre laje e perfil	33
Figura 2.5: Perfis de aço com conectores pino com cabeça soldados na mesa superior	34
Figura 2.6: Outros exemplos de conectores do tipo pino	35
Figura 2.7: Perfis de aço com conectores U soldados na mesa superior	36
Figura 2.8: Conectores do tipo (a) L ou angular, e (b) U	36
Figura 2.9: Perfis de aço com conectores Perfobond soldados na mesa superior	37
Figura 2.10: Linha do tempo sobre a criação dos diversos tipos de conectores de chapa de aço	38
Figura 2.11: Amostra submetida a cisalhamento direto, com ruptura do conector U	40
Figura 2.12: Amostra submetida a cisalhamento direto, sem ruptura do conector U.....	40
Figura 2.13: Efeito do volume de fibras de aço nas curvas de compressão de amostras cilíndricas e prismáticas.....	44
Figura 2.14: Comportamento do concreto reforçado com fibras	45
Figura 2.15: Resultados de tensão por deslocamento em ensaio de quatro pontos	46
Figura 2.16: Processo de arrancamento de fibra sem gancho: (a) etapas e (b) curva.....	48
Figura 2.17: Processo de arrancamento de fibra com gancho	49
Figura 2.18: Representação de laje mista com <i>steel deck</i>	53

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.19: Arranjo e medidas do ensaio padrão de cisalhamento direto (dimensões em mm)	55
Figura 2.20: Determinação da capacidade de deslocamento	58
Figura 2.21: Dimensionamento dos espécimes de Pavlović et al. (2013) (dimensões em mm)	59
Figura 2.22: Montagem dos espécimes de Pavlović et al. (2013)	59
Figura 2.23: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Pavlović et al. (2013)	60
Figura 2.24: Modos de falha nos ensaios de Pavlović et al. (2013)	61
Figura 2.25: Dimensionamento dos espécimes de Maleki e Bagheri (2008) (dimensões em mm)	63
Figura 2.26: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Maleki e Bagheri (2008)	64
Figura 2.27: Falha devido à ruptura do conector U, de Maleki e Bagheri (2008)	64
Figura 2.28: Falha devido à fissuração do bloco de concreto, de Maleki e Bagheri (2008)	65
Figura 2.29: Dimensionamento dos espécimes de Zhao et al. (2020)	66
Figura 2.30: Dimensionamento dos conectores U de Zhao et al. (2020)	66
Figura 2.31: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Zhao et al. (2020)	68
Figura 2.32: Modos de falha dos conectores U, de Zhao et al. (2020)	68
Figura 2.33: Distribuição de fissuras nos blocos de UHPC, de Zhao et al. (2020)	68
Figura 2.34: Comparação entre espécimes dos dois grupos, de Zhao et al. (2020)	69
Figura 2.35: Geometria e condições de contorno do modelo numérico de Pavlović et al. (2013)	71
Figura 2.36: Geometria e condições de contorno do modelo numérico de Prates et al. (2023)	72
Figura 2.37: Modelo numérico do bloco de concreto de Maleki e Mahoutian (2009)	73
Figura 2.38: Modelo numérico do conector U de Maleki e Mahoutian (2009)	73
Figura 2.39: Geometria do modelo numérico de Zhao et al. (2020)	74
Figura 2.40: Geometria do modelo numérico desenvolvido pela ArcelorMittal	75
Figura 2.41: Comportamento uniaxial das tensões de (a) compressão e (b) tração	76
Figura 2.42: Função hiperbólica referente ao potencial de fluxo plástico	77
Figura 2.43: Superfícies de escoamento no plano desviatório	77
Figura 2.44: Superfície de escoamento no plano de tensões	78
Figura 3.1: Material reciclado assim como recebido, organizado por tamanho de grãos	81
Figura 3.2 Curvas granulométricas dos materiais (a) finos e (b) graúdos	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.3: Resultados da microscopia dos grãos de (a) areia fina e (b) material reciclado fino	81
Figura 3.4: Fibra DRAMIX 65/35BG	83
Figura 3.5: Aplicação dos materiais conforme ordem preestabelecida	84
Figura 3.6: Evolução da trabalhabilidade e homogeneidade do concreto	84
Figura 3.7: Equipamento utilizado no ensaio de <i>slump flow</i>	85
Figura 3.8: Espalhamento do concreto no ensaio de <i>slump flow</i>	86
Figura 3.9: Classificação visual de estabilidade do concreto	86
Figura 3.10: Dimensionamento das placas de concreto com fibras embutidas (dimensões em mm).....	88
Figura 3.11: Dispositivo de arrancamento de fibras de Krah et al. (2020)	88
Figura 3.12: Curvas de carga por deslizamento das fibras ensaiadas.....	89
Figura 5.1: Modelo elastoplástico perfeito para o aço.....	93
Figura 5.2: Modelo elastoplástico com encruamento positivo para o aço.....	94
Figura 5.3: Modelo de Earls (1999) para o aço	95
Figura 5.4: Modelo constitutivo de compressão do concreto de Carreira e Chu (1985).....	96
Figura 5.5: Modelo constitutivo de tração do concreto proposto	97
Figura 5.6: Desempenho comparativo entre os solucionadores Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit	103
Figura 5.7: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos com formas <i>steel deck</i> ..	106
Figura 5.8: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos maciços	107
Figura 5.9: Eixos de simetria da seção transversal do espécime de cisalhamento direto.....	107
Figura 5.10: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos com formas <i>steel deck</i> , com o bloco de concreto omitido	108
Figura 5.11: Aba na extremidade do <i>steel deck</i>	109
Figura 5.12: Comportamento (a) esperado <i>versus</i> o (b) capturado em um elemento finito sob flexão	110
Figura 5.13: Malhas e elementos do modelo numérico.....	112
Figura 5.14: Contato aresta-sólido entre a forma <i>steel deck</i> e o conector	113
Figura 5.15: Representação física da solda do conector U no modelo.....	114
Figura 5.16: Condições de simetria aplicadas no modelo numérico	115
Figura 5.17: Condições de apoio e aplicação de carga.....	115
Figura 5.18: Geometria das amostras de Maleki e Bagheri (2008) (dimensões em mm)	117

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.19: Modelo numérico para a validação de Maleki e Bagheri (2008).....	118
Figura 5.20: Modelo do conector U para a validação de Maleki e Bagheri (2008)	119
Figura 5.21: Curva de carga por deslizamento entre o experimental de Maleki e Bagheri (2008) e o modelo numérico validado	120
Figura 5.22: Deformação obtida pelo modelo numérico para o ensaio de Maleki e Bagheri (2008)	120
Figura 5.23: Dimensionamento dos espécimes de Zhao et al. (2020) (dimensões em mm) ..	121
Figura 5.24: Modos de falha dos conectores U, de Zhao et al. (2020).....	122
Figura 5.25: Mudanças feitas para o modelo de Zhao et al. (2020)	122
Figura 5.26: Curva de carga por deslizamento entre o experimental de Zhao et al. (2020) e os modelos numéricos validados.....	123
Figura 5.27: Deformação obtida pelo modelo numérico para o ensaio de Zhao et al. (2020)	124
Figura 5.28: Efeito de empenamento nos conectores U do modelo numérico validado pelos resultados de Zhao et al. (2020)	124
Figura 5.29: Dimensionamento dos espécimes ensaiados pela ArcelorMittal (dimensões em mm).....	125
Figura 5.30: Curva de carga por deslizamento entre o experimental desenvolvido pela ArcelorMittal e o modelo numérico validado.....	126
Figura 5.31: Comparação entre o bloco de concreto do resultado (a) numérico e do (b) experimental	127
Figura 5.32: Comparação entre as peças metálicas do resultado (a) numérico e do (b) experimental	127
Figura 5.33: Distribuição paramétrica para os grupos 1 e 2	129
Figura 5.34: Curva de tensão por deformação experimental do aço da forma <i>steel deck</i>	130
Figura 6.1: Modos de ruptura encontrados para o conector U: rótula plástica (a) dupla e (b) simples	133
Figura 6.2: Ruptura do conector 3x5,00 de 30 mm	133
Figura 6.3: Ruptura do conector 3x5,00 de 100 mm	134
Figura 6.4: Ruptura do conector 6x10,50 de 150 mm	134
Figura 6.5: Esmagamento do concreto no conector 3x5,00 de 30 mm	136
Figura 6.6: Esmagamento do concreto no conector 3x5,00 de 100 mm	136
Figura 6.7: Esmagamento do concreto no conector 6x10,50 de 150 mm	136
Figura 6.8: Ruptura por cone de cisalhamento em blocos com <i>steel decking</i>	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 6.9: Exemplo da visualização adotado para identificação de falha por ruptura por cone de cisalhamento	138
Figura 6.10: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 6x8,00	139
Figura 6.11: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 4x5,40	139
Figura 6.12: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 3x5,00 em bloco sem <i>steel decking</i>	140
Figura 6.13: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal superior da laje	141
Figura 6.14: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal inferior da laje	141
Figura 6.15: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal dupla da laje	142
Figura 6.16: Exemplo de modo de falha por fissuração generalizada da laje	143
Figura 6.17: Influência da espessura do <i>steel deck</i> em modelos com conectores (a) 3x4,10 e (b) 6x10,50	145
Figura 6.18: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos sem <i>steel decking</i>	146
Figura 6.19: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos com <i>steel decking</i> e concreto (a) C20 e (b) C90	147
Figura 6.20: Influência da resistência do concreto em modelos (a) sem e (b) com <i>steel decking</i>	149
Figura 6.21: Influência do concreto com fibras de aço nos modelos	150
Figura 6.22: Comparação entre os valores numéricos e previstos por diversas normas	151
Figura 6.23: Comparação relativa entre os valores numéricos e previstos por diversas normas	152
Figura 6.24: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos tipos de conector	153
Figura 6.25: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos tipos de concreto	154
Figura 6.26: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos comprimentos do conector	155

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Resultados experimentais para os conectores pinos rosqueáveis de Pavlović et al. (2013)	61
Tabela 2.2: Resultados e comparações entre os resultados de Maleki e Bagheri (2008)	65
Tabela 2.3: Propriedades dos aços para o ensaio de Zhao et al. (2020)	67
Tabela 2.4: Resultados experimentais e analíticos para resistência de carga do conectores U de Zhao et al. (2020).....	69
Tabela 3.1: Composição química do material reciclado.....	82
Tabela 3.2: Traço de concreto em termos de massa por m ³ de concreto.....	83
Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de avaliação mecânica do concreto.....	87
Tabela 3.4: Resultados extraídos da curva média dos arrancamento das fibras.....	90
Tabela 5.1: Parâmetros CDP usados para os concretos.....	99
Tabela 5.2: Características mecânicas dos aços do modelo numérico	130
Tabela 5.3: Características geométricas dos conectores U	131
Tabela 5.4: Características mecânicas dos concretos do grupo 1.....	131

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLOS MAIÚSCULOS

E	Módulo de elasticidade do material
E_c	Módulo de elasticidade inicial do cilindro de concreto
E_{cm}	Módulo de elasticidade inicial médio do cilindro de concreto
E_f	Módulo de elasticidade inicial da fibra
G_f	Energia de fratura da matriz de concreto
K_c	Razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o invariante de compressão
L_c	Comprimento do conector U
L^e	Comprimento equivalente do elemento finito
L_e	Comprimento embutido da fibra
L_f	Comprimento da fibra
P	Carga de arrancamento da fibra
P_e	Carga de arrancamento equivalente da fibra
$P_{máx}$	Carga máxima de arrancamento da fibra
Q	Capacidade de carga resistente do conector U
W_p	Energia total de arrancamento da fibra

SÍMBOLOS MINÚSCULOS

d_c	Dano à compressão do concreto
d_f	Diâmetro da fibra
d_t	Dano à tração do concreto
f_{b0}	Tensão biaxial
f_{c0}	Tensão uniaxial
f_{cm}	Resistência média à compressão do cilindro de concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do cilindro de concreto em 28 dias de cura
f_{tm}	Resistência média à tração direta do cilindro de concreto

LISTA DE SÍMBOLOS

$f_{tm,sp}$	Resistência média à tração indireta do cilindro de concreto
f_u	Resistência à ruptura do aço estrutural
f_{ut}	Resistência última real do aço estrutural
f_y	Resistência ao escoamento do aço estrutural
l	Comprimento deslizado da fibra
t_f	Espessura média das mesas do conector U
t_w	Espessura da alma do conector U
w_0	Largura de abertura de fissura no concreto no ponto de tensão de sollicitação máxima da fibra

SÍMBOLOS DO ALFABETO GREGO

Δt_{stable}	Incremento de tempo estável
β	Parâmetro do material
γ_V	Fator de segurança parcial para o conector de cisalhamento
δ_u	Deslizamento máximo avaliado no ensaio para a carga resistência característica
δ_{uk}	Capacidade característica de deslizamento
ε_c	Deformação para a resistência à compressão do cilindro de concreto
ε_u	Elongação/Deformação última do aço
μ	Viscosidade do material
ξ	Excentricidade do material
ρ	Densidade do material do elemento finito
σ_c	Resistência à compressão uniaxial do concreto
σ_{f0}	Tensão de sollicitação máxima da fibra
σ_t	Resistência à compressão uniaxial do concreto
$\sigma_{t,f}$	Resistência devido ao efeito ponte entre as fibras de aço na matriz do concreto
$\sigma_{t,m}$	Resistência da matriz do concreto
τ_{eq}	Tensão de aderência equivalente da fibra
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão de aderência máxima da fibra
ψ	Ângulo de dilatação do material

LISTA DE SÍMBOLOS

SIGLAS E ABREVIACÕES

CRARF	Concreto de alta resistência com agregado reciclado e reforçado com fibras
EC	Esmagamento do concreto
FGL	Fissuração generalizada da laje
FTDL	Fissuração transversal dupla da laje
FTIL	Fissuração transversal inferior da laje
FTSL	Fissuração transversal superior da laje
RC	Ruptura do conector
RCC	Ruptura por cone de cisalhamento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1. PROBLEMÁTICA	21
1.2. JUSTIFICATIVA	25
1.3. OBJETIVOS	27
1.4. SÍNTESE DA METODOLOGIA	27
2. REVISÃO DA LITERATURA	30
2.1. CONECTORES DE CISALHAMENTO	30
2.1.1. Importância dos conectores de cisalhamento.....	30
2.1.2. Conceito dos conectores de cisalhamento	31
2.1.3. Tipos de conectores de cisalhamento	33
2.1.4. Conector U	38
2.1.5. Modos de falha de conectores U	39
2.2. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA REFORÇADO COM FIBRAS	41
2.2.1. Contexto geral	41
2.2.2. Concreto autoadensável	42
2.2.3. Comportamento quanto à compressão	43
2.2.4. Comportamento quanto à tração	44
2.2.5. Comportamento quanto à flexão	46
2.2.6. Resistência ao arrancamento	47
2.3. CONCRETO COM AGREGADO RECICLADO	49
2.4. LAJES EM <i>STEEL DECK</i>	52
2.4.1. Aplicação em vigas mistas	52
2.4.2. Influência na ação dos conectores de cisalhamento	54
2.5. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM CONECTORES U	54
2.5.1. Conceito geral	54
2.5.2. Configuração e montagem do ensaio	55
2.5.3. Preparação das amostras	56
2.5.4. Procedimentos de ensaio	56
2.5.5. Avaliação dos resultados	57
2.5.6. Ensaio de cisalhamento direto na literatura	58
2.5.6.1. Ensaio de Pavlović et al. (2013)	58

SUMÁRIO

2.5.6.2. Ensaio de Maleki e Bagheri (2008)	61
2.5.6.3. Ensaio de Zhao et al. (2020)	65
2.6. MODELOS NUMÉRICOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	69
2.6.1. Modelo de Pavlović et al. (2013)	70
2.6.2. Modelo de Prates et al. (2023)	71
2.6.3. Modelo de Maleki e Mahoutian (2009)	72
2.6.4. Modelo de Zhao et al. (2020)	73
2.6.5. Modelo desenvolvido pela ArcelorMittal	74
2.6.6. Representação do material concreto em modelos numéricos	75
3. CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	80
3.1. MATERIAIS UTILIZADOS PARA O CONCRETO	80
3.2. PREPARAÇÃO DO CONCRETO	83
3.3. ESTADO FRESCO DO CONCRETO	85
3.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO	86
3.5. ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE FIBRAS	87
4. CAPACIDADE DE CARGA DE CONECTORES U	91
4.1. NORMA CANADENSE CAN/CSA S16:2001	91
4.2. NORMA AMERICANA ANSI/AISC 360:2022 E NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2024	91
4.3. NORMA CHINESA GB 50017:2003	92
5. MODELAGEM NUMÉRICA	93
5.1. MODELOS CONSTITUTIVOS	93
5.1.1. Modelos constitutivos dos aços	93
5.1.2. Modelo constitutivo do concreto	95
5.2. PROCEDIMENTOS NUMÉRICOS	100
5.2.1. <i>Static, general</i>	100
5.2.2. <i>Static, Riks</i>	100
5.2.3. <i>Dynamic, implicit</i>	101
5.2.4. <i>Dynamic, explicit</i>	102
5.2.5. Procedimento escolhido	103
5.3. GEOMETRIA E MONTAGEM DO MODELO NUMÉRICO	106
5.4. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO	109
5.5. INTERAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES	112
5.6. CONDIÇÕES DE CONTORNO	114

SUMÁRIO

5.7.	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	116
5.7.1.	Modelo de Maleki e Bagheri (2008)	116
5.7.2.	Modelo de Zhao et al. (2020).....	121
5.7.3.	Modelo desenvolvido pela ArcelorMittal	125
5.7.4.	Considerações finais	128
5.8.	PLANEJAMENTO DO ESTUDO PARAMÉTRICO	128
6.	ESTUDO PARAMÉTRICO.....	132
6.1.	MODOS DE FALHA	132
6.1.1.	Ruptura do conector (RC)	132
6.1.2.	Esmagamento do concreto (EC).....	135
6.1.3.	Ruptura por cone de cisalhamento (RCC).....	136
6.1.4.	Fissuração da laje	140
6.1.4.1.	Fissuração transversal da laje (FTSL, FTIL ou FTDL).....	140
6.1.4.2.	Fissuração generalizada da laje (FGL)	143
6.2.	INFLUÊNCIA DO <i>STEEL DECKING</i>	144
6.3.	INFLUÊNCIA DO CONECTOR U	145
6.4.	INFLUÊNCIA DO CONCRETO	148
6.4.1.	Influência do tipo de concreto	148
6.4.2.	Impacto das fibras de aço	149
6.5.	COMPARAÇÃO COM MODELOS NORMATIVOS.....	150
6.5.1.	Precisão dos valores previstos pelos modelos normativos	150
6.5.2.	Efeito dos parâmetros sobre a precisão dos valores previstos.....	151
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	157
7.1.	CONCLUSÕES.....	157
7.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	159
	REFERÊNCIAS	160
	APÊNDICES	167
	APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS	167
	APÊNDICE B: INFLUÊNCIA DO <i>STEEL DECKING</i> NOS MODELOS.....	176
	APÊNDICE C: INFLUÊNCIA DO CONECTOR NOS MODELOS	182
	APÊNDICE D: INFLUÊNCIA DO CONCRETO NOS MODELOS.....	186
	APÊNDICE E: INFLUÊNCIA DAS FIBRAS DE AÇO NOS MODELOS	190

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMÁTICA

A utilização de estruturas mistas é uma prática que já vem sendo explorada por muito tempo nas mais diversas áreas da engenharia civil. Ao se projetar um elemento estrutural resultante da combinação de diversos materiais, tais como concreto, aço, madeira, polímeros, entre outros, é possível dimensionar tal elemento de modo que estes materiais sejam utilizados especificamente para as situações em que eles se destacam, resultando em uma estrutura final mais otimizada, resistente e econômica.

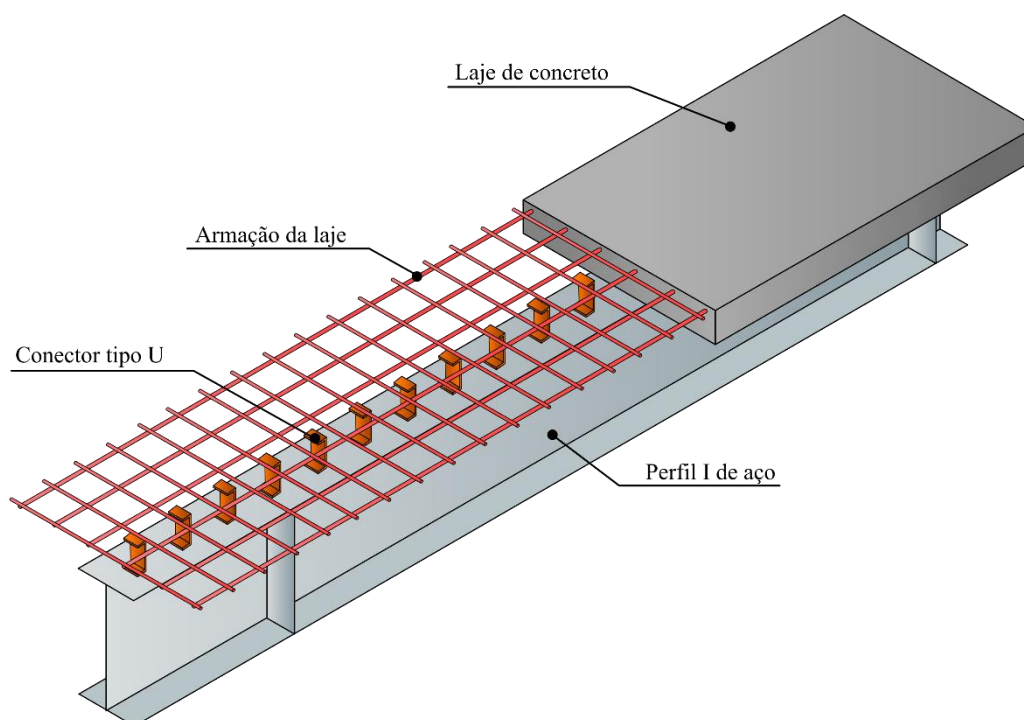
A aplicação mais comum do sistema de estruturas mistas, e também uma das primeiras combinações praticadas na construção civil, é a viga mista de aço e concreto. A viga mista de aço e concreto convencional é composta por uma laje de concreto conectada a um perfil de aço. O que faz dessa combinação tão vantajosa, é o fato de as vigas serem, na maior parte dos casos, projetadas para a absorção de esforços de momento positivo. Por consequência disso, o concreto da laje acaba recebendo a maior parte da zona de compressão da seção transversal, enquanto a zona de tração é majoritariamente resistida pelo perfil de aço, resultando em uma viga com alta capacidade de carga e com um menor e mais eficaz uso de materiais (FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020). Um exemplo de viga mista pode ser observado pela Figura 1.1.

Contudo, apenas apoiar a laje de concreto sobre o perfil de aço não é o suficiente para se ter um elemento misto. O verdadeiro potencial por trás dos elementos mistos vem da sua capacidade de integrar múltiplos componentes distintos em um sistema final que se comporta como um corpo único e inseparável.

Para garantir a interação entre a laje de concreto e o perfil de aço, são utilizados dispositivos mecânicos chamados de conectores de cisalhamento, que servem como se fossem “garras”, prendendo o bloco de concreto à mesa superior do perfil metálico. Os conectores de cisalhamento agem como uma ponte entre os dois elementos estruturais, favorecendo a continuidade da distribuição de tensões e esforços internos da estrutura.

A Figura 1.1 apresenta um exemplo de viga mista, onde se tem uma laje maciça de concreto, conectada a um perfil I de aço através de conectores de cisalhamento.

Figura 1.1: Representação de uma viga mista, com parte da laje de concreto omitida



Fonte: Autor (2025)

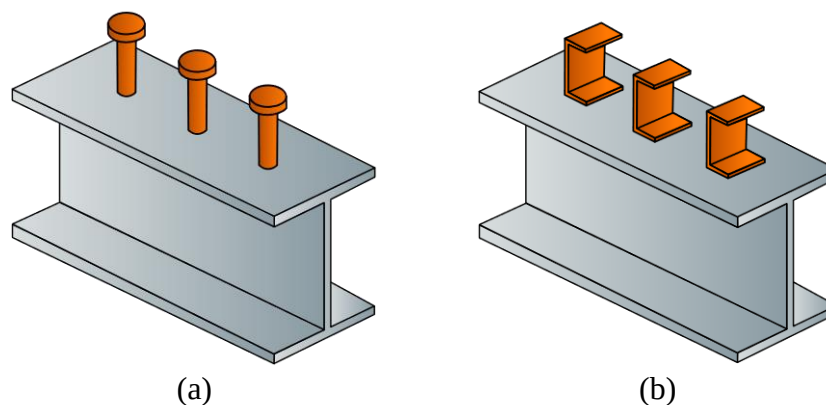
Assim como seu nome indica, a conexão efetuada por esses dispositivos se dá a partir da transmissão de esforços de cisalhamento longitudinais, entre a laje e o perfil, resultantes dos carregamentos e condições de apoio existentes na estrutura. Dessa forma, o desempenho estrutural de um conector de cisalhamento é determinado, de modo geral, pela sua capacidade de resistir aos esforços longitudinais cortantes nas interfaces de contato entre a laje e o perfil, sem sofrer rompimento ou deformação excessiva.

Existe uma grande quantidade de conectores de cisalhamento disponíveis no mercado, desde modelos padrões amparados por normas técnicas, até modelos patenteados por empresas e investigados na literatura. Dentre os modelos normatizados pela ABNT NBR 8800:2024, tem-se o conector pino com cabeça e o conector de perfil tipo U, ambos ilustrados pela Figura 1.2.

O conector mais utilizado e conhecido no mercado é o tipo pino com cabeça, também chamado de *stud bolt*, por conta de ser de fácil produção, assim como ter um bom desempenho estrutural e facilidade de instalação, esta feita através do uso de pistola de solda (MALEKI; BAGHERI, 2008).

Por conta disso, além de ter modelos analíticos propostos pelas próprias normas técnicas, o conector pino com cabeça também conta com uma ampla investigação científica e modelos alternativos de cálculo, na literatura.

Figura 1.2: Conectores de cisalhamento do (a) tipo pino com cabeça e (b) tipo U



Fonte: Autor (2025)

Contudo, existem também uma série de desvantagens para o uso do conector pino com cabeça. Por ser um conector com uma menor capacidade de carga, estruturas muito carregadas acabam necessitando de uma grande quantidade destes, assim como mostrado na Figura 1.3, gerando um ambiente de trabalho menos seguro, devido à grande quantidade de conectores, que se tornam obstáculos para os trabalhadores. Além disso, o conector pino com cabeça requer o uso de solda elétrica, que é executada apenas com aparatos especializados e a custo de um alto consumo elétrico, o que dificulta a execução em locais mais remotos, onde energia e equipamentos são escassos e de difícil transporte (SHARIATI *et al.*, 2016).

Figura 1.3: Exemplo de perfil metálico com uma grande quantidade de conector pino com cabeça



Fonte: NTCC¹

Por outro lado, o conector U possui capacidade de carga e resistência à fadiga consideravelmente maiores comparado ao conector pino com cabeça, sendo necessário uma

¹ Disponível em: <<http://ntcc.com.vn/en/shear-connector.pd/shear-connector.html>>. Acesso em: 25 de mar. de 2024.

menor quantidade em elementos altamente carregados. Adicionalmente, o conector U pode ser instalado por solda convencional, dispensando a necessidade de equipamentos especiais e apresentando um menor consumo elétrico, quando comparada à solda elétrica. Por fim, por ser um componente mais rígido e robusto, o conector U é pouco influenciado pelo modo de execução da instalação (SHARIATI *et al.*, 2016).

Apesar deste alto potencial de aplicação, os modelos analíticos recomendados pelas normas técnicas para a capacidade de carga de conectores U são limitados apenas a casos de conectores embutidos em lajes maciças. Dessa forma, conectores U aplicados em vigas mistas com formas de aço incorporada, estas também conhecidas como formas *steel deck*, que são amplamente utilizadas na construção civil, acabam sofrendo com a falta de modelos de cálculo fieis e seguros. Além disso, os modelos normativos, assim como muitos estudos encontrados na literatura, são mais focados na capacidade de carga de conectores U em lajes com concreto convencional.

Devido à crescente busca de soluções mais sustentáveis e econômicas quanto aos materiais utilizados na construção civil, várias ideias vêm sendo exploradas. Dentre elas, duas vertentes se destacam como o foco de várias pesquisas.

A primeira é a busca por materiais de maior desempenho estrutural, o que permite a concepção de projetos que requerem uma menor quantidade de materiais para se atingir determinada capacidade resistente. Por este motivo, muitas pesquisas têm focado na investigação de concretos de alto desempenho reforçados com fibras, visto que estes apresentam uma resistência à tração e compressão consideravelmente maior que a encontrada em concretos convencionais, possibilitando o dimensionamento de elementos com menor volume de concreto.

A segunda vertente é focada na busca de materiais substitutos aos convencionais utilizados na construção civil. Nesta questão, existe uma grande área de pesquisa que busca avaliar o desempenho da substituição por componentes oriundos da reciclagem. O uso de agregados reciclados, substituindo ou complementando o uso de agregados convencionais, tal como britas e areias, têm sido bastante investigados, o que contribui grandemente para a busca de soluções sustentáveis na construção civil.

Dessa forma, o estudo sobre o comportamento estrutural de conectores U aplicados em diferentes tipos de concreto, se torna uma grande necessidade, visto que os conectores são os responsáveis pelo desempenho estrutural elevado de vigas mista, assim como vários outros elementos mistos.

Por conta disso, o presente trabalho trouxe a proposta de investigar o comportamento e eficiência estrutural do conector de cisalhamento do tipo U, para vigas mistas com lajes de concreto com formas *steel deck*, assim como para concretos de alto desempenho, reforçados com fibra, com a utilização de agregados reciclados.

1.2. JUSTIFICATIVA

Na busca de soluções mais otimizadas e eficientes para o uso dos materiais na construção civil, surge a ideia de combinar elementos estruturais diferentes em uma única peça, de modo que as geometrias e materiais envolvidos, atuem com maior foco sobre o efeito no qual estes têm maior desempenho estrutural. Essa é a característica que define um elemento misto.

Os elementos mistos podem ser aplicados em diversas ocasiões e cenários. O uso mais conhecido é em pontes e viadutos, onde se encontram grandes vãos e alta incidência de cargas. Nesse caso, é comum utilizar uma laje de concreto conectada a um perfil metálico. A essa combinação se dá o nome de viga mista.

As vigas mistas também podem ser encontradas em edifícios de múltiplos andares, tais com estacionamentos, arranha-céus, assim como construções com condições mais desafiadoras (FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020). Isso acontece, pois, a interação entre a laje de concreto e o perfil de aço contribuem para uma viga capaz de absorver uma alta capacidade de carga, além de ser compatível com grandes vãos livres e apresentar uma grande rigidez estrutural.

Contudo, a interação entre laje e perfil em vigas mistas requer a utilização de um dispositivo estrutural que age como um intermediário, garantindo a transmissão de esforços e deslocamento entre ambos os elementos. Esses dispositivos são os conectores de cisalhamento.

O conhecimento sobre o comportamento destes conectores, é de suma importância para se garantir que o elemento misto possa trabalhar assim como previsto. Caso o conector seja mal dimensionado, a segurança e o desempenho da estrutura ficam comprometidos.

Com o surgimento de inovações no projeto e dimensionamento de vigas mistas, não são raras as situações onde os modelos normativos não são aplicáveis para o cálculo de conectores U. Dentre essas inovações, é possível citar o uso de lajes com formas de *steel deck*, cuja vantagem principal é a facilidade de execução e concretagem da laje, assim como a aplicação de materiais com maior desempenho e com componentes alternativos, que contribuem para um

elemento estrutural mais econômico e sustentável. A Figura 1.4 apresenta uma ponte executada pelo sistema de lajes mistas com formas *steel deck* e conectores de cisalhamento do tipo U.

Figura 1.4: Ponte mista de estrutura metálica e tabuleiro de concreto no município de Lins/SP.



(a) Posicionamento dos perfis

(b) Vista sob a ponte finalizada

Fonte: Ecopontes²

Um dos motivadores do presente estudo originou-se de um desses casos, onde o qual o uso de conectores U surgiu como uma necessidade, mas não haviam modelos de cálculo normativos que amparassem a situação desejada.

Este foi um caso abordado pela empresa de aços ArcelorMittal Brasil, onde se havia a necessidade da construção de uma ponte com vigas mistas, cujas lajes foram concretadas sobre formas *steel deck*. Contudo, a obra era localizada em uma zona afastada, onde o acesso à energia elétrica e o transporte de equipamentos era limitado. Devido à necessidade de solda elétrica para a instalação de conectores pino com cabeça, estes deixaram de ser uma opção viável, visto que seria necessário trazer ao local da obra, um gerador elétrico de alta capacidade, a fim de alimentar a solda elétrica, além dos equipamentos especializados.

Dessa forma, decidiu-se pela utilização de conectores U, visto que a execução de uma solda convencional seria mais viável do que a solda elétrica. Porém, as normas técnicas não abordam a situação de conectores U em vigas mistas compostas por lajes de *steel deck*.

Portanto, a ArcelorMittal Brasil, através do Setor de Pesquisa e Desenvolvimento, em parceria com a Universidade Estadual de Maringá e a Universidade de Brasília, deu início a

² Disponível em: < <https://www.ecopontes.com.br/blog/pontes-integrais-ineditismo-no-brasil-via-ecopontes>>. Acesso em: 06 de jan. de 2025.

uma investigação sobre o comportamento de conectores U em vigas mistas com lajes de *steel deck*, investigação esta que agrega um dos pontos de pesquisa do presente estudo.

1.3. OBJETIVOS

Com base na justificativa apresentada, o presente estudo busca realizar uma investigação numérica acerca do comportamento mecânico de conectores U em vigas mistas, levando em consideração a aplicação de lajes maciças ou com formas *steel deck*, assim como a utilização de concretos normais ou concreto de alto desempenho, reforçado com fibras e com agregados reciclados, averiguando o desempenho dos atuais modelos de cálculo presentes na literatura, assim como avaliando a influência dos diversos parâmetros sobre a capacidade de carga dos conectores.

Para este fim, os objetivos propostos são:

- Desenvolver um traço de concreto com 50% de substituição de agregado miúdo por areia fina reciclada de louças sanitárias;
- Obter os parâmetros mecânicos deste concreto para aplicação em modelos constitutivos para a investigação numérica;
- Validar o modelo numérico com base em diversas configurações de ensaios com conectores U, estabelecendo um modelo final compatível e otimizado ao foco deste estudo;
- Analisar a influência causada pela variação de diversos parâmetros, incluindo seu efeito sobre a capacidade de carga e o modo de falha obtidos nos resultados numéricos;
- Comparar os resultados obtidos quanto a valores previstos por modelos de cálculo normativos, observando pontos críticos como precisão de resultados e segurança estrutural.

1.4. SÍNTESE DA METODOLOGIA

A investigação numérica sobre o comportamento estrutural do conector U, foi realizada por meio do software comercial ABAQUS®. A partir de execução de análises por meio do método dos elementos finitos (MEF), este software é capaz de determinar numericamente o comportamento mecânico de estruturas sólidas.

Dessa forma, foi desenvolvido um modelo numérico devidamente validado para a realização de um extenso estudo paramétrico, onde se investigou as situações previamente comentadas, sob a influência da variação de parâmetros relevantes ao dimensionamento de conectores U para vigas mistas, tais como tipos de concretos e conectores, assim com o efeito da aplicação de *steel decks*.

Para a automatização do processo de modelagem, análise e processamento de resultados, foi desenvolvido um módulo Python, contendo uma coletânea de funções referentes aos principais recursos oferecidos pelo software ABAQUS®.

Com base nas funcionalidades mapeadas por este módulo, foi feito um script Python, executado diretamente através do software ABAQUS®, com o propósito de automatizar todo o processo de modelagem paramétrica, análise numérica, extração e tratamento de resultados, visando proporcionar a execução de uma maior quantidade de investigações numéricas acerca dos fenômenos de interesse para o estudo.

A avaliação do comportamento mecânico do conector U foi feita a partir de modelos baseados no ensaio de cisalhamento direto, conforme recomendado pela norma europeia EN 1994-1-1:2004. Com o objetivo de se aproximar à situação real de uma viga mista carregada, este ensaio consiste na aplicação de uma carga normal em um sistema estrutural, composto por um bloco de concreto interconectado a um perfil robusto de aço, a partir do conector de cisalhamento.

O conector é avaliado com base na força de ensaio máxima aplicada, denotada pela ocorrência de ruptura do conector ou esmagamento do concreto, assim como pela ductilidade do conector ao longo do processo de aplicação do carregamento.

As análises numéricas foram executadas através do algoritmo de cálculo Abaqus/Explicit, que utiliza métodos de integração explícita, para melhor capturar os efeitos de contato entre objetos, além de ser mais eficaz para o cálculo de modelos altamente não-lineares e com grandes deformações, quando comparado aos métodos implícitos utilizados pelo solucionador Abaqus/Standard.

O modelo numérico utilizado como base para a investigação paramétrica, foi validado por meio dos resultados de três estudos experimentais encontrados na literatura, sendo eles:

- Ensaio de conectores U, com blocos maciços de concreto normal, de Maleki e Bagheri (2008);
- Ensaio de conectores U, com blocos maciços de concreto UHPC (*ultra high performance concrete*) reforçado com fibras, de Zhao et al. (2020);

- Ensaio de conectores U, com blocos de concreto normal sobre *steel deck*, desenvolvidos pela ArcelorMittal Brasil, em parceria com a Universidade de Brasília (UnB).

A caracterização do concreto de alto desempenho, reforçado com fibras, com agregados reciclados, foi realizada a partir de ensaios experimentais realizados em corpos de prova cilíndricos e ensaios de *pull-out* de fibras. O traço do concreto foi desenvolvido com base em um traço inicial proposto por Benedetty et al. (2021). Os resultados experimentais do concreto foram utilizados para a calibração de modelos constitutivos disponíveis na literatura, possibilitando a integração destes dados ao modelo numérico.

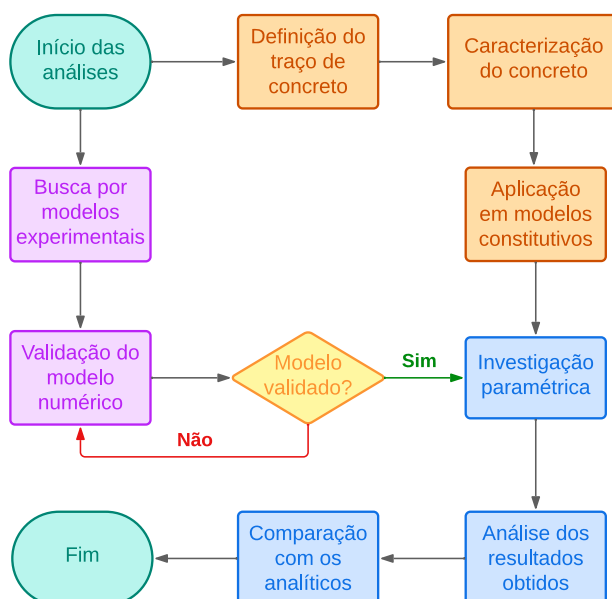
Com a execução da análise paramétrica e extração dos resultados numéricos, os dados obtidos foram comparados com modelos de cálculo analítico para a capacidade de carga de conectores U, encontrados na literatura, assim como analisados entre si a fim de observar comportamentos e tendências introduzidos pelos diferentes parâmetros.

O fluxograma das atividades gerais deste trabalho está apresentado na Figura 1.5.

Esta pesquisa foi realizada com o apoio do grupo de pesquisas numéricas GPNum, da Universidade Estadual de Maringá (UEM), dentro do projeto N°. 064/2022, aprovado pelo CNPq. As análises numéricas foram parcialmente executadas através da plataforma de computação em nuvem *Amazon Web Services* (AWS), serviço este, contemplado pelo projeto.

O estudo também contou com a colaboração do Setor de Pesquisa e Desenvolvimento da empresa multinacional ArcelorMittal, produtora e distribuidora internacional de aço.

Figura 1.5: Fluxograma metodológico



Fonte: Autor (2025)

2. REVISÃO DA LITERATURA

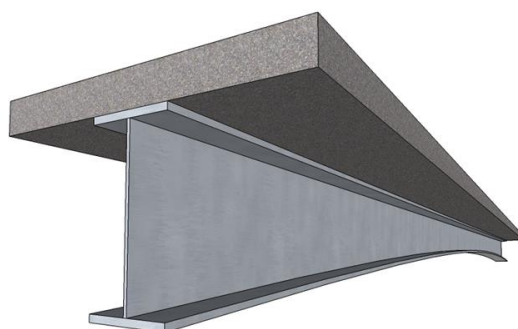
2.1. CONECTORES DE CISALHAMENTO

2.1.1. Importância dos conectores de cisalhamento

As estruturas mistas são apresentadas como soluções eficientes para problemas estruturais. O que faz com que as estruturas mistas sejam tão eficazes, é o fato delas serem compostas de diferentes tipos de elementos estruturais, com diferentes materiais, geometrias e propriedades.

A combinação destes elementos oferece soluções convenientes para situações mais exigentes e restritas, por conta não só da combinação entre geometrias distintas, mas, principalmente, pela combinação entre materiais diferentes, resultando em uma peça final onde cada componente se completa.

Figura 2.1: Representação de uma viga mista de aço e concreto



Fonte: Autodesk³

Em vigas mistas, que possuem um formato geral assim como apresentado na Figura 2.1, a vantagem do uso eficiente de diferentes elementos estruturais em uma única peça é bastante evidente. Na grande maioria dos casos, vigas são dimensionadas para suportar momentos positivos, recorrentes de carregamentos recebidos de lajes ou de elementos diretamente posicionados sobre a viga. A seção transversal de uma viga submetida a flexão positiva, deve suportar cargas de tração em sua zona inferior, enquanto resiste à compressão atuante na área superior.

³ Disponível em:

<https://help.autodesk.com/view/SBRDES/ENU/?guid=ASBD_DefinitionBeam_AdvancedSteelCompositeBeamDef_html>. Acesso em: 16 de abr. de 2024.

Em vista disso, as vigas mistas tiram proveito deste comportamento ao serem projetadas com um elemento esbelto de aço nas regiões de tração, enquanto que na zona de compressão, com uma área maciça de concreto. Essa combinação gera um elemento final que apresenta uma capacidade de carga consideravelmente maior, com uma alta rigidez inicial, possibilitando a concepção de grandes vão entre pilares, assim como menores dimensões transversais, quando comparado às vigas de concreto armado (ATAEI; ZEYNALIAN, 2021).

Apesar da teoria e vantagens por trás da ideia, o fato de a viga mista ser uma composição de dois elementos individuais, faz com que o comportamento desejado não ocorra sem que haja algum tipo de adaptação.

Assim como acontece para o concreto armado, para se garantir a integridade dos esforços internos previstos para a seção transversal, é necessário que haja um certo grau de interação entre os diferentes elementos que formam a peça final. No concreto armado em específico, a interação entre armadura e concreto é dada pelo atrito entre suas interfaces. Como forma de potencializar essa interação, as armaduras são comumente projetadas com nervuras, de modo que a geometria também contribua para o trabalho conjunto entre barras e concreto.

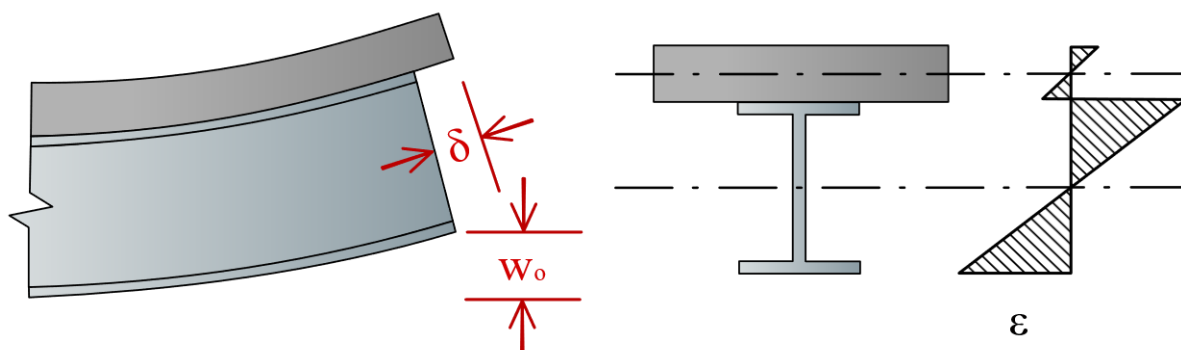
Por outro lado, conectar uma laje de concreto a um perfil requer muito mais do que apenas o atrito entre os materiais, pois, além do esforço de cisalhamento em vigas mistas atingir magnitudes muito maiores do que o atrito aço-concreto poderia suportar, também existe a possibilidade das interfaces simplesmente perderem contato entre si.

Portanto, os conectores de cisalhamento surgem como a solução para a falta de interação entre os diferentes elementos que compõe as estruturas mistas, servindo como uma âncora que prende a laje de concreto ao perfil de aço e fazendo-os trabalharem em conjunto.

2.1.2. Conceito dos conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos, geralmente feitos em aço, utilizados para promover a conexão e continuidade de esforços entre os diferentes elementos que formam uma estrutura mista. Para vigas mistas em específico, eles são os responsáveis por garantir que a laje de concreto e o perfil metálico interajam entre si, de forma a se ter o comportamento transversal visado.

Na ausência de conectores de cisalhamento, a viga mista se comporta apenas com uma laje de concreto apoiada sobre um perfil de aço. Dessa forma, os esforços internos na seção transversal são apenas divididos entre os dois elementos, onde cada um irá absorvê-los e sofrer deformações de forma individual, assim como ilustrado pela Figura 2.2.

Figura 2.2: Seção transversal de uma viga sem interação laje-perfil

Fonte: Autor (2025)

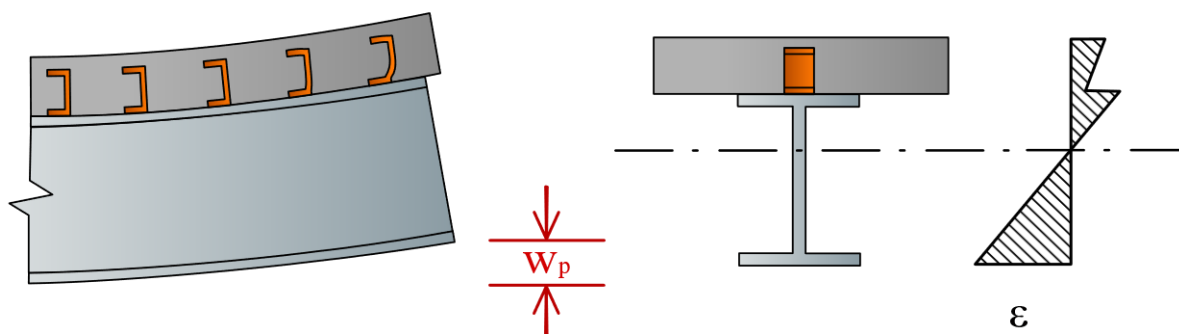
Ao se incorporar os conectores entre o perfil e a laje, cria-se uma interação entre ambos, no sentido que eles passam a compartilhar tensões e deformações entre si. Com isso, a seção transversal apresentará um comportamento aprimorado, onde a conexão entre ambos os elementos resulta em uma rigidez maior que a comum, além de apresentar uma melhor continuidade entre a distribuição de esforços e deformações, contribuindo para menores deslocamentos, em geral.

Contudo, apenas a instalação de conectores não garante que a seção transversal da viga mista de comporte como uma peça única. Caso sejam colocados menos conectores do que o necessário, ainda ocorrerá uma defasagem entre a laje de concreto e o perfil I, comprometendo o potencial total do elemento. A esta defasagem entre ambos se dá o nome de deslizamento.

Na Figura 2.3 encontra-se um exemplo de uma viga mista com menos conectores do que o necessário, apresentando um deslizamento significativo entre laje e perfil, o que causa uma quebra de continuidade nas deformações à flexão. Naturalmente, o efeito em conjunto entre ambos acaba sendo afetado, fazendo com que a rigidez equivalente à interação entre eles acabe sendo menor do que o possível.

Este comportamento é chamado de grau de interação parcial entre a laje de concreto e o perfil de aço. O grau de interação é avaliado como a soma das forças resistentes de todos os conectores de uma viga mista, dividido pela força de cisalhamento entre a laje e o perfil de aço. As normas técnicas fazem considerações mais específicas sobre como interpretar o valor do grau de interação ou como determinar a força de cisalhamento entre laje e perfil de aço.

Figura 2.3: Seção transversal de uma viga mista com grau de interação parcial entre laje e perfil

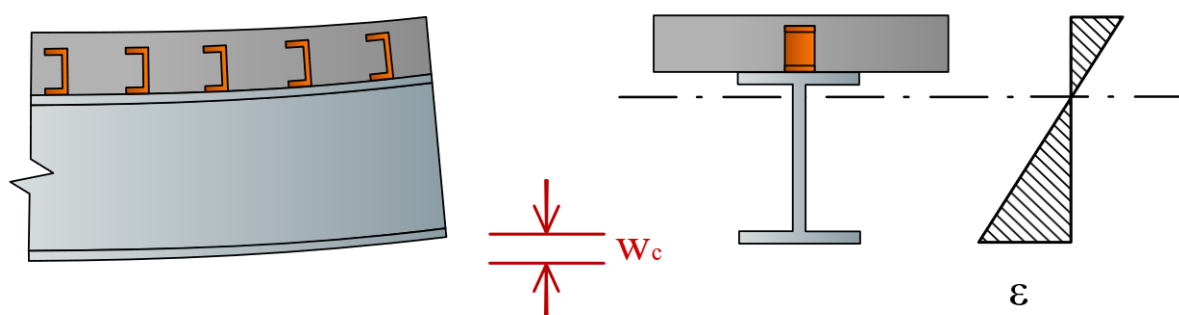


Fonte: Autor (2025)

A partir do correto dimensionamento dos conectores de cisalhamento, é possível então atingir o chamado grau de interação completa, onde a laje de concreto e o perfil de aço apresentam um deslizamento insignificante, sendo possível admitir que a deformação normal por flexão ao longo da seção transversal da viga, é contínua e unificada, não apresentando disparidades na fronteira entre ambos os elementos.

Nesse estado, a viga mista atinge o seu máximo potencial, com a maior rigidez e capacidade de carga possível, e como consequência disso, sofre menores deslocamentos estruturais. O efeito da interação completa pode ser observado pela Figura 2.4.

Figura 2.4: Seção transversal de uma viga mista com grau de interação completa entre laje e perfil



Fonte: Autor (2025)

2.1.3. Tipos de conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento aparecem nos mais diversos tamanhos e geometrias. De modo geral, é possível dividir os conectores em três grandes grupos: conectores de formato

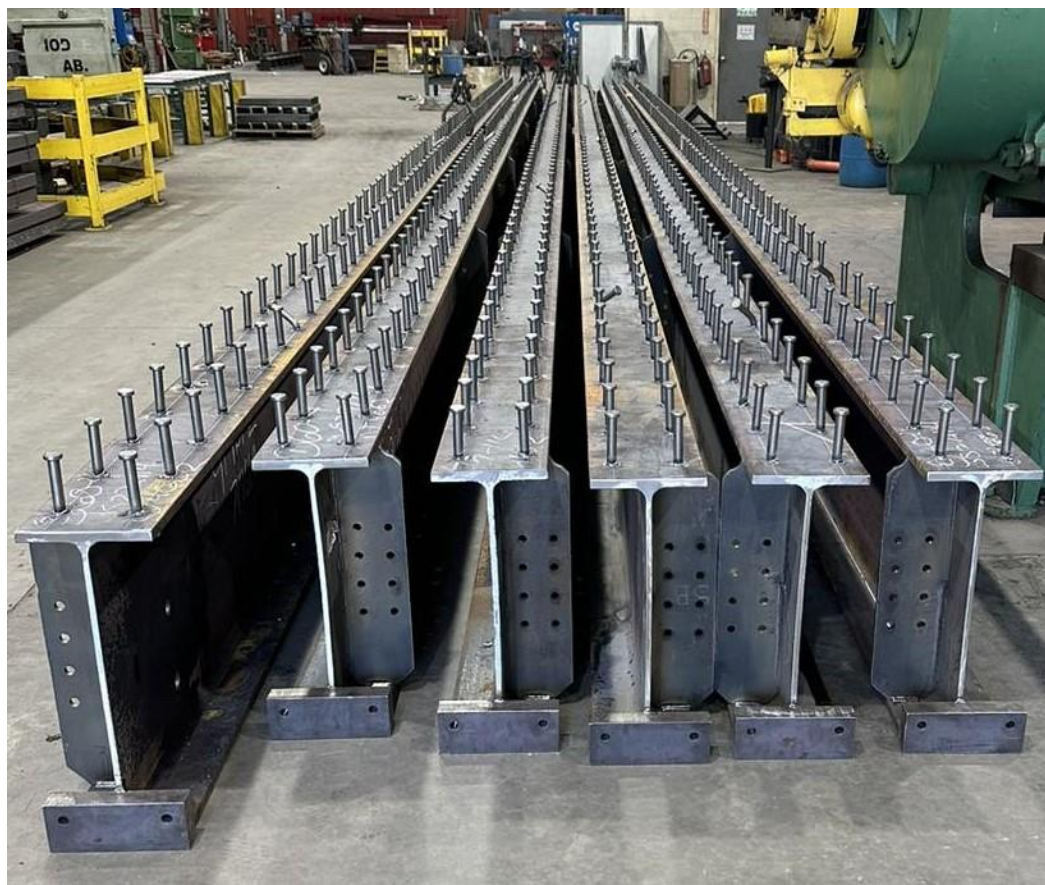
pino, conectores de seção de perfis e conectores de chapa metálica. Todos eles apresentam suas vantagens e desvantagens, abrangendo desde seu comportamento mecânico e modos de falha, até sua facilidade de produção e instalação.

No grupo dos conectores de formato pino, o mais importante, assim como o conector de cisalhamento mais conhecido para aplicação em vigas mistas, é o conector pino com cabeça, também chamado de *headed stud bolt*.

O motivo pela grande utilização do conector pino com cabeça é devido ao seu grande potencial de automação e conveniência de instalação, assim como seu bom desempenho como um dispositivo de conexão flexível e resistente (PRATES *et al.*, 2023; SHARIATI *et al.*, 2016).

Na Figura 2.5 é possível ver alguns perfis de aço com conectores pino com cabeça soldados na mesa superior.

Figura 2.5: Perfis de aço com conectores pino com cabeça soldados na mesa superior

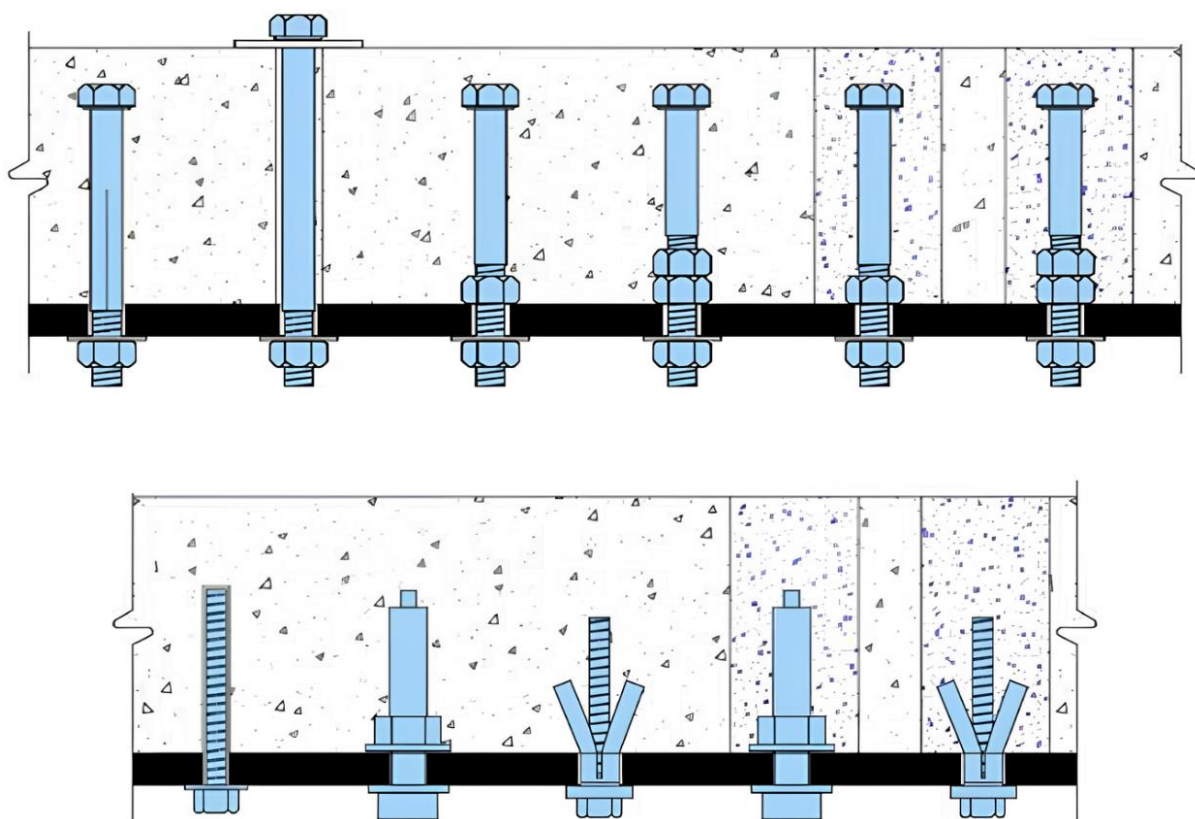


Fonte: Hodge Fabrication, Inc.⁴

⁴ Disponível em: <<https://www.facebook.com/photo.php?fbid=922793869848589&set=pb.100063539529623.-2207520000&type=3>>. Acesso em: 19 de abr. de 2024.

Apesar do pino com cabeça ser o mais conhecido, existe uma grande variedade de conectores pinos, assim como apresentado na Figura 2.6. Muitos destes conectores focam em pinos rosqueáveis, conhecidos com conectores parafusos, facilitando um possível processo de desmontagem da viga mista. Em contrapartida, a utilização destes conectores requer o corte da mesa do perfil de aço, visto que estes pinos precisam passar pela chapa, sendo então, rosqueados sob a mesa do perfil.

Figura 2.6: Outros exemplos de conectores do tipo pino



Fonte: Adaptado de (ATAEI; ZEYNALIAN, 2021)

Quanto aos conectores de seção de perfil, destacam-se os conectores U e os conectores L, estes também chamados de conectores cantoneiras. Estes conectores apresentam uma maior rigidez, capacidade de carga e resistência à fadiga, quando comparados aos conectores de pino. Conectores U são especialmente utilizados em vigas mistas com alto grau de carregamento, tal como vigas de pontes e viadutos (*girders*).

Conectores do tipo L, é uma versão mais dúctil e flexível dos conectores U. Como o próprio nome indica, estes conectores são feitos de seções perfis do tipo cantoneira, ou mesmo de seções U, mas com uma das abas retiradas. Existem estudos envolvendo o posicionamento

de conectores L tanto com a aba soldada no perfil de aço, quanto com a aba em cima, formando um gancho.

As Figura 2.7 e Figura 2.8 apresentam exemplos de perfis metálicos com conectores L e U soldados sobre sua mesa superior.

Figura 2.7: Perfis de aço com conectores U soldados na mesa superior



Fonte: Djaniró Álvaro de Souza⁵

Figura 2.8: Conectores do tipo (a) L ou angular, e (b) U



(a)



(b)

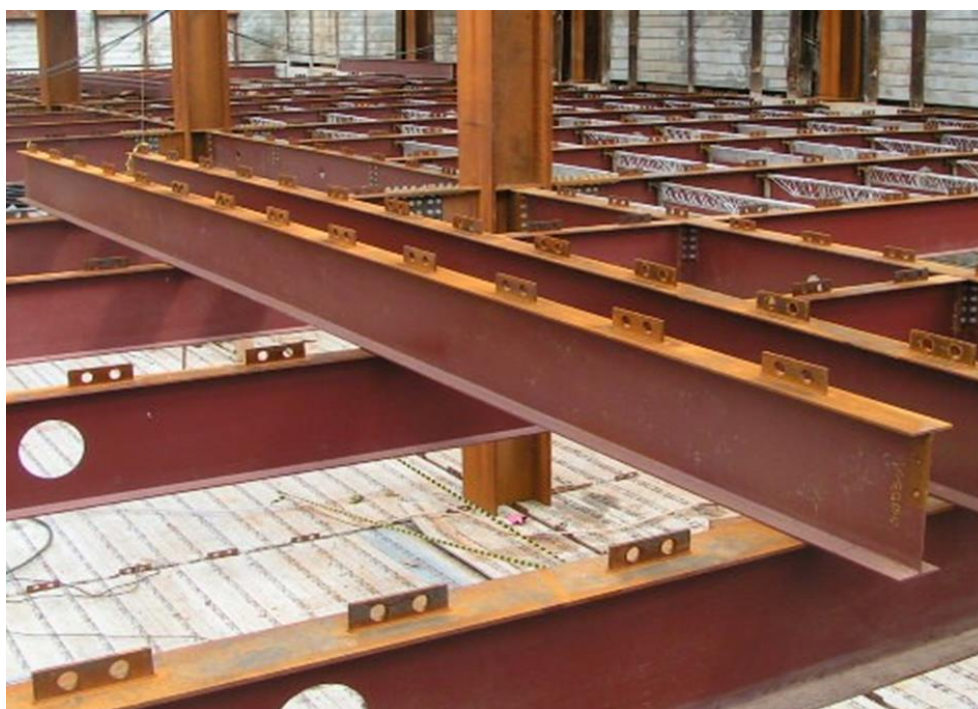
Fonte: (SHARIATI *et al.*, 2016)

⁵ Disponível em: <https://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/Djaniró_Alvaro.pdf>. Acesso em: 19 de abr. de 2024.

Por fim, os conectores de chapa metálica são aqueles onde se tem uma chapa de aço soldada ao longo da mesa do perfil. O conector pode ser tanto uma faixa contínua, se estendendo ao longo de todo o perfil metálico, ou separada em vários trechos.

O primeiro conector de chapa de aço estudado na literatura, é o conector do tipo Perfobond, em 1987 (LEONHARDT *et al.*, 1987). O conector Perfobond se trata de uma chapa com furos circulares, que são os responsáveis por potencializar a aderência entre o conector e o concreto. Um exemplo de aplicação de conectores Perfobond é apresentado pela Figura 2.9.

Figura 2.9: Perfis de aço com conectores Perfobond soldados na mesa superior

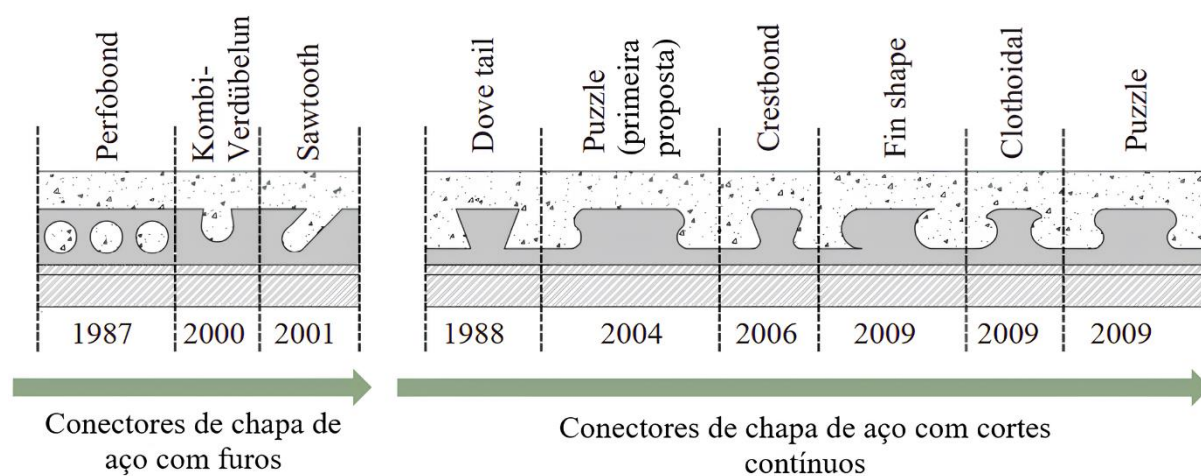


Fonte: Djaniri Álvaro de Souza⁵

Conectores de chapa com outros formatos também foram bastante explorados. Após o desenvolvimento do Perfobond, um outro tipo de conector de chapa teria surgido, este chamado de conector *dove tail*. O conector *dove tail* se diferencia do Perfobond ao receber um único corte, contínuo, ao longo de toda a chapa, em formatos geométricos periódicos (BODE; KÜNZEL, 1988).

Seguindo a lógica dos conectores *dove tail*, outros padrões e formatos de corte surgiram, resultando em diferentes tipos de conectores, sendo um deles o conector Crestbond, também bastante usado como conector de cisalhamento em vigas mistas.

Na Figura 2.10, adaptada dos estudos de Cardoso et al. (2020), é possível observar os diversos tipos de conectores de chapa, na ordem de sua criação.

Figura 2.10: Linha do tempo sobre a criação dos diversos tipos de conectores de chapa de aço

Fonte: Adaptado de (CARDOSO *et al.*, 2020)

2.1.4. Conector U

Cada um dos conectores de cisalhamento apresentados anteriormente, apresentam pontos positivos e negativos, que podem comprometer a execução da estrutura, dependendo das condições da obra, assim como da magnitude de carregamento que será recebido pela estrutura.

Os conectores pino com cabeça possuem um processo de instalação de grande produtividade, tendo a facilidade de execução sendo um dos principais pontos por trás da sua popularidade. Contudo, este processo de instalação requer equipamentos especiais, além de ser necessário o uso de solda elétrica, que demanda um alto consumo de energia elétrica (SHARIATI *et al.*, 2016).

Além disso, os conectores pino apresentam uma menor capacidade de carga, o que resulta numa maior quantidade de conectores para se atingir o desejado grau de interação para a viga mista. Com um grande número de conectores, aumenta consideravelmente a dificuldade em dimensionar armaduras positivas para a laje, assim como faz com que o próprio local se torne de difícil mobilidade para os funcionários da obra (SHARIATI *et al.*, 2016).

Portanto, vigas mista projetadas para altos níveis de carregamentos acabam sofrendo com o uso de pinos com cabeça, e geralmente acabam sendo dimensionadas para um grau de interação parcial, não aproveitando todo o potencial da ação mista entre os elementos.

Para o caso de conectores com chapa, o maior ponto que se destaca é a dificuldade em posicionamento de armaduras transversais, principalmente na região inferior da laje de concreto (SHARIATI *et al.*, 2016).

Dessa forma, o conector U surge como uma solução para a grande maioria destes problemas. Devido a seu formato robusto, o conector U apresenta uma maior rigidez e capacidade de carga, fazendo-o especialmente popular para vigas mistas mestras (*girders*), em pontes e viadutos (KAMAR *et al.*, 2021).

Além disso, pela sua maior rigidez, os conectores U apresentam um bom desempenho para estruturas com carregamentos de fadiga, ao contrário de conectores pino com cabeça. Adicionalmente, seu processo de instalação é feito por solda convencional, não necessitando de equipamento especializado ou grande consumo de energia elétrica, o que faz do conector U uma melhor alternativa para obras em zonas rurais ou locais afastados da rede elétrica (SHARIATI *et al.*, 2016).

2.1.5. Modos de falha de conectores U

As lajes mistas constituídas por conectores U apresentam dois modos de falha principais ao cisalhamento longitudinal, sendo eles o esmagamento do concreto e a ruptura do próprio conector. Apesar das duas possibilidades, o que mais acontece, e por consequência disso, o efeito mais explorado por modelos de cálculo em normas técnicas, é o esmagamento do concreto.

Devido ao seu formato robusto e resistente, o conector U dificilmente tende a sofrer ruptura. Isso se potencializa ainda mais com o uso de concreto normal em vigas mistas, visto que se tem um concreto de resistência normal e um conector de grande rigidez. Contudo, quando o conector é menor que o usual, ou o concreto utilizado está entre as classes de maior desempenho, a falha esperada passa a ser por ruptura do conector.

De modo geral, os estudos na literatura mostram que, para lajes com concreto normais, a falha é governada mais por parte do concreto. Contudo, para conectores U mais curtos, ou para concretos mais resistentes, o conector passa a ser o elemento mais propenso à falha.

É possível encontrar modelos analíticos para o cálculo da capacidade de carga de conectores U em diversas normas técnicas, tais com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024, a norma americana ANSI/AISC 360:2022 e a norma canadense CAN/CSA S16:2001.

Porém, ao contrário dos modelos de cálculo encontrados para conectores pino com cabeça, que levam em consideração ambas as possibilidades de esmagamento do concreto e ruptura do conector, os modelos propostos pelas normas citadas levam em consideração apenas o esmagamento de concreto.

Figura 2.11 e Figura 2.12 são mostrados o estado do conector U, em amostras de ensaio de cisalhamento direto com falha por ruptura do conector e esmagamento do concreto, respectivamente. Como a Figura 2.12 representa falha do concreto, os conectores permanecem conectados ao perfil.

Figura 2.11: Amostra submetida a cisalhamento direto, com ruptura do conector U



Fonte: (MALEKI; MAHOUTIAN, 2009)

Figura 2.12: Amostra submetida a cisalhamento direto, sem ruptura do conector U



Fonte: (MALEKI; MAHOUTIAN, 2009)

2.2. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA REFORÇADO COM FIBRAS

2.2.1. Contexto geral

Na grande maioria dos projetos estruturais, o esforço de tração é exclusivamente calculado para ser absorvido por outros elementos, tal como as armaduras de aço no concreto armado, ou os perfis metálicos nas vigas mistas. Nessa lógica, a resistência à tração do concreto é considerada como nula, proporcionando um dimensionamento mais seguro e conservador. Contudo, a baixa resistência à tração do concreto é um problema que afeta muito mais do que apenas o dimensionamento de estruturas.

Apesar das estruturas de concreto serem dimensionadas de modo que o concreto não contribua para a absorção de esforços de tração, isso não impede que a tração ocorra no concreto, mesmo que em magnitudes menores. Por conta disso, muitos elementos de concreto armado acabam desenvolvendo fissuras nas áreas onde o concreto é mais exposto às deformações de tração, na seção transversal. Zhao et al. (2023) mostra que a grande maioria dos defeitos observados em pontes de concreto, são originários de problemas de fissuração.

Por consequência dessas fissuras, as armaduras acabam perdendo a proteção proporcionada pela camada de cobrimento, responsável por impedir a corrosão do aço por contato com o oxigênio e umidade da atmosfera. Além disso, a fissuração também causa perda de rigidez ao elemento, reduzindo a capacidade de carga e favorecendo ainda mais a evolução das fissuras existentes (ZHAO *et al.*, 2023).

Uma das soluções encontradas para falhas no concreto, foi a aplicação de concreto de alto desempenho. Observou-se que um concreto de maior resistência, aplicado em vigas mistas, resulta em uma maior rigidez e capacidade de carga do elemento, além de reduzir o surgimento de fissuras e o deslizamento entre a laje de concreto e o perfil de aço (HAMODA *et al.*, 2017; ZHANG *et al.*, 2023; ZHAO; YUAN, 2010), mostrando que o concreto de alta resistência também favorece a eficiência dos conectores de cisalhamento.

Outra solução adotada para o controle de fissuras do concreto foi a adição de fibras. Em um estudo realizado por Lin, Yoda e Taniguchi (2014), foi abordado o desempenho de vigas mistas quanto à resistência ao momento fletor negativo, ou seja, com a laje de concreto na zona de tração da seção transversal, utilizando concreto de resistência normal sem e com a adição de fibras de aço.

Ao se comparar os resultados obtidos entre amostras, os autores observaram que as vigas com concreto reforçado com fibras atingiram maiores carregamentos antes do início da

fissuração do concreto, além de apresentarem fissuras menores e menos espaçadas, o que demonstra que o concreto reforçado com fibras exibe um maior controle de fissuração em carregamentos de serviço.

Dessa forma, o concreto de alta resistência reforçado com fibras aço (CARRFA) surge como uma forma de maximizar a resistência à fissuração do concreto em lajes e elementos expostos à tração.

Além disso, o concreto de alto desempenho, por si só, apresenta uma ruptura bastante abrupta, tanto para o esmagamento da matriz, quanto para a abertura de fissuras. Isso se dá justamente pela maior absorção de energia de deformação pelo elemento, resultando em um comportamento repentino e, por vezes, perigoso, quando se atinge a ruptura da matriz de concreto.

Com a adição das fibras de aço, o concreto de alto desempenho adquire uma maior ductibilidade, devido ao efeito de ponte proporcionado pelas fibras, resultando em um maior controle e segurança sobre comportamento abrupto em situações de falha do concreto.

2.2.2. Concreto autoadensável

Devido à adição de fibras em concretos de alto desempenho, que, por natureza, tendem a ser mais densos e consistentes do que concretos convencionais, a trabalhabilidade e resistência à segregação da matriz acabam sendo afetadas negativamente (GRÜNEWALD; WALRAVEN, 2001; WANG *et al.*, 2021).

Além disso, a eficiência das fibras no concreto está diretamente relacionada à orientação e distribuição destas dentro da matriz. Portanto, o processo de concretagem de elementos, assim como sua própria geometria e presença de armações e conectores de cisalhamento, afeta diretamente na dispersão das fibras no concreto fresco. Dessa forma, a aplicação de uma matriz autoadensável surge como uma solução para estes problemas.

O concreto autoadensável apresenta alta trabalhabilidade e fluidez, o que proporciona uma melhor dispersão e orientação de fibras, quando comparado ao concreto normal vibrado (ALBERTI; ENFEDAQUE; GÁLVEZ, 2015).

Segundo Brouwers e Radix (2005) e Yu, Spiesz e Brouwers (2014), é possível potencializar a interação entre as fibras e a matriz de concreto através da utilização de agregados menores, proporcionando o desenvolvimento de misturas para concretos autoadensáveis de alta resistência reforçados com fibras.

2.2.3. Comportamento quanto à compressão

A adição de fibras no concreto é bastante conhecida pela sua capacidade de auxiliar o desempenho à tração do concreto. Contudo, as fibras também apresentam influências positivas para a resistência à compressão do concreto, mas de forma mais sutil.

Os pesquisadores Mansur, Chin e Wee (1999) realizaram estudos sobre o comportamento tensão por deslocamento de amostras de concreto de alta resistência com fibras de aço, sob carga de compressão. Foram avaliados concretos na faixa de 70 a 120 MPa, com volumes percentuais de fibras variando de 0 a 1,5%.

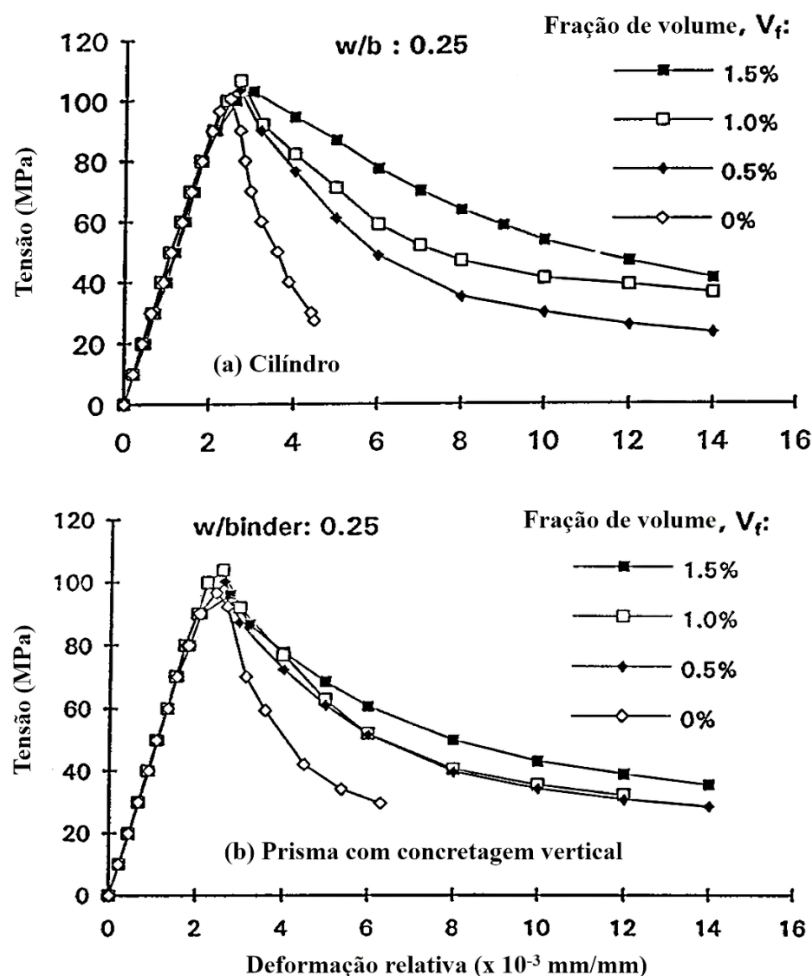
Os autores observaram que a adição de fibras resultou em um leve aumento na resistência à compressão dos corpos de prova, sendo este maior para corpos concretados verticalmente, do que em amostras concretadas horizontalmente. O formato cilíndrico ou prismático não apresentou influência neste ganho. Por outro lado, em corpos cilíndricos concretados verticalmente, o aumento no volume de fibras causou um aumento na deformação de pico do concreto.

Adicionalmente, corpos cilíndricos apresentaram um ganho de ductilidade no regime pós-pico da curva de tensão por deformação. A Figura 2.13 as curvas referentes à compressão de corpos cilíndricos e prismáticos, conforme a variação do volume de fibras.

Outras influências positivas do efeito das fibras sobre o comportamento de compressão do concreto, foram encontradas por Carneiro et al. (2014), em seus estudos sobre concretos reforçados com fibras e com agregados reciclados.

Os autores observaram que a adição de fibras e a substituição por agregados reciclados resultou em um ganho geral das propriedades mecânicas do concreto, além de contribuir para um maior controle do regime pós-fissuração da curva de tensão e deformação, por conta de causar uma maior resistência ao deslizamento de microfissuras já presentes no concreto.

Figura 2.13: Efeito do volume de fibras de aço nas curvas de compressão de amostras cilíndricas e prismáticas



Fonte: Adaptado de (MANSUR; CHIN; WEE, 1999)

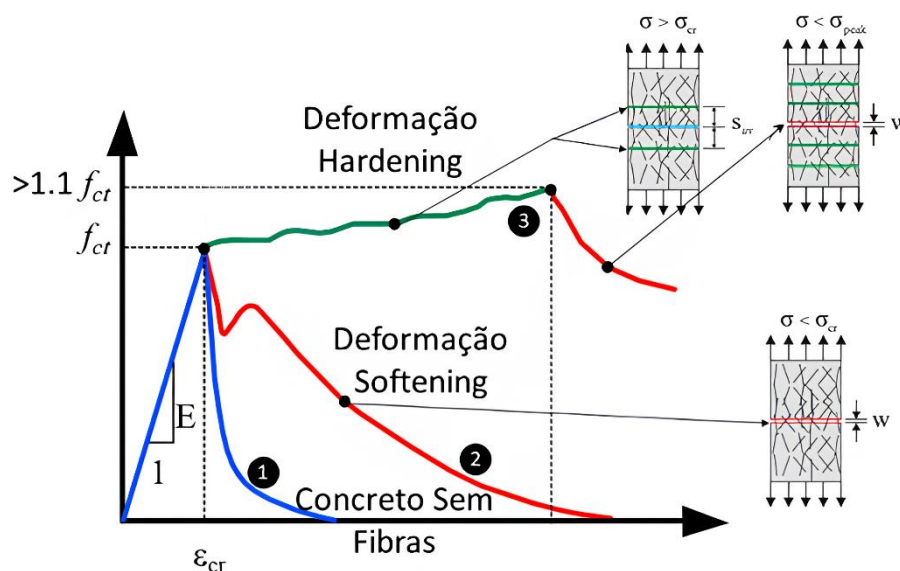
2.2.4. Comportamento quanto à tração

A adição de fibras no concreto influencia especialmente no seu comportamento à tração. Por ser um material frágil e de baixa resistência à tração, quando o processo de fissuração é iniciado, o concreto perde sua resistência de forma abrupta. Contudo, as fibras surgem como um meio de controlar a iniciação e propagação de fissuras, o que contribui para que o material seja capaz de resistir além do ponto onde se iniciaria a fissuração e perda de capacidade de carga (NAAMAN; NAJM, 1991).

Na Figura 2.14 é representado o comportamento da curva de tensão por deformação do concreto reforçado com fibras. Observa-se que existem três curvas distintas representadas na figura. A curva 1 é referente a curva de tração padrão do concreto, sem fibras, onde é possível notar que o pico é atingido ao se aparecer a primeira fissura, posteriormente seguido de uma

perda abrupta de resistência. Contudo, com a adição de fibras na matriz do concreto, o comportamento é modificado, podendo apresentar uma curva de *softening* (curva 2) ou *hardening* (curva 3).

Figura 2.14: Comportamento do concreto reforçado com fibras



Fonte: Adaptado de (RUIZ *et al.*, 2018)

O fenômeno do *softening* é demarcado pelo efeito de ponte gerado pelas fibras, nas regiões de abertura de fissuras. Esse efeito melhora a distribuição de tensões na matriz, no local da fissura, o que evita a ruptura abrupta do concreto, atribuindo um certo nível de ductibilidade pós-pico ao elemento.

Por outro lado, o *hardening* se refere à quando as fibras contribuem para uma resistência adicional ao concreto. Após atingir o pico de carga, demarcado pela abertura das primeiras microfissuras, o concreto ainda é capaz de absorver mais carregamentos de tração, a custo de apresentar um comportamento bem mais deformável. Esse ganho de resistência perdura até que as fissuras evoluam para maiores larguras, marcando, enfim, o início do *softening* do concreto e perda de sua resistência à tração.

Do modo geral, a adição de fibras ao concreto influencia em um aumento na capacidade de carga que pode chegar à 47% a mais, em comparação com o concreto sem fibras (ABBASS; KHAN; MOURAD, 2018).

Observa-se que o ganho de resistência à tração é proporcional à fração de volume de fibras no concreto. Contudo, a partir de um certo ponto, a quantidade de fibras passa a resultar na segregação dos materiais na mistura do concreto, o que afeta negativamente suas

propriedades. Logo, é possível admitir que cada mistura apresenta uma fração ótima de fibras, onde o ganho de resistência atinge um máximo.

Além do volume de fibras, Benedetty et al. (2021) e Wu et al. (2016) apontam que o ganho de resistência à tração também está atrelado a fatores tais como resistência última e rigidez das fibras, além de características físicas como comprimento, formato e tipo de ancoragem.

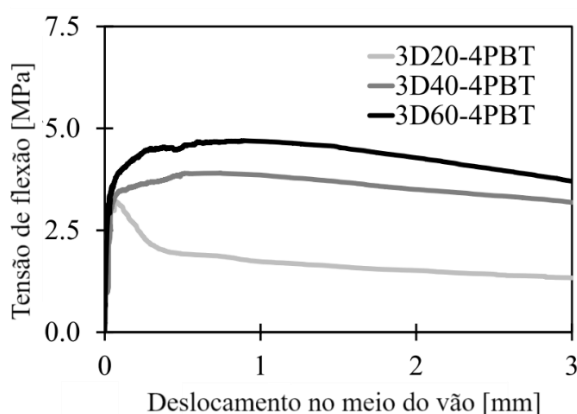
2.2.5. Comportamento quanto à flexão

Apesar da influência das fibras serem mais impactantes para o comportamento de tração de concreto, os ensaios de tração para amostras de concreto reforçado com fibras são difíceis, resultando em dados com um certo nível de incerteza. Contudo, o comportamento à tração do concreto com fibras pode ser investigado por efeitos indiretos.

Os ensaios de flexão em primas surgem como uma alternativa mais prática para a determinação da resistência à tração de concretos com fibras. Os ensaios mais utilizados são os de flexão de viga por três ou quatro pontos, sendo estes abordados pelas normas técnicas ABNT NBR 16940:2021, EN 14651:2005 e ASTM C1609:2019.

O comportamento quanto à flexão para o concreto reforçado com fibras é o mesmo que para a tração, incluindo a possibilidade dos fenômenos de *softening* e *hardening*. Carrillo, Torres e Guerrero (2021) realizaram investigações envolvendo ensaios de flexão em quatro pontos para diferentes volumes e ancoragens de fibras. A Figura 2.15 apresenta os resultados obtidos para os volumes de 20, 40 e 60 kg/m³ de fibras, com ancoragem simples, para os ensaios de flexão em quatro pontos, sendo possível observar a ocorrência de ambos os efeitos de *softening* e *hardening*.

Figura 2.15: Resultados de tensão por deslocamento em ensaio de quatro pontos



Fonte: Adaptado de (CARRILLO; TORRES; GUERRERO, 2021)

2.2.6. Resistência ao arrancamento

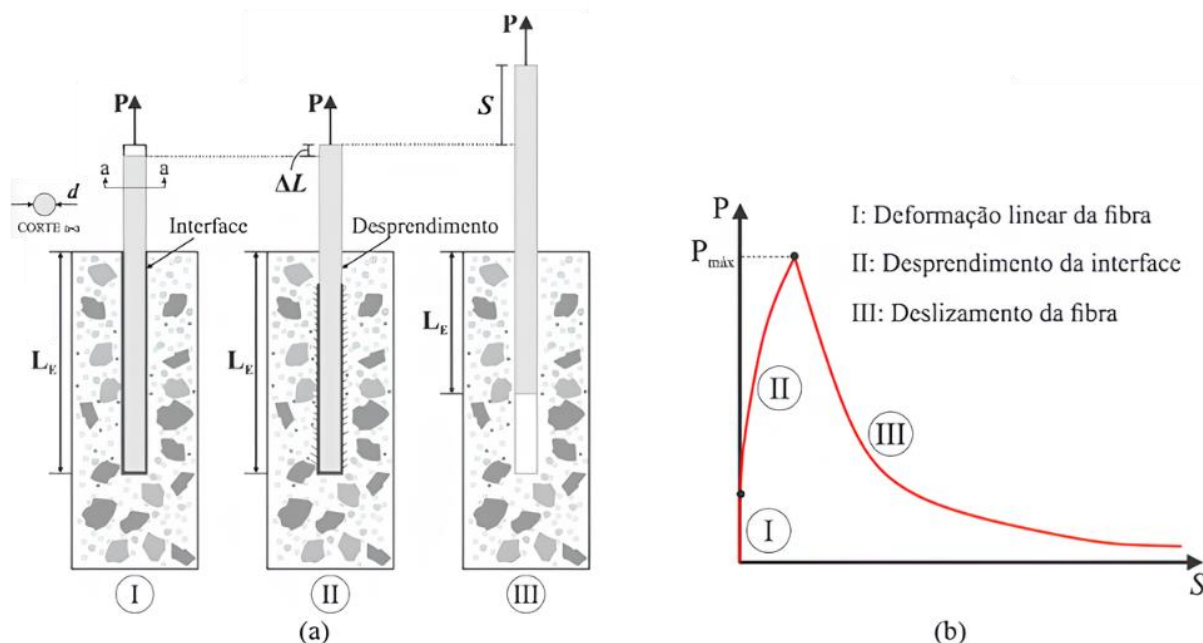
A característica mais importante referente às fibras no concreto, que possibilita os efeitos positivos no concreto quanto aos esforços de tração e compressão, é a resistência ao arrancamento da fibra. A aderência entre a fibra e a matriz de concreto é responsável pelo efeito de ponte, fator principal no controle de fissuração do material.

A resistência ao arrancamento das fibras é dependente de três características gerais, sendo elas as aderências por atrito, mecânica e química. A aderência por atrito é referente à própria interação entre as superfícies do concreto e da fibra. Por outro lado, a aderência mecânica é resultante do efeito da ancoragens em fibras, sendo então, um fator consequente da geometria da fibra imbuída no concreto. Por fim, a aderência química é a responsável por fortalecer a interface entre fibra e matriz, contribuindo para um melhor desempenho do material.

Estudos apontam que o fatores mais influentes na resistência ao arrancamento das fibras são seu comprimento, ângulo de inclinação, diâmetro e temperatura (DENG *et al.*, 2018; LEE; KANG; KIM, 2010).

A resistência ao arrancamento das fibras é avaliada a partir dos parâmetros de energia de arrancamento e tensão de aderência, que podem ser inferidos a partir de curvas de força por deslizamento, em ensaios de arrancamento de fibras, ou, como também chamados, ensaios de *Pullout* (DENG *et al.*, 2018; DING *et al.*, 2021; LEE; JACOBSEN, 2011).

O processo de arrancamento de um fibra sem gancho é dividido em três etapas principais. A primeira etapa é marcada pela ocorrência de deformações elásticas, na interface da matriz e, principalmente, no comprimento da fibra. Na segunda etapa, ocorre a perda da aderência química e se atinge a capacidade aderente máxima na interface matriz-fibra. Nessa etapa, inicia-se o aparecimento de microfissuras e ocorre o desprendimento gradual e progressivo da superfície da fibra. Por fim, na terceira etapa ocorre o deslizamento e arrancamento total da fibra. Todo esse processo, e a curva resultante, são exemplificados pela Figura 2.16.

Figura 2.16: Processo de arrancamento de fibra sem gancho: (a) etapas e (b) curva

Fonte: (TORRES, 2022)

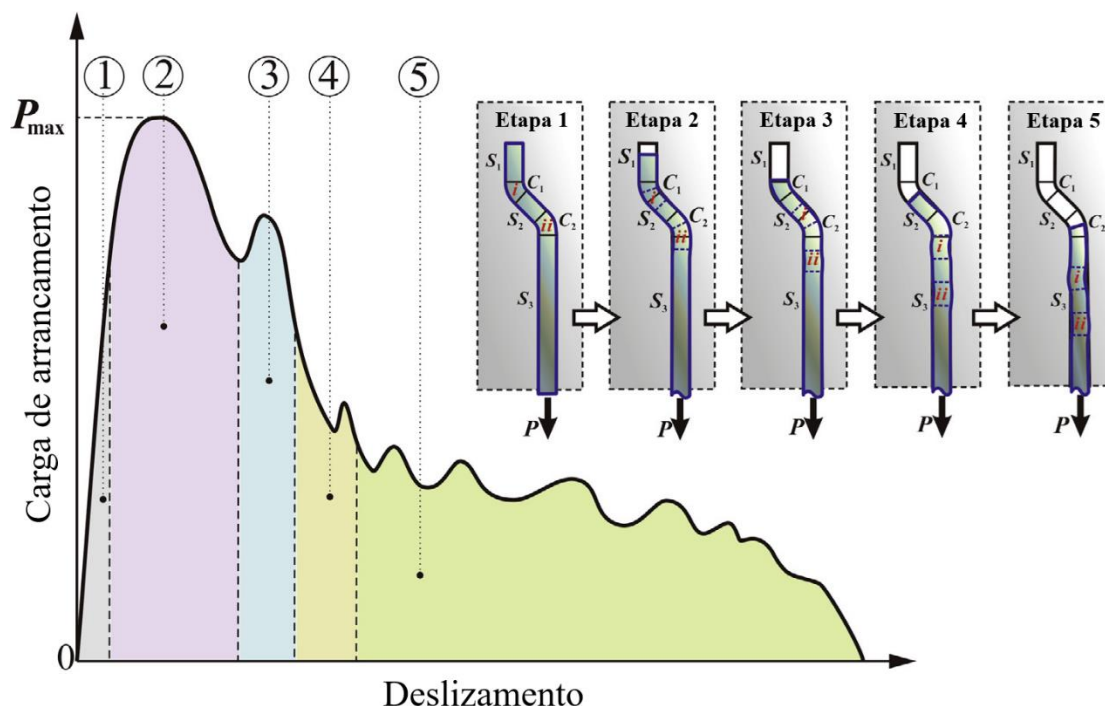
Na segunda etapa, ocorre a primeira deformação plástica, decorrente do desprendimento completo da fibra e do, posterior, deslizamento pelo trecho curvo da interface, gerando plastificações por conta de esforços fletores, o que contribui para um grande salto no carregamento aplicado, até, por fim, atingir o pico de carga da fibra.

Na sequência, a terceira etapa é demarcada pelo momento que a fibra é forçada a alterar o seu formato, conforme esta começa a deslizar ao longo do trajeto do curvo formado inicialmente pelo gancho. Nesta etapa, tem-se um pico secundário de carga.

Na quarta etapa, ocorre o deslizamento ao longo do caminho entre as duas curvas que formam o trajeto do gancho. Dessa forma, a resistência nesta etapa é resultante do atrito entre as superfícies de concreto e da fibra, e das deformações plásticas.

Por fim, na quinta etapa ocorre a última mudança de formato da fibra, demarcada pela passagem desta pela segunda curva que forma o trajeto do gancho no concreto. Nesta etapa, a resistência ao arrancamento da fibra é oriunda exclusivamente do atrito entre as superfícies. Um ponto a se notar é que, o atrito desta etapa tende a ser mais elevado, visto que a fibra não tomará um formato completamente reto, após todas as deformações sofridas.

Todo o processo de arrancamento de fibras com gancho é ilustrado pela Figura 2.17.

Figura 2.17: Processo de arrancamento de fibra com gancho

Fonte: Adaptado de (DENG *et al.*, 2018)

Assim como dito anteriormente, outro fator diretamente impactante na resistência ao arrancamento da fibra é a sua orientação, com relação à força de arrancamento. Com uma certa angulação na fibra, o atrito entre fibra e concreto é aprimorado, resultando em maiores cargas resistentes.

Assim como observado por Krahel *et al.* (2021), fibras com orientações entre 30° e 45° , apresentam um aumento considerável em sua resistência ao arrancamento. Contudo, grandes ângulos podem também reduzir a resistência da fibra. Chen *et al.* (2021) observou que orientações de 60° apresentam menores resistências ao arrancamento, devido ao lascamento do concreto pela fibra, ou até mesma pela ruptura da fibra em si.

2.3. CONCRETO COM AGREGADO RECICLADO

O tratamento e redirecionamento de resíduos tem se tornado um problema que afeta não só o Brasil, mas todo o mundo. Muitos resíduos, tais como plásticos e metais, são de fácil reutilização e reciclagem, visto que podem ser manipulados e transformados em diversos ou tipos de formatos. Contudo, nem todos os resíduos com potencial de reciclagem são tão maleáveis assim.

Sendo um dos maiores produtores de louça sanitária do mundo, o Brasil gera uma grande quantidade de resíduos, atingindo volumes da ordem de 20% do total produzido, resultantes de peças com defeito e material moído (CABRAL JR. *et al.*, 2010; NÚMEROS DO SETOR CERÂMICO, 2024; ORTIGARA *et al.*, 2022).

Materiais cerâmicos, sendo oriundos de minerais argilosos, apresentam diversas características mecânicas que são vantajosas, do ponto de vista da engenharia civil. Dentre essas vantagens, tem-se a resistência ao calor, ao fogo, à eletricidade, ao desgaste, assim como longa vida útil, não toxicidade, alta resistência estrutural, inércia química (MEDINA; ROJAS; FRÍAS, 2012). Todos esses pontos fazem com que estes materiais tenham grande potencial de reciclagem, no âmbito de utilização como substituto para agregados naturais em traços de concreto.

A substituição de agregados naturais por reciclados de louças sanitárias é um assunto abordado por vários pesquisadores na literatura.

Os pesquisadores Ortigara et al. (2022) realizam investigações experimentais sobre a influência destes agregados reciclados como substitutos da areia fina em concretos autoadensáveis, nas proporções de 20%, 40%, 60% e 80%, analisando as propriedades em seu estado fresco e curado.

Os autores observaram que maiores proporções de substituição resultaram em concretos com maior absorção de água, resultando em menor fluidez e trabalhabilidade. Por outro lado, as misturas com substituição de 20% e 40% apresentaram um aumento de 17% na resistência à compressão, enquanto que as com 60% e 80% apresentaram valores equivalentes. Quanto à resistência à tração, os resultados de compressão diametral se mostraram estatisticamente iguais.

Por fim, os autores concluíram que as misturas entre 20% e 60% atenderam às especificações para concretos autoadensáveis, com recomendações de aplicação estrutural para diversas situações.

Medina et al. (2016) também realizaram análises em função do uso de agregados reciclados de louças sanitárias no concreto, mas substituindo o agregado graúdo em taxas de 20% e 25%, a fim de avaliar as propriedades finais do concreto.

Através de diversos experimentos, os autores observaram que as amostras de concreto com substituição do agregado graúdo apresentaram um leve aumento na penetração de cloreto, mas ainda respeitando os limites estabelecidos por normas. Além disso, o material se mostrou

ser mais resistente à eletricidade, assim como as características de durabilidade não apresentaram alterações, com relação ao concreto convencional.

Elemam, Agwa e Tahwia (2023) investigaram o efeito da substituição de agregados miúdos, assim como do próprio cimento, por resíduos cerâmicos, em busca de avaliar o impacto da mudança nas características do material. Foram explorados os efeitos da substituição de 20% a 100% da areia fina natural por agregado miúdo cerâmico, assim como de 10% a 30% do cimento por pó cerâmico.

Os autores registraram que a trabalhabilidade do concreto reduziu conforme se aumentou a taxa de substituição da areia fina e do cimento pelos reciclados. Em contrapartida, houve um aumento da resistência estrutural para compressão e flexão, para a substituição de 50% a 10% da areia fina e do cimento por areia cerâmico e pó cerâmico, respectivamente. Além disso, por meio de análises de microestrutura, os autores observaram que a substituição em conjunto de ambos areia fina e cimento, resultaram em misturas com melhor hidratação de cimento, quando comparado à mistura de controle.

Ahmad et al. (2023) investigaram a substituição de agregados miúdos, grãos e cimento por versões oriundas de resíduos de louça sanitária, em concretos reforçados com fibras, com a finalidade de encontrar uma combinação ótima de substituições entre os três materiais.

Começando pela substituição de 10% a 100% do agregado grão, a taxa de substituição ótima foi determinada a partir da comparação da resistência a compressão do mistura com o concreto convencional. Em seguida, mantendo o percentual encontrado para o agregado grão, os autores variaram a taxa de substituição do agregado miúdo entre 10% e 30%, a fim de determinar a taxa ótima para este. Por fim, mantendo as taxas ótimas encontradas para os agregados, analisou-se a melhor das substituições de 10% a 20% do cimento. Obtido o concreto com todas as taxas de substituição ótimas, adicionaram-se 1% do volume de fibras de aço sem gancho, resultando no total de três misturas a serem investigadas: convencional, com substituição ótima e o mesmo, mas com 1% de fibras de aço.

De acordo com os autores, as taxas de substituição ótimas foram de 30%, 20% e 10%, para os agregados grão e miúdo, e para o cimento, respectivamente. A resistência à compressão avaliada para o concreto com substituição ótima foi 5,3% maior que a do concreto convencional, tendo um ganho ainda maior para a mistura com fibras de aço, equivalendo a um ganho de 6,6% com relação ao convencional.

Além disso, foi observado um leve ganho de rigidez entre as misturas, apresentando os módulos de elasticidade de 25,3, 26,0 e 26,2 GPa, para as misturas convencional, ótima e ótima com fibras, respectivamente. Apesar disso, o concreto com substituição ótima demonstrou uma perda de 11%, comparado à resistência à flexão do concreto convencional. Por outro lado, com a adição de fibras, a resistência da mistura passou a registrar um ganho de 16,7% para a flexão.

Por fim, o concreto com substituição ótima do cimento e agregados, por resíduos de louças sanitárias, apresentaram resultados satisfatórios, sendo aceitáveis como soluções estruturais e ambientais.

Quanto ao efeito do agregado reciclado em ensaios de cisalhamento direto, não foram encontradas investigações sobre o assunto na literatura.

2.4. LAJES EM *STEEL DECK*

2.4.1. Aplicação em vigas mistas

A utilização de formas *steel deck* (chapas de aço perfilado), tem se tornado uma das soluções estruturais mais conhecidas para lajes e vigas mistas. A aplicação das formas de aço proporciona a concretagem de lajes sem a necessidade de escoramentos, trazendo não apenas vantagens estruturais, mas também econômicas e organizacionais (ASKAR; AL-MAHAIDI, 2024; GRANT; SLUTTER; FISHER, 1977; SUBHANI; KABIR; AL-AMERI, 2020).

Assim como pontuado por Askar e Al-Mahaidi (2024), o sistema de concretagem de laje com formas de *steel deck* possibilita a execução de lajes sem a necessidade da preparação de um sistema de escoramento, para suportar o elemento durante a cura do concreto, economizando não só tempo e recursos, mas também facilitando o fluxo de atividades da obra, que tende a ser altamente afetado pelo escoramento de lajes.

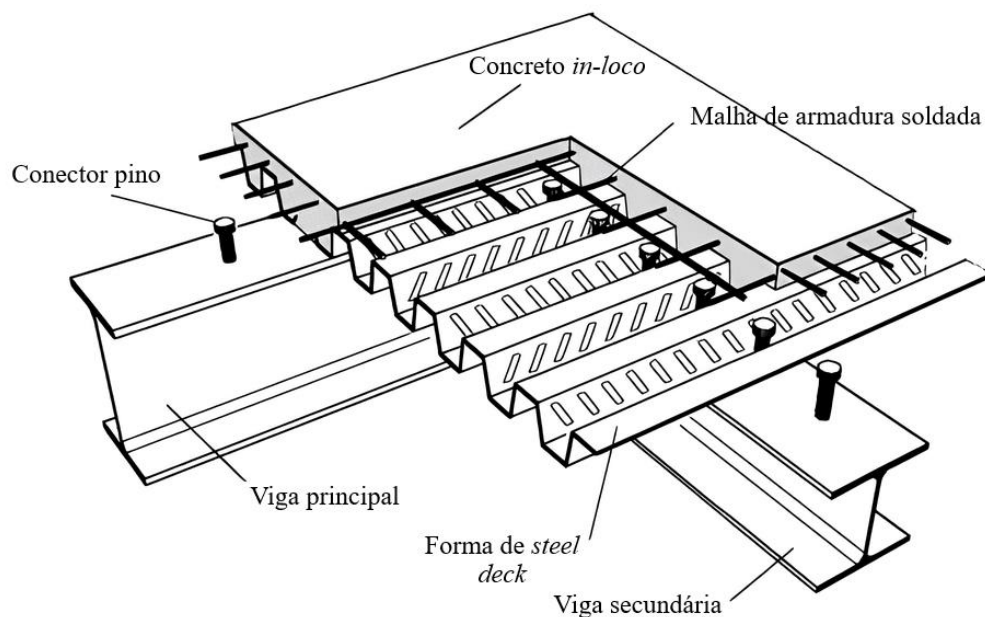
Outro ponto a ser notado é a possibilidade de se projetar uma laje com menor peso próprio, proporcionando um uso mais otimizado dos materiais. Além disso, o processo de transporte e montagem é de fácil execução, devido à leveza das chapas *steel deck*.

Por outro lado, esse sistema também apresenta desvantagens quanto à resistência ao fogo e quanto à interação entre as interfaces dos elementos que formam a estrutura mista (ASKAR; HASSAN; AL-KAMAKI, 2022; MARIMUTHU *et al.*, 2007).

De acordo com Cashell, Elghazouli e Izzuddin (2010), as formas *steel deck* sofrem perda de resistência e rigidez, assim como expansão, ao serem expostas à ação do fogo. Contudo, o concreto auxilia na absorção do calor, minimizando os efeitos negativos nas formas.

Segundo as investigações de Askar e Al-Mahaidi (2024), a aplicação de uma malha positiva sobre as formas *steel deck*, em lajes apoiadas, aumenta a resistência ao fogo da estrutura. Para o caso de lajes contínuas, observou-se que a resistência do elemento é mantida, mesmo sob carregamento constante, devido à redistribuição de momentos fletores, vindo a falhar apenas por rótulas de plastificação.

Figura 2.18: Representação de laje mista com *steel deck*



Fonte: Adaptado de Askar e Al-Mahaidi (2024)

Al-Mahaidi, Taplin e Gowripalan (1999) também mostraram que formas *steel deck* com chapas corrugadas promoveram melhora na rigidez do sistema misto. Os autores realizaram experimentos com amostras com e sem óleos entre as interfaces de aço e concreto, buscando investigar os efeitos da aderência química entre os materiais.

Os resultados obtidos mostraram que as amostras sem óleo entre as interfaces, apresentaram uma maior rigidez estrutural. Além disso, foi observado que o momento de inércia de seções fissuradas da laje deve levar em consideração a existência das formas.

Quanto às vantagens de execução atreladas ao uso de formas *steel deck*, Alsamsam (1991) afirma que obras com a aplicação do sistema de lajes mistas com *steel deck* mostraram maior agilidade de construção, devido à não necessidade do processo de escoramento de lajes. Por consequência disso, houve uma redução do tempo de mão de obra e menor conflito entre as atividades no planejamento de obra, sendo os principais responsáveis pela aceleração da construção e menor custo de obra.

2.4.2. Influência na ação dos conectores de cisalhamento

Devido à mudança geométrica no formato das lajes de concreto por conta da aplicação de formas corrugadas de *steel deck*, o desempenho dos conectores de cisalhamento acaba sendo impactado negativamente.

Quanto ao impacto do *steel deck* na resistência de conectores, estudos mostram que, para formas com alto grau de corrugação, o desempenho estrutural dos conectores é diretamente afetado, sendo esse impacto menor ou insignificante para chapas *steel deck* com pequenas corrugações (GRANT; SLUTTER; FISHER, 1977).

Segundo Easterling e Gibbings (1993), os modelos de cálculo para a resistência de conectores de cisalhamento podem ser adaptados às lajes com formas *steel deck* a partir da adoção de um fator de redução, sendo este dependente da altura e largura média dos vãos entre almas das formas, assim como pela quantidade de conectores agrupados na costela.

A norma europeia EN 1994-1-1:2004 propõe o uso de um fator de redução para os modelos de cálculo para conectores pino com cabeça. Contudo, Shen et al. (2020) demonstraram, após uma série de experimentos com ensaios de cisalhamento direto com conectores pino com cabeça em lajes com *steel deck*, que, mesmo com o fator de redução proposto pela norma europeia, os valores se mostraram não conservativos, comparados aos resultados obtidos experimentalmente.

As normas brasileira e americana, ABNT NBR 8800:2024 e ANSI/AISC 360:2022, respectivamente, trazem parâmetros pré-determinados para casos gerais de conectores pinos com cabeça em lajes com *steel deck*, sendo estes aplicados apenas na equação referente à resistência à ruptura do conector.

Quanto às normas que consideram a utilização de conectores U, não há adaptações para casos de lajes com *steel deck*. Estudos sobre o assunto ainda são bastante escassos, na literatura.

2.5. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM CONECTORES U

2.5.1. Conceito geral

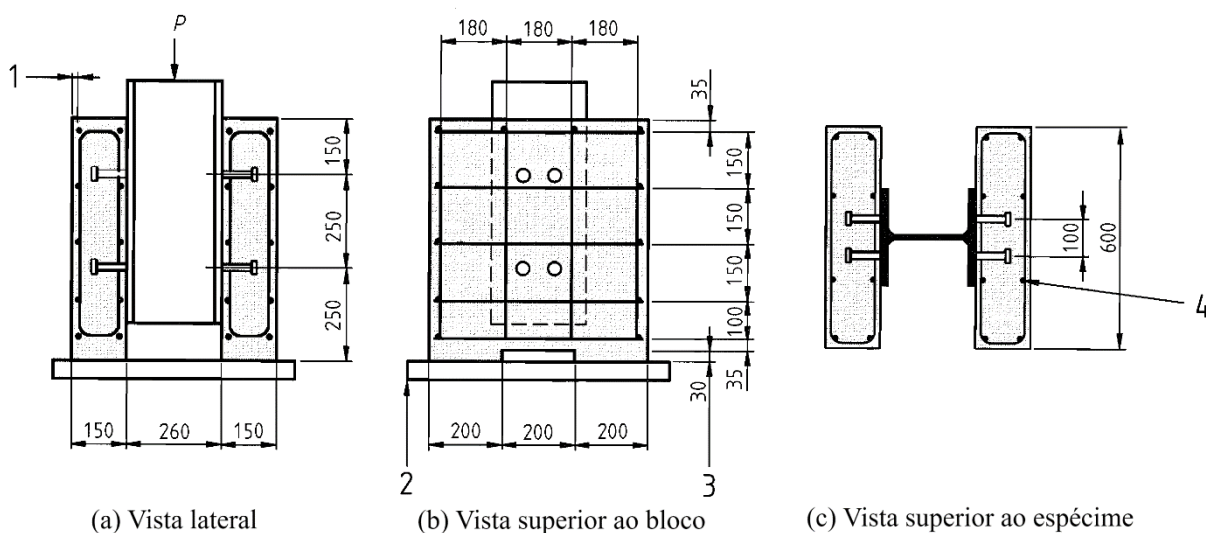
O ensaio de cisalhamento de direto é o método padrão para a investigação da capacidade de carga e comportamento de conectores de cisalhamento. O teste consiste na aplicação de uma carga de cisalhamento no conector, a fim de simular a situação do conector sob o efeito da carga cortante longitudinal, resultante em vigas mistas carregadas. A EN 1994-1-1:2004 recomenda que ensaio de cisalhamento direto não seja aplicado à testes de carregamentos de fadiga.

O ensaio de cisalhamento direto é descrito pela norma europeia EN 1994-1-1:2004, no capítulo B.2. Através deste ensaio, é possível realizar a investigação de diversos parâmetros, tais como as propriedades geométricas e mecânicas do bloco de concreto, assim como do conector e das armaduras aplicadas no concreto.

2.5.2. Configuração e montagem do ensaio

Para ensaios padrão de cisalhamento direto, a norma EN 1994-1-1:2004 recomenda a montagem dos espécimes conforme ilustrado pela Figura 2.19. O modelo de ensaio padrão deve ser aplicado apenas a situações de lajes maciças com espessura uniforme, em perfis de aço em formato I e T. Diferentes configurações devem seguir modelos e padrões específicos para a situação.

Figura 2.19: Arranjo e medidas do ensaio padrão de cisalhamento direto (dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de EN 1994-1-1:2004

Os pontos demarcados na Figura 2.19 correspondem à:

- (1) Cobrimento da armadura, com 15 mm;
- (2) Assentamento de argamassa ou gesso;
- (3) Recesso opcional;
- (4) Armação composta com barras nervuradas com diâmetro de 10 mm e escoamento característico entre 450 e 550 MPa, perfil de aço com seção HE 260 B ou 254x254x89 kg. UC.

Os ensaios devem ser realizados de modo que o bloco de concreto e as armaduras sejam dimensionadas de forma equivalentes ao posicionamento e geometria na viga mista para a qual

o ensaio é realizado. Os parâmetros geométricos do bloco de concreto podem ser redefinidos de acordo com a viga mista de referência. Tais parâmetros, em específico, são:

- Comprimento do bloco, dependente da medida de espaçamento entre conectores na estrutura de referência;
- A largura do bloco não deve exceder a largura efetiva da viga mista;
- A espessura do bloco não deve exceder a espessura mínima da laje da viga;
- Quando seções de engaste não seguirem as recomendações da seção 6.6.5.4 da EN 1994-1-1:2004, o espécime deve apresentar a mesma geometria do engaste.

2.5.3. Preparação das amostras

A norma EN 1994-1-1:2004 faz recomendações sobre como a amostra deve ser preparada, tal como o modo de concretagem dos blocos de concreto, tratamento do atrito entre superfícies, determinação das características dos materiais, entre outros.

Os blocos de concreto devem ser concretados na horizontal, assim como seria para vigas mistas. A cura do concreto deve ser realizada ao ar livre. Cada mistura de concreto deve ser avaliada através de um mínimo de quatro corpos de prova cilíndricos, a serem curados junto ao bloco de concreto.

A tensão de compressão média (f_{cm}), deve ser tomada como a média entre os resultados obtidos. Seu valor deve corresponder a $70\% \pm 10\%$ do valor de compressão característica (f_{ck}) para o qual o teste foi dimensionado.

A norma EN 1994-1-1:2004 também recomenda que as interfaces de contato entre as mesas do perfil de aço e o bloco de concreto devem ter sua aderência minimizada, a partir da aplicação de graxas ou por outros meios.

A tensões resistentes de escoamento e de tração, e a deformação relativa máxima para o material do conector de cisalhamento, devem ser determinadas. Caso sejam usados bloco de concreto com formas *steel deck*, devem ser retidas amostras das chapas de aço, para se determinar a resistência à tração e escoamento por ensaios de tração.

2.5.4. Procedimentos de ensaio

Segundo a norma EN 1994-1-1:2004 indica que a aplicação de carga deve ser realizada a partir de incrementos, até 40% da carga prevista para falha. Após este ponto, deve ser realizado um carregamento cíclico, variando de 5% a 40%, em um total de 25 ciclos de carga.

Por fim, a carga deve ser incrementada de modo que a falha não ocorra em menos de 15 minutos de aplicação de carga.

O deslizamento entre os blocos de concreto e o perfil de aço deve ser capturado de forma contínua, cessando apenas após o carregamento cair para 20% ou menos da carga máxima registrada.

Para conectores posicionados lado a lado, a distância transversal entre eles deve ser medida.

2.5.5. Avaliação dos resultados

A norma EN 1994-1-1:2004 propõe o tratamento dos resultados a partir do ensaio de três espécimes iguais. Caso o desvio entre o resultado de cada um dos três, em relação à média dos resultados, não ultrapasse 10%, recomenda-se que a carga resistente característica (P_{Rk}) seja tomada como o menor resultado entre os três, dividido pelo número de conectores dos espécimes, e reduzido em 10%.

A partir da carga característica, define-se a carga resistente de cálculo (P_{Rd}) a partir da Equação 2.1:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad \text{Equação 2.1}$$

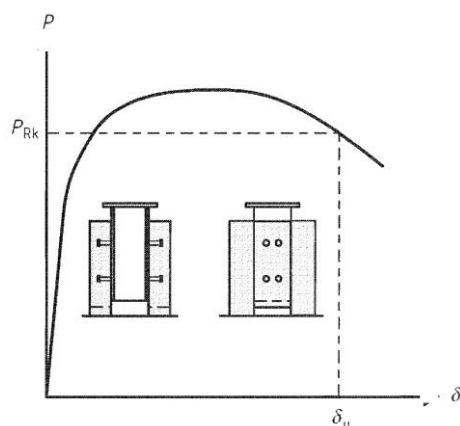
sendo:

- f_u a resistência última mínima especificada para o material do conector;
- f_{ut} a resistência última real do material do conector no espécime de ensaio;
- γ_V o fator de segurança parcial para a conexão de cisalhamento (recomendado como 1,25);

Caso o desvio entre o resultados de um dos três espécimes possuir desvio maior que 10%, quanto à média dos resultados, a avaliação dos resultados deve ser feita conforme o anexo D da norma europeia EN 1990:2002.

A norma EN 1994-1-1:2004 também define que a capacidade de deslizamento do espécime (δ_u) deve ser retirada a partir do valor máximo de deslizamento mensurado para a carga resistente característica, assim como ilustrado na Figura 2.20. A capacidade de deslizamento característica (δ_{uk}) é determinada pela redução em 10% no valor de δ_u , ou por meio de avaliação estatística, de acordo com o anexo D da norma EN 1990:2002.

Figura 2.20: Determinação da capacidade de deslocamento



Fonte: EN 1994-1-1:2004

2.5.6. Ensaios de cisalhamento direto na literatura

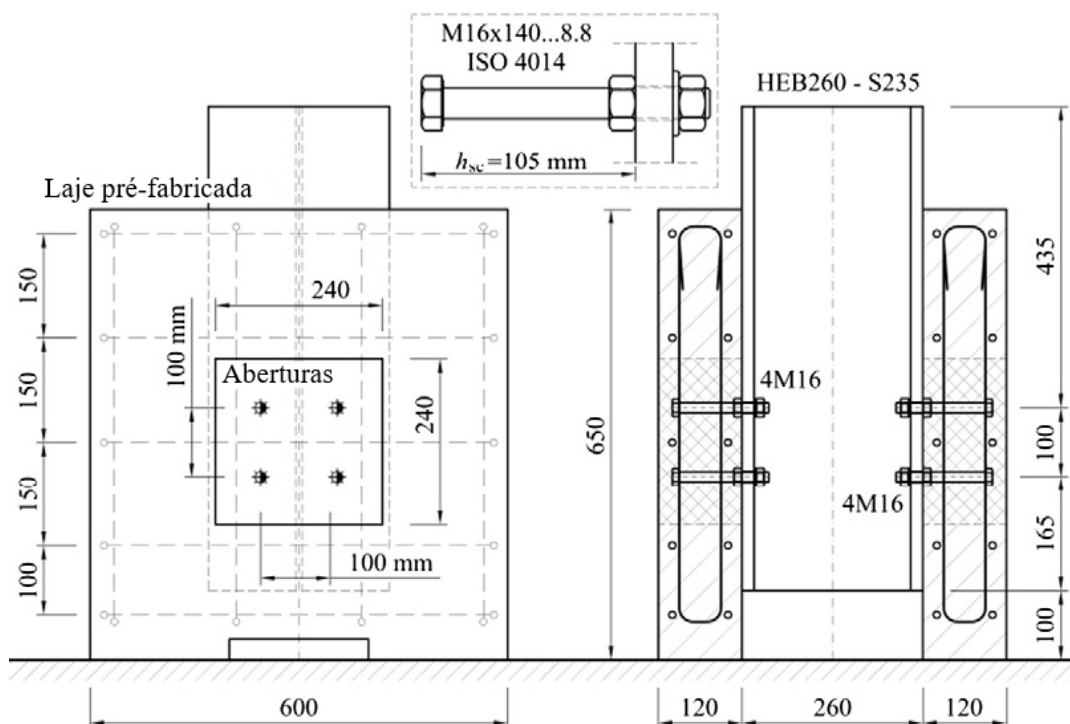
2.5.6.1. Ensaio de Pavlović et al. (2013)

Pavlović et al. (2013) realizaram uma investigação experimental e numérica sobre o comportamento de conectores parafusos, com aço de alta resistência, em lajes maciças de concreto normal. Foram preparados e ensaiados quatro espécimes idênticos, seguindo os procedimentos descritos pela norma europeia EN 1994-1-1:2004.

Os resultados foram comparados com testes de outros pesquisadores, extraídos de ensaios com conectores pino com cabeça, com espécimes de mesmo layout, materiais e procedimentos de ensaio.

Quanto à preparação dos espécimes, os autores dimensionaram dois blocos de concreto de classificação C30, com armaduras de aço R500 e barras nervuradas com diâmetro de 10 mm. A concretagem dos blocos foi feita com os elementos na horizontal, deixando aberturas de 240x240 mm para a posterior montagem dos conectores de cisalhamento. Pinos de alta resistência (M16 x 140 mm, grau 8,8 (ISO 4014)) foram parafusados ao perfil HEB260, de aço S235. O dimensionamento dos espécimes está ilustrado na Figura 2.21. O processo de montagem é apresentado pela Figura 2.22.

Figura 2.21: Dimensionamento dos espécimes de Pavlović et al. (2013) (dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de Pavlović et al. (2013)

Figura 2.22: Montagem dos espécimes de Pavlović et al. (2013)



Fonte: Pavlović et al. (2013)

A montagem dos espécimes foi dividida em duas etapas, uma para cada bloco de concreto. As superfícies de contato da mesa do perfil de aço foram engraxadas, a fim de evitar

aderência com o bloco de concreto. Para minimizar fissuras por retração, os espécimes foram mantidos em condições úmidas.

A mistura de concreto foi avaliada a partir de um mínimo de quatro corpos de prova cúbicos e cilíndricos, extraídos no processo de concretagem dos blocos. A resistência à compressão cúbica determinada foi de 40 MPa, enquanto a resistência à tração foi avaliada em 3,1 MPa, a partir de ensaios de compressão diametral.

Ensaio de tração foram utilizados para a avaliação dos aços, contando com chapas de 8 mm para o aço do perfil e dos pinos.

A aplicação de carga foi executada conforme recomendações da norma EN 1994-1-1:2004, com carregamento cíclico de 26 ciclos, variando entre 40 kN e 280 kN, em uma frequência de 80 s/ciclo, assumida como suficiente para o estabelecimento de um sistema quasi-estático. Após o carregamento cíclico, a carga foi aplicada por meio de controle de deslocamento, de modo que a falha não acontecesse em menos de 15 minutos.

A Figura 2.23 exibe o posicionamento para a realização do ensaio.

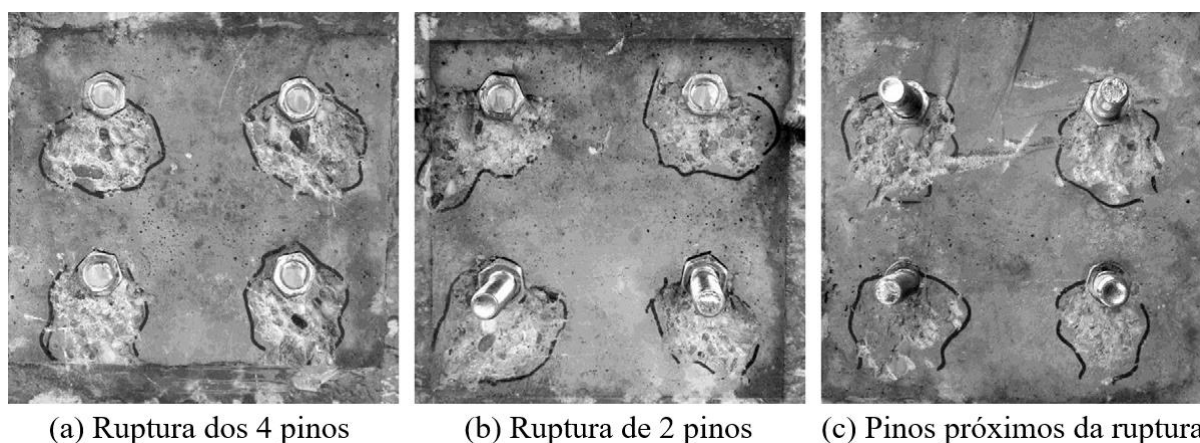
Figura 2.23: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Pavlović et al. (2013)



Fonte: Pavlović et al. (2013)

Após os ensaios, os autores identificaram três modos de falhas, sendo eles a ruptura de 4 pinos, 2 pinos e pinos próximos da ruptura, apresentados pelas Figura 2.24a, Figura 2.24b e Figura 2.24c, respectivamente. Os resultados dos ensaios experimentais de Pavlović et al. (2013) estão expostos na Tabela 2.1.

Figura 2.24: Modos de falha nos ensaios de Pavlović et al. (2013)



Fonte: Adaptado de Pavlović et al. (2013)

Tabela 2.1: Resultados experimentais para os conectores pinos rosqueáveis de Pavlović et al. (2013)

Espécime (8 pinos)	Carga Total (kN)	Deslizamento médio (mm)			Separação média (mm)	
	Última	Inicial	Em falha	Total	Entre blocos	Aço e concreto
	P_{ult}	δ_{init}	δ_u	$\delta_{u,tot}$		
BT1	720,40	0,34	4,65	4,99	1,78	1,19
BT2	702,30	1,37	5,01	6,38	1,82	1,19
BT3	703,50	0,98	4,47	5,45	1,51	1,07
BT4	741,70	1,12	3,90	5,02	1,23	0,99
Média	717,00	1,00	4,51	5,46	1,59	1,11
Variação (%)	2,60		10,30			
Característico	668,50		3,30			

Fonte: Adaptado de Pavlović et al. (2013)

2.5.6.2. Ensaio de Maleki e Bagheri (2008)

Maleki e Bagheri (2008) investigaram o comportamento de conectores U em ensaios de cisalhamento direto com blocos de concreto normal, comparando os resultados com os

procedimentos de cálculo das normas americana e canadense, ANSI/AISC 360:2005 e CAN/CSA S16:2001, respectivamente.

O experimento contou com espécimes compostos de blocos com 300x250x150 mm, conectados por conector U soldados às mesas de um perfil IPE 270. A solda foi aplicada em todo o perímetro da base dos conectores, garantindo que o sistema não sofresse falhas por ruptura da solda. O dimensionamento dos espécimes é ilustrado pela Figura 2.25.

Segundo os autores, as dimensões dos blocos são menores que o padrão para ensaios de cisalhamento direto, por conta de considerações práticas em relação ao dispositivo de ensaio. Além disso, devido ao tamanho reduzido dos blocos, foi posicionado apenas um conector por bloco, ao contrário de quatro, conforme os padrões recomendados.

O aço da viga e dos conectores, utilizados no programa experimental, foram de aço laminado ST37, com tensão de escoamento de 240 MPa e resistência última à tração de 360 MPa.

Os conectores U possuíram dimensões transversais de 100 mm de altura, espessura da alma de 6 mm e das mesas de 8,5 mm. O comprimento dos conectores foi variado entre 30 e 50 mm, combinados com blocos com e sem armaduras. Os blocos com armadura receberam quatro estribos de 10 mm de diâmetro, aplicadas nas duas direções perpendiculares em cada bloco.

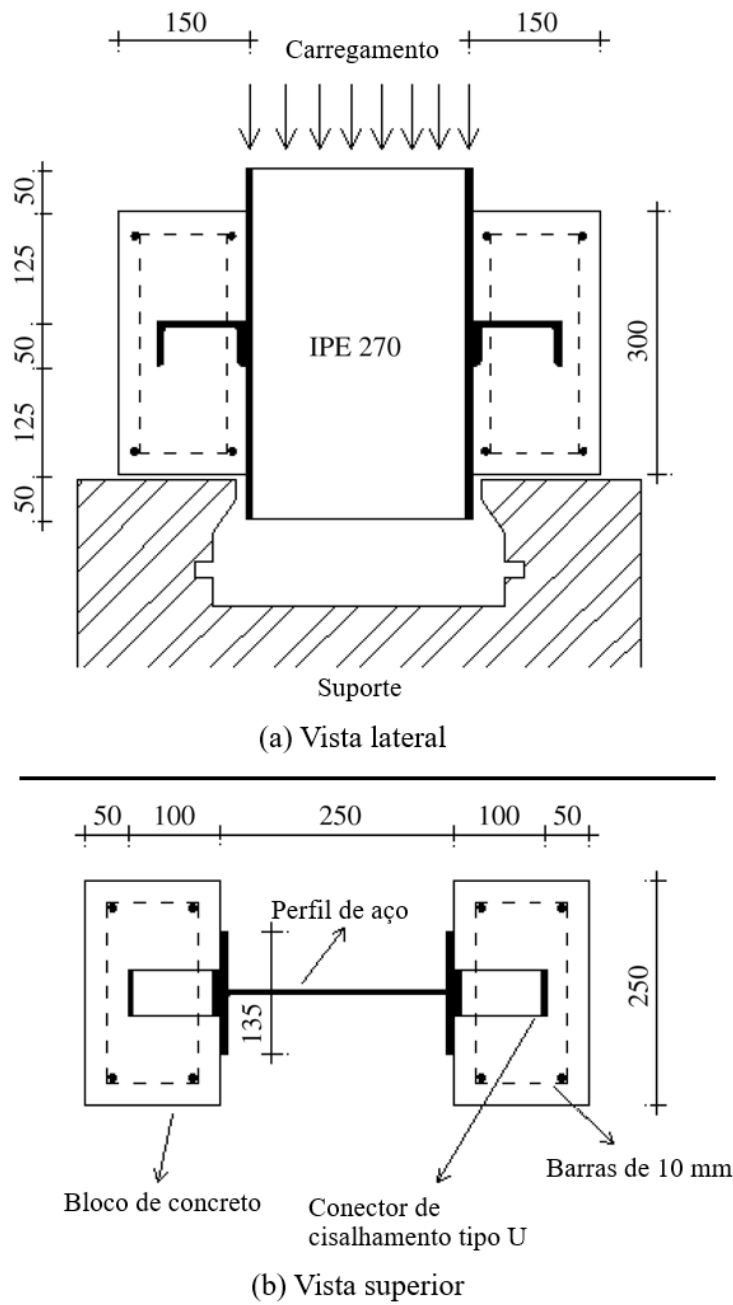
Os blocos foram concretados de forma transversal. Apesar de ser uma orientação de concretagem diferente das condições de campo, os autores afirmam que foi possível se ter uma qualidade consistente para os blocos, sem a possibilidade de causar uma região mais densa de concreto.

Para cada espécime foram produzidos pelo menos três corpos de prova cilíndricos, a fim de se avaliar a resistência à compressão do concreto. Os espécimes foram curados submersos por 14 dias antes de serem ensaiados.

Os modos de falha registrados podem ser agrupados em dois tipos, sendo eles a ruptura do conector, ocorrendo na alma do conector, próximo à mesa de baixo, e a fissuração do bloco de concreto, apresentados pelas Figura 2.27 e Figura 2.28, respectivamente.

O espécime de bloco de concreto sem armadura, preparado com conector de 50 mm e concreto com 27,5 MPa, apresentou falha por fissuração do bloco, enquanto que os espécimes com armaduras, para ambos os conectores de 30 mm e 50 mm, resultaram em falhas por ruptura do conector.

Figura 2.25: Dimensionamento dos espécimes de Maleki e Bagheri (2008) (dimensões em mm)



Fonte: Adaptado de Maleki e Bagheri (2008)

Figura 2.26: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Maleki e Bagheri (2008)



Fonte: Maleki e Bagheri (2008)

Figura 2.27: Falha devido à ruptura do conector U, de Maleki e Bagheri (2008)



(a) Parte do conector embutida no bloco



(b) Marca de rompimento do conector no perfil de aço

Fonte: Adaptado de Maleki e Bagheri (2008)

Figura 2.28: Falha devido à fissuração do bloco de concreto, de Maleki e Bagheri (2008)



Fonte: Maleki e Bagheri (2008)

Através dos resultados apresentados na Tabela 2.2, é possível observar desvios entre 25% a -31% (positivo para previsão conservadora) para a norma canadense CAN/CSA S16:2001, e desvios de 0% a -70% para a norma americana ANSI/AISC 360:2005, resultando é várias situações de previsão não conservadora por parte dos modelos normativos.

Tabela 2.2: Resultados e comparações entre os resultados de Maleki e Bagheri (2008)

Espécime	Ensaio (kN)	CAN/CSA S16:2001	ANSI/AISC 360:2005
C1-M	83,9	110,0	142,5
RC1-M	129,3	127,3	177,3
RC2-M	98,8	73,6	100,7

Fonte: Adaptado de Maleki e Bagheri (2008)

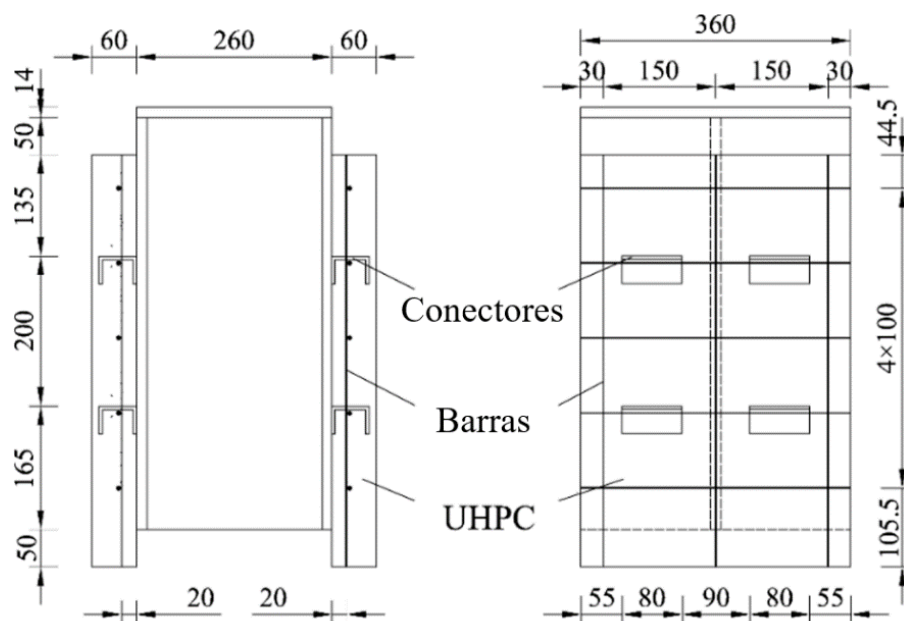
2.5.6.3. Ensaio de Zhao et al. (2020)

Zhao et al. (2020) conduziram ensaios experimentais envolvendo dois grupos de espécimes, sem (A) e com (B) armaduras no bloco, sendo cada grupo composto de três espécimes idênticos. Todos os espécimes foram dimensionados e preparados conforme a recomendação da norma EN 1994-1-1:2004.

Os espécimes consistiram de dois blocos de concreto UHPC conectados a um perfil H de aço por meio de conectores U soldados nas mesas dos perfis. No topo do perfil foi aplicada uma chapa de aço de carregamento. Foram utilizadas chapas de 14 mm de espessura para a montagem do perfil metálico. Os conectores foram soldados pela frente e trás das mesas inferiores.

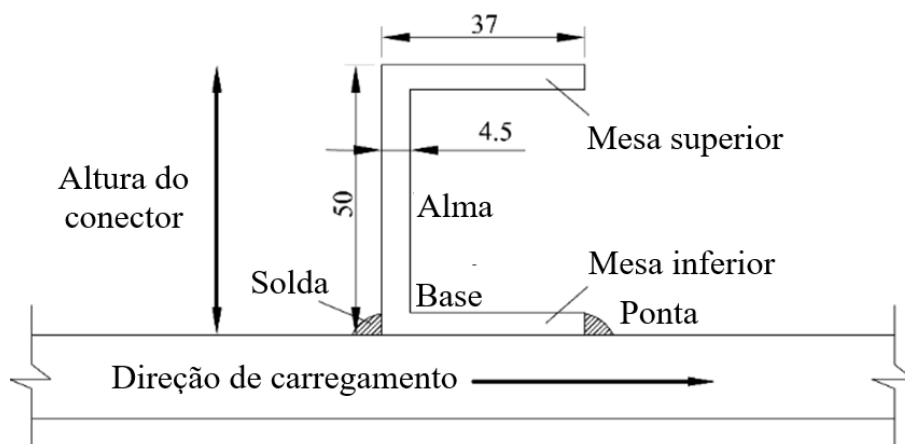
O dimensionamento dos espécimes e dos conectores foi como mostrado na Figura 2.29 e Figura 2.30.

Figura 2.29: Dimensionamento dos espécimes de Zhao et al. (2020)



Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

Figura 2.30: Dimensionamento dos conectores U de Zhao et al. (2020)



Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

O concreto foi reforçado com uma fração de volume de 3% de fibras de aço, com comprimento de 13 mm e diâmetro de 0,18 a 0,22 mm, com resistência à tração superior a 2850 MPa.

As propriedades dos aços utilizados nos espécimes são expostas pela Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Propriedades dos aços para o ensaio de Zhao et al. (2020)

Materiais	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Young (MPa)	Coefficiente de Poisson
Placa de aço	375	522	$2,06 \times 10^5$	0,30
Conector	265	392	$2,09 \times 10^5$	0,25
Armadura	510	590	$2,04 \times 10^5$	0,29

Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

As superfícies entre elementos foram lubrificadas, a fim de minimizar o efeito da aderência e atrito entre interfaces no desempenho dos conectores.

O processo de aplicação de carga foi iniciado com uma taxa de 2 kN/s, com deslocamentos e deformações sendo registradas a cada intervalo de 20 kN. A partir da carga aplicada de 350 kN, a taxa de aplicação foi reduzida para 1 kN/s, com dados registrados a cada 10 kN. Por fim, a partir de 650 kN, a taxa de carregamento foi alterada para um controle de deslocamento de 0,2 mm/min. A Figura 2.31 apresenta a montagem dos espécimes na prensa de carregamento.

Devido à alta rigidez e resistência do concreto UHPC, ambos os grupos de espécimes apresentaram modos de falha baseados na ruptura do conector U. Também foram registradas fissuras locais no concreto, próximo dos conectores. Devido à redistribuição de esforços proporcionadas pelas armaduras, os espécimes A apresentaram diferentes fissuras do que os do grupo B.

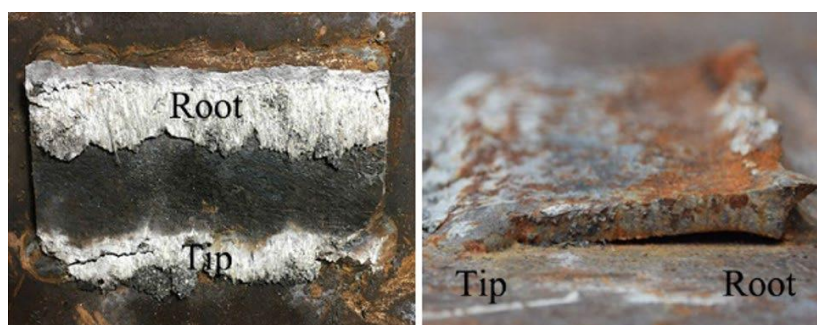
Os resultados obtidos para cada grupo foram analisados e um gráfico foi montado entre as curvas mais representativas entre eles. O gráfico é apresentado pela Figura 2.34.

Figura 2.31: Posicionamento dos espécimes sob a prensa, de Zhao et al. (2020)



Fonte: Zhao et al. (2020)

Figura 2.32: Modos de falha dos conectores U, de Zhao et al. (2020)

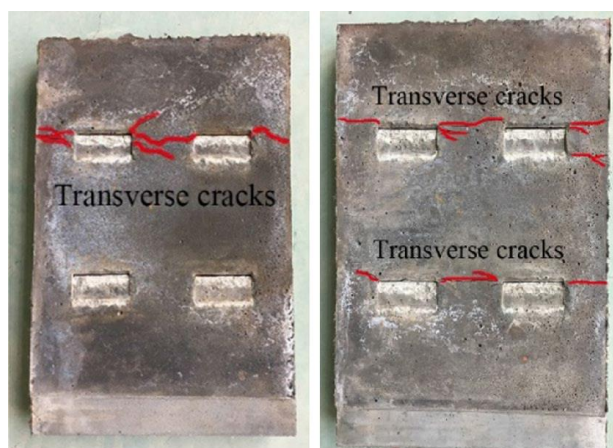


(a) Ruptura na base

(b) Empenamento da base

Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

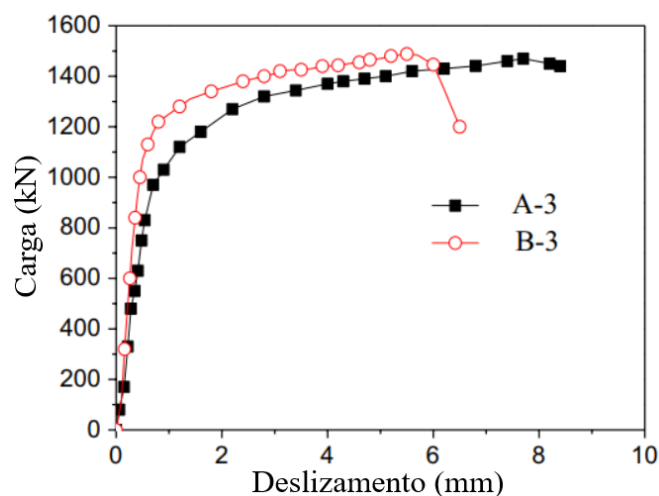
Figura 2.33: Distribuição de fissuras nos blocos de UHPC, de Zhao et al. (2020)



(a) Bloco de espécime de A

(b) Bloco de espécime de B

Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

Figura 2.34: Comparação entre espécimes dos dois grupos, de Zhao et al. (2020)

Fonte: Adaptado de (ZHAO *et al.*, 2020)

O valor médio de carga resistente por conector para o grupo B, foram comparados com modelos normativos das normas canadense CAN/CSA S16:2001, americana ANSI/AISC 360:2005 e chinesa GB 50017:2003. Os resultados estão expressos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Resultados experimentais e analíticos para resistência de carga do conectores U de Zhao et al. (2020)

	ANSI/AISC 360:2005	CAN/CSA S16:2001	GB 50017:2003	Teste
Q_u	190,7	175,6	187,6	189,5

Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

Como observado pela Tabela 2.4, todos os resultados analíticos apresentaram ótima concordância com o valor experimental, em especial, as normas americana ANSI/AISC 360:2005 e chinesa GB 50017:2003.

Segundo os autores, a rigidez dos conectores foram 39% maiores para ensaios em blocos sem armação. Contudo, a influência das armaduras na capacidade cortante e ductilidade do conector não ficou clara.

2.6. MODELOS NUMÉRICOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

A investigação do comportamento mecânico de conectores de cisalhamento, através de análises numéricas, tem sido bastante explorada em diversos estudos disponíveis na literatura. Apesar da grande maioria serem focados em conectores pino com cabeça, é possível encontrar

vários estudos focando em modelos alternativos de conectores, tais como conectores parafusos, conectores angulares e conectores de chapas em formatos diversos.

A variedade de modelos não se limita apenas aos tipos de conectores. Na literatura, é possível encontrar investigações englobando diferentes tipos de concreto, tal como concretos de alto desempenho ou com fibras, assim como lajes de diferentes formatos, tal como lajes com formas *steel deck* ou lajes alveolares.

2.6.1. Modelo de Pavlović et al. (2013)

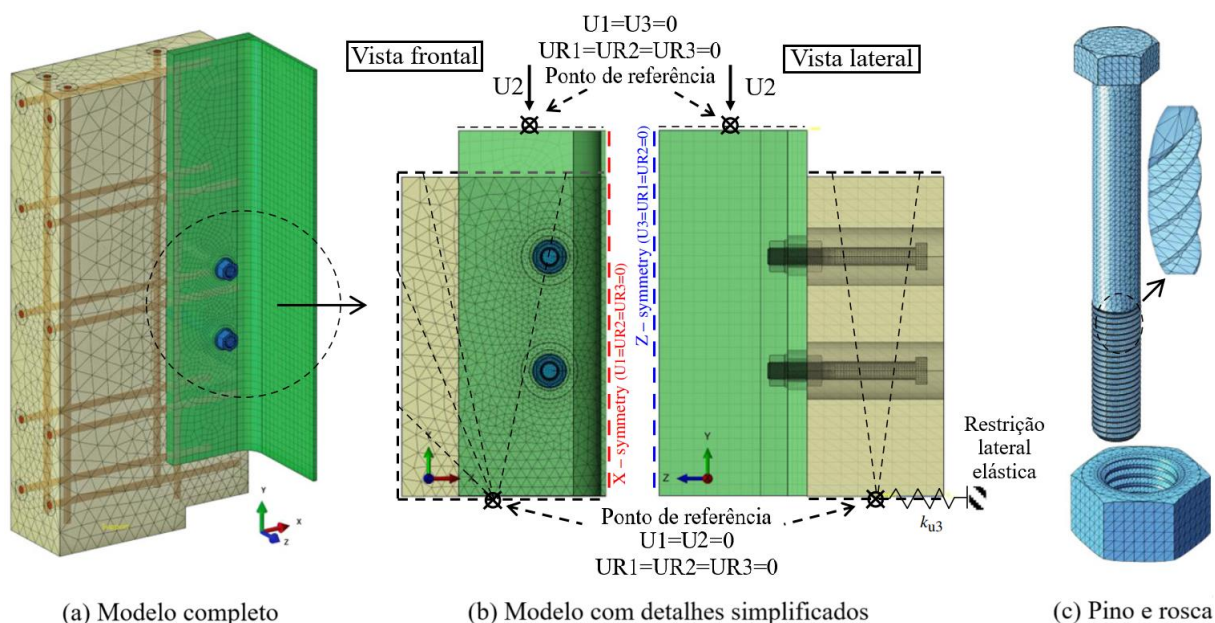
Pavlović et al. (2013) realizaram estudos referentes ao comportamento mecânico entre conectores pino com cabeça e conectores rosqueados, em ensaios de cisalhamento direto. As análises foram executadas pelo software ABAQUS®, através do algoritmo Abaqus/Explicit, empregado pelo método iterativo *dynamic, explicit*. Foi adotado um modelo numérico bissimétrico, conforme apresentado na Figura 2.35.

Foi utilizado o elemento finito C3D4 (sólido tetraédrico) para o bloco de concreto, pino e rosca, enquanto que para o perfil, o elemento C3D8 (sólido hexagonal). A interação de contato entre as superfícies foi definida pelo algoritmo *General Contact Interaction*, onde a propriedade de contato normal foi definida pela formulação *Hard Contact*, enquanto a de contato tangencial foi adotada como *Penalty*, possibilitando a inclusão de um coeficiente de atrito de 0,14 para as superfícies entre pino e rosca. O contato entre aço e concreto foi definido como sem atrito.

Quanto aos modelos constitutivos, os autores aplicaram resultados de ensaios experimentais para os aços, enquanto que para o concreto, usou-se o modelo da norma europeia EN 1992-1-1:2004, em conjunto com uma extensão de curva, propostas pelos próprios autores. O comportamento à tração do concreto também foi considerado através de um modelo proposto pelos autores.

Os modelos constitutivos do concreto foram introduzidos ao modelo através do método *Concrete Damaged Plasticity*, que oferece uma melhor representação do comportamento de materiais frágeis, especialmente concretos, além de permitir a entrada de valores de evolução de dano plástico.

Figura 2.35: Geometria e condições de contorno do modelo numérico de Pavlović et al. (2013)



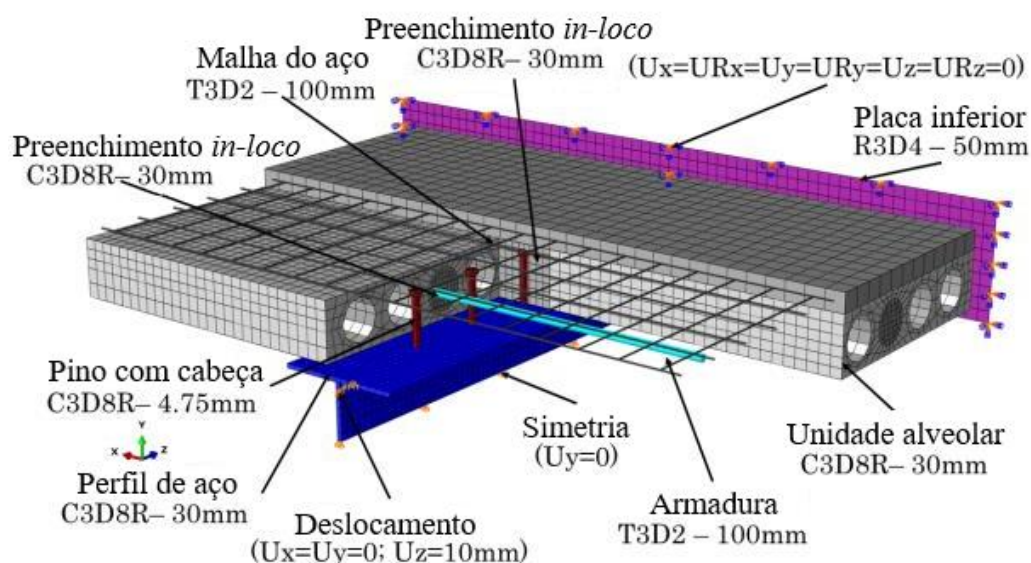
Fonte: Adaptado de Pavlović et al. (2013)

2.6.2. Modelo de Prates et al. (2023)

Prates et al. (2023) investigaram o comportamento de conectores pino com cabeça para lajes alveolares pré-moldadas, também usando o software ABAQUS®. As análises foram executadas pela algoritmo Abaqus/Standard, através do método iterativo *dynamic, implicit*, a partir de um modelo simétrico do ensaio de cisalhamento direto, com elementos finitos conforme apresentado na Figura 2.36.

Os autores utilizaram o algoritmo de contato *Surface Contact Pair*, aplicando as mesmas propriedades que Pavlović et al. (2013), com exceção do coeficiente de atrito entre aço e concreto, que foi tomado como 0,50, após testes de validação com resultados experimentais. A solda entre conector e perfil foi executada pela formulação *Tie Constraint*.

Os modelos constitutivos de aço foram definidos como: elastoplástico perfeito para o perfil de aço, bi linear com encruamento positivo para as armaduras, e multilinear de Hassan (2016) e Hassan et al. (2021) para os conectores. Para o concreto, o comportamento a compressão e tração foram definidos pelo modelo de Carreira e Chu (1985), também aplicados a partir do método *Concrete Damaged Plasticity*.

Figura 2.36: Geometria e condições de contorno do modelo numérico de Prates et al. (2023)

Fonte: Adaptado de Prates et al. (2023)

2.6.3. Modelo de Maleki e Mahoutian (2009)

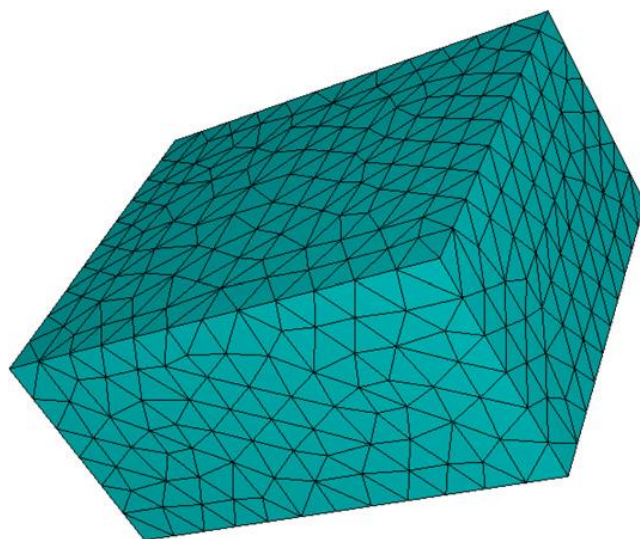
Passando para modelos numéricos com conectores U, Maleki e Mahoutian (2009) analisaram o comportamento de conectores U para blocos maciços de concreto convencional, no ABAQUS®. Diferente dos outros autores, Maleki e Mahoutian (2009) adotaram um modelo simplificado, composto apenas pelo conector e o bloco de concreto. Na ausência do perfil de aço, o deslocamento de ensaio foi aplicado diretamente na base do conector, simulando a movimentação do perfil.

O modelo utilizado para o bloco de concreto pode ser visto pela Figura 2.37, enquanto o modelo do conector U é exposto pela Figura 2.38. Ambos foram modelados com o elemento finito C3D10M, correspondente a um sólido tetraédrico, com geometria quadrática e formulação aprimorada.

O contato entre conector e concreto foi determinado pelo algoritmo *Surface Contact Pair*, com as mesmas propriedades de contato aplicadas pelos outros estudos, com coeficiente de atrito de 0,20.

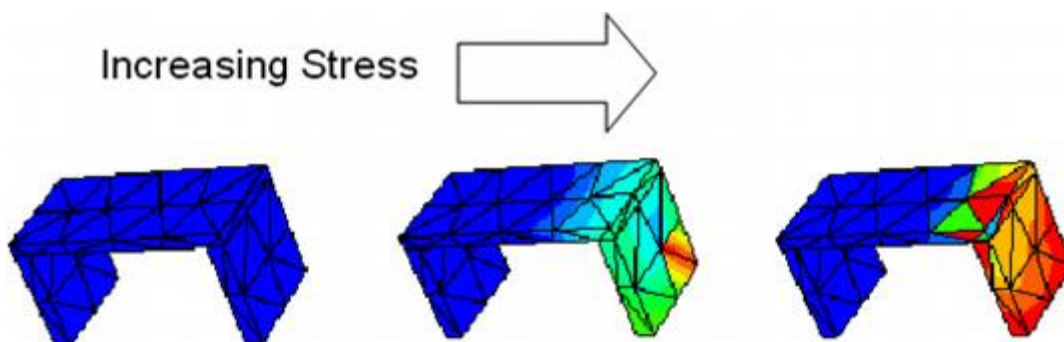
O modelo constitutivo do aço foi adotado como elastoplástico perfeito, enquanto que o concreto foi representado pelo método da curva tensão por deformação de Mander, já embutido no software. Os autores não especificaram qual o tipo de análise utilizada.

Figura 2.37: Modelo numérico do bloco de concreto de Maleki e Mahoutian (2009)



Fonte: Maleki e Mahoutian (2009)

Figura 2.38: Modelo numérico do conector U de Maleki e Mahoutian (2009)

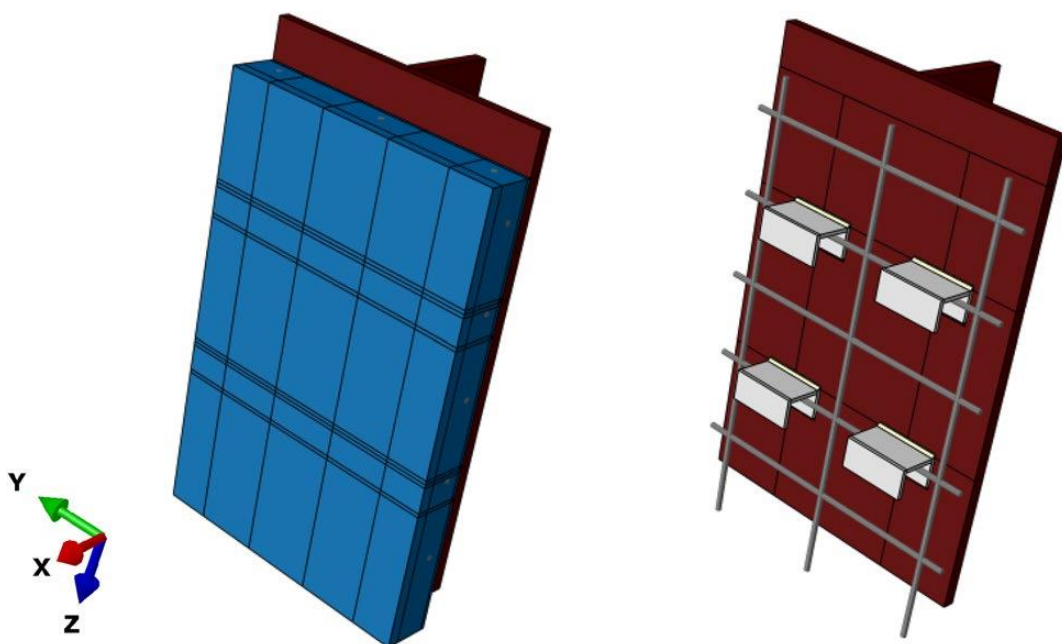


Fonte: Maleki e Mahoutian (2009)

2.6.4. Modelo de Zhao et al. (2020)

Zhao et al. (2020) estudou os efeitos de concreto UHPC em ensaios de cisalhamento direto com conectores U. Foi desenvolvido um modelo numérico simétrico no ABAQUS®, assim como mostrado na Figura 2.39, com um perfil metálico de largura estendida, podendo comportar quatro conectores por mesa.

A análise foi computada pelo algoritmo Abaqus/Standard, com a armadura modelada por elementos de treliça (T3D2), enquanto que as outras partes, por elementos sólidos hexagonais com integração reduzida (C3D8R).

Figura 2.39: Geometria do modelo numérico de Zhao et al. (2020)

Fonte: Zhao et al. (2020)

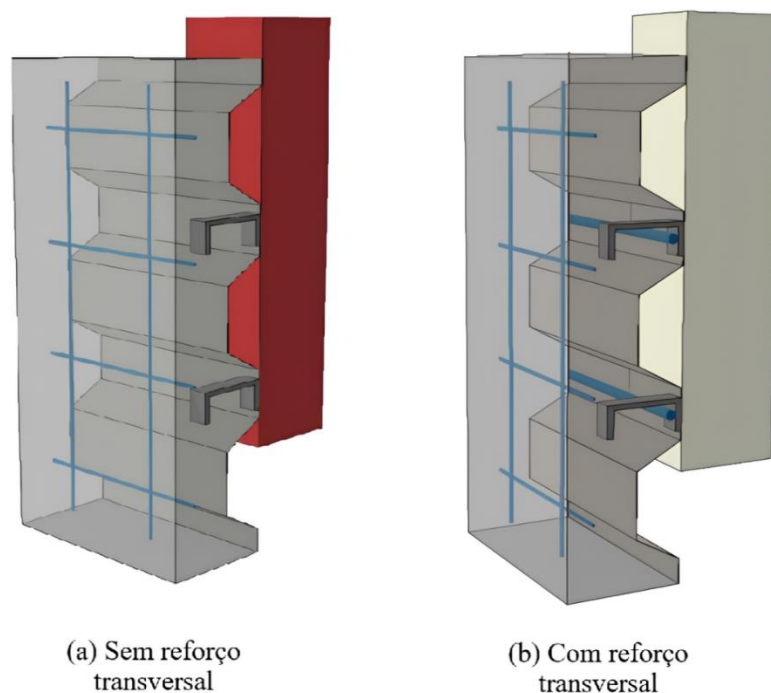
O contato foi definido pelo algoritmo *Surface Contact Pair*, com contato normal do tipo *Hard Contact* e contato tangencial do tipo *Frictionless*. Também foi modelada a solda do conector, representada como prismas de base triangular, aplicada na frente e atrás do conector.

O modelo constitutivo dos aços foi definido como bi linear com encruamento positivo, enquanto o concreto foi definido pelas equações de Li, Zheng e Lu (2010), implementadas no modelo pelo método *Concrete Damaged Plasticity*.

2.6.5. Modelo desenvolvido pela ArcelorMittal

Com base nos modelos experimentais com lajes com formas *steel deck* e conectores U, realizadas pela ArcelorMittal Brasil, em parceria com a Universidade de Brasília (UnB), foram também desenvolvidos modelos numéricos, para a extrapolação dos resultados para outros parâmetros e combinações.

Os modelos utilizados são exibidos na Figura 2.40. As armaduras foram modeladas com elementos de treliça (T3D2) e a forma *steel deck* foi modelada com elementos de chapa quadriláteros (S4). O restante foi modelado por elementos sólidos hexagonais (C3D8). A análise foi realizada pelo algoritmo Abaqus/Standard, pelo procedimento *Implicit Dynamic*.

Figura 2.40: Geometria do modelo numérico desenvolvido pela ArcelorMittal

Fonte: ArcelorMittal Brasil

As interações de contato foram definidas pelo algoritmo *Surface Contact Pair*, com a propriedade *Hard Contact* para todos os contatos normais. Quanto à propriedade de contato tangencial, foi admitido *Frictionless* para todas as interfaces, exceto para os pares concreto e conector, nos quais se aplicou a formulação *Penalty*, com um coeficiente de atrito de 0,50.

O modelo constitutivo do aço de *steel deck* foi determinado por ensaio experimental. Para o perfil de aço, aplicou-se o modelo elastoplástico perfeito. Para as armaduras, foi definido o modelo bi linear com encruamento positivo. Por fim, para os conectores, foi adotado um modelo baseado na curva tensão por deslocamento do aço A36.

Quanto ao concreto, foi aplicado o modelo de compressão proposto pela norma europeia EN 1992-1-1:2004, enquanto que o comportamento à tração foi representado pelo modelo de energia de fratura de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986). Ambos foram implementados a partir do método *Concrete Damaged Plasticity*.

2.6.6. Representação do material concreto em modelos numéricos

O concreto é um material frágil e heterogêneo, fazendo-o ser de difícil implementação em análises numéricas. Existem uma grande variedade de modelos implementados no próprio software ABAQUS®, com a finalidade de representar o comportamento de materiais frágeis,

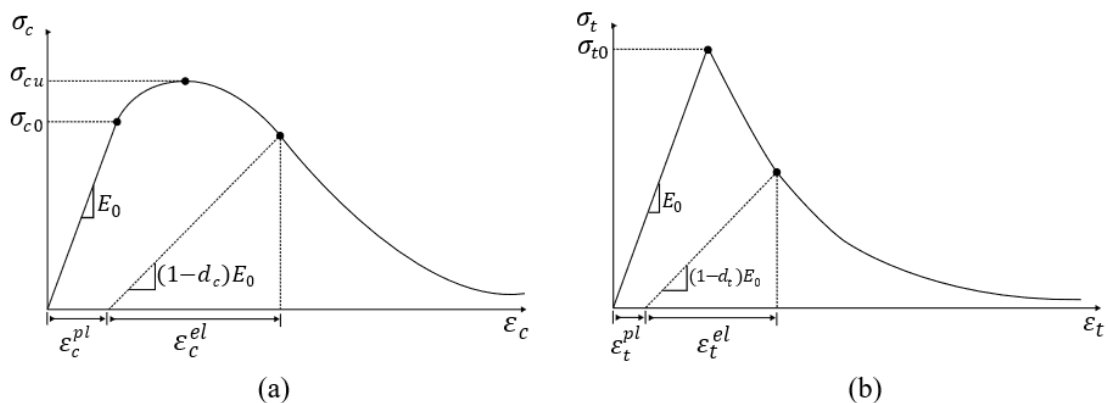
tal como rochas e o concreto. Contudo, o método que tem se mostrado mais eficiente e utilizado é o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

O modelo CDP é um modelo constitutivo produzido, de maneira geral, para atender à materiais frágeis, mas com principal foco no concreto. Apesar do modelo ser abrangente a, até mesmo, o concreto puro, a documentação do software aponta que o método foi desenvolvido com o intuito de atender ao comportamento de concretos armados.

Além disso, o CDP é capaz de representar aplicações de concreto sob carregamentos monotônicos, cíclicos, e/ou dinâmicos em baixas pressões confinantes. A fim de atender aos diversos modelos constitutivos, o CDP aceita diferentes dados entre compressão e tração, além de aceitar valores de deformação relativa ou abertura de fissuras, como variável de comportamento à tração do material.

Adicionalmente, o método CDP admite a entrada de dados de dano, contribuindo para uma melhor representação do material. O parâmetro de dano é responsável por capturar a perda de rigidez do material, ao longo do regime inelástico ou de pós-fissuração. As curvas de tensão por deformação, assim como a influência do parâmetro dano (d_c ou d_t), é ilustrado pela Figura 2.41.

Figura 2.41: Comportamento uniaxial das tensões de (a) compressão e (b) tração

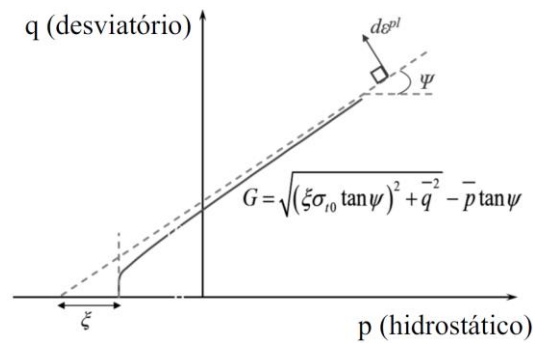


Fonte: Adaptado de Abaqus Analysis User's Guide

O comportamento mecânico do concreto é definido não só pelos modelos constitutivos, mas também por alguns parâmetros referentes ao comportamento plástico do material. Esses parâmetros são: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (ξ), relação entre a tensão biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o invariante de compressão (K_c) e parâmetro de viscosidade (μ).

O ângulo de dilatação e a excentricidade são responsáveis pela determinação do potencial de fluxo plástico do material, representado pela Figura 2.42.

Figura 2.42: Função hiperbólica referente ao potencial de fluxo plástico

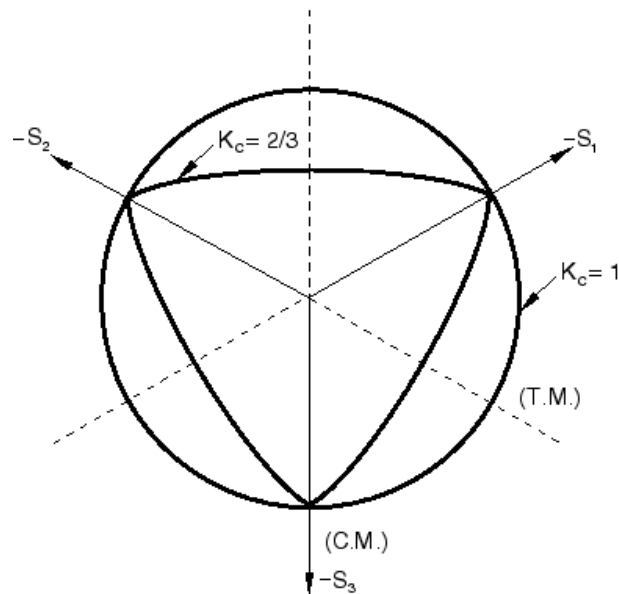


Fonte: Adaptado de Abaqus Analysis User's Guide

O parâmetro K_c é a base para a definição das superfícies de escoamento no plano desviatório, ilustrado pela Figura 2.43.

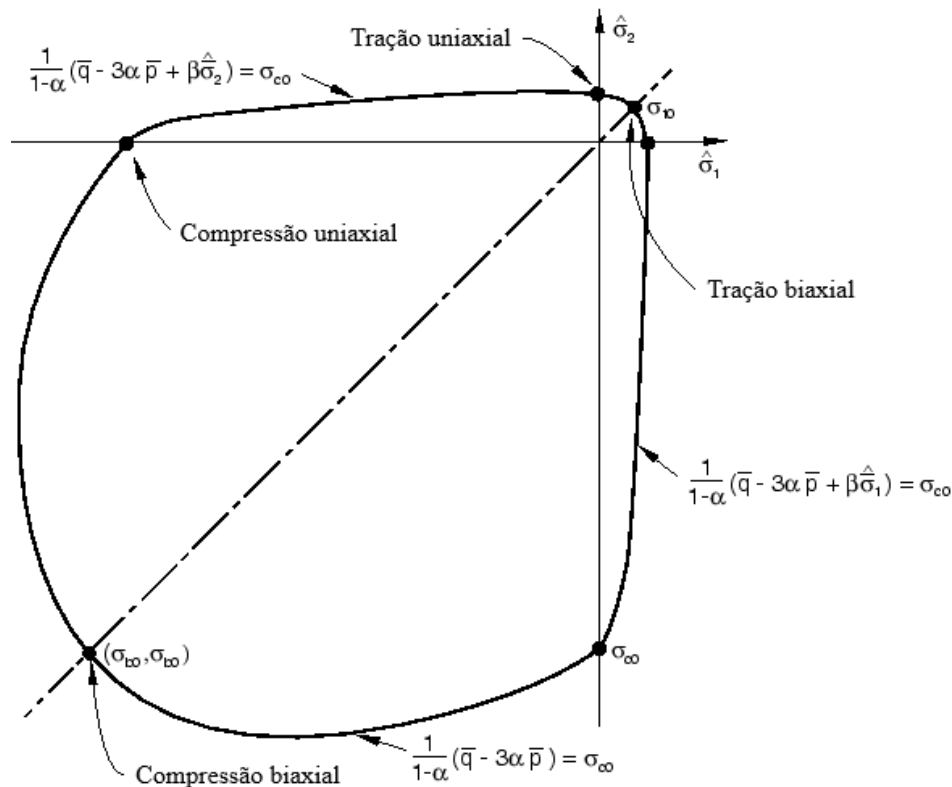
Por fim, a relação entre a tensão biaxial e uniaxial é utilizada para a determinação da superfície de escoamento no plano de tensões, expresso pela Figura 2.44.

Figura 2.43: Superfícies de escoamento no plano desviatório



Fonte: Adaptado de Abaqus Analysis User's Guide

Alguns dos parâmetros citados anteriormente recebem um valor padrão, recomendado pela própria documentação do software. Estes valores são de 0,1 para a excentricidade (ξ), 1,16 para a relação entre a tensão biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) e 2/3 para o parâmetro K_c .

Figura 2.44: Superfície de escoamento no plano de tensões

Fonte: Adaptado de Abaqus Analysis User's Guide

O parâmetro de viscosidade (μ) é utilizado apenas como um fator de regularização. Seu valor padrão é 0, mas o software possibilita a entrada de valores maiores, a fim de auxiliar na convergência dos cálculo do CDP para os procedimentos do Abaqus/Standard. Valores ideais para o parâmetro de viscosidade dependem do modelo a ser analisado e suas diferentes propriedades materiais e geométricas. Caso necessário, é recomendado a aplicação de valores pequenos, da ordem de $1e-5$, e aumentar apenas conforme necessário, visto que o excesso de viscosidade pode causar efeitos fisicamente incorretos no comportamento do modelo, comprometendo a validade dos resultados obtidos.

Diferente dos outros parâmetros, o ângulo de dilatação (ψ) é diretamente relacionado ao material aplicado, sendo definido através de estudos de sensibilidade numérica. Na literatura, é possível encontrar valores utilizados por outros estudos, para serem aplicados como base de verificação.

Para o concreto, os ângulos de dilatação costumam variar entre 30° a 44° , apesar de não serem incomuns casos onde autores avaliaram valores maiores ou menores que este intervalo. Rossi et al. (2021), em seu estudo sobre vigas mistas sob momento negativo, avaliou um ângulo de 36° para concreto normal, com viscosidade de 0,001. Por outro lado, Benedito (2023)

encontrou o valor de 44° para sua pesquisa envolvendo concreto reforçado com fibras de aço, também com viscosidade de 0,001. Contudo, Chan, Moy e Galobardes (2022) também registraram um valor de ângulo de 36° para um concreto reforçado com fibras de aço e com agregados reciclados, com uma viscosidade de 0,00005. Por fim, Lima et al. (2023) aplicou um ângulo de 30° em seu estudo com concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras, com viscosidade de 0,0001.

Portanto, é possível observar que o ângulo de dilatação tende a variar de concreto para concreto, não tendo um valor exato para todos os casos. Nota-se que valores entre 36° e 40° são mais recorrentes entre os estudos na literatura. Contudo, valores distantes destes também são possíveis, sendo necessário testes de sensibilidade numérica para se avaliar o melhor valor.

3. CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

3.1. MATERIAIS UTILIZADOS PARA O CONCRETO

O tração produzido para o concreto de alta resistência, reforçado com fibras, com agregado reciclado, que será empregado na investigação paramétrica deste trabalho, consiste dos materiais:

- Cimento Portland CPII-Z-32;
- Filer calcário;
- Sílica ativa;
- Areia fina, com grãos de massa específica igual à $2,60 \text{ g/cm}^3$;
- Agregado graúdo, com grãos de diâmetro máximo de 9,5 mm (pedrisco, brita 0) e massa específica de $2,94 \text{ g/cm}^3$;
- Aditivo superplastificante;
- Agregados reciclados, proveniente da trituração de louças sanitárias cedidas pela empresa Dexco;
- Água potável.

A curva granulométrica referente ao agregado graúdo foi obtida a partir do ensaio granulométrico recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 17054:2022. Quanto aos materiais finos, a granulometria foi determinada a partir da técnica de difração a laser.

O agregado reciclado utilizado foi entregue com grande variação de diâmetros, assim como apresentado na Figura 3.1. Por conta disso, a fim de ser utilizado como substituto parcial da areia fina, o agregado reciclado foi passado por uma peneira nº 12 (tamanho de 1,68 mm) antes de ser utilizado, garantindo a passagem apenas de partículas que se enquadram na categoria de miúdo. A granulometria do material miúdo e graúdo está a mostra na Figura 3.2. A granulometria da areia reciclada foi desenvolvida de modo a ser semelhante à da areia natural.

Um dos fatores que impactam no desempenho dos agregados é seu formato. Grãos com maior área superficial proporcionam uma maior interface de aderência. O formato dos grãos miúdos dos materiais reciclados foi comparado com o dos grãos de areia fina, através de ensaios

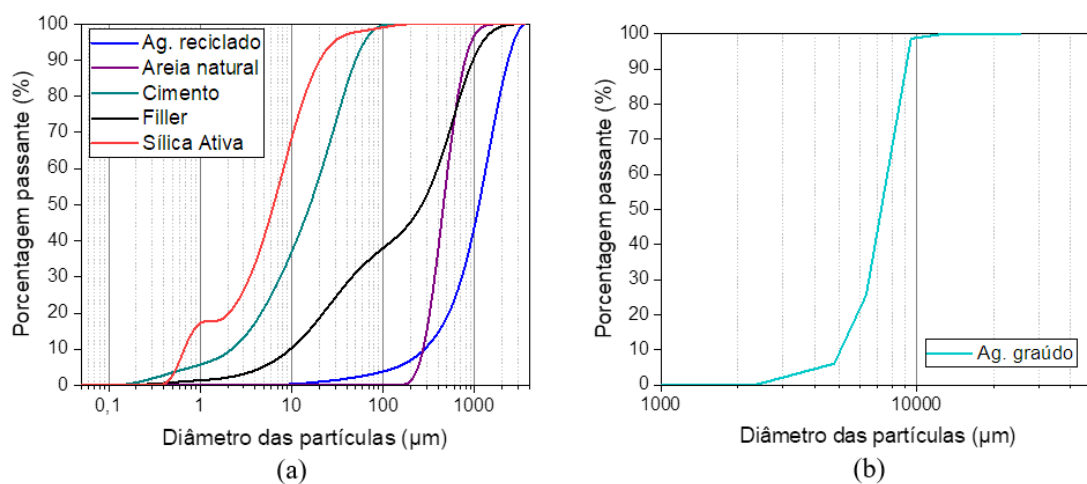
de microscopia realizados no Instituto Senai de Inovação de Maringá. A comparação entre o formato dos grãos é apresentada na Figura 3.3.

Figura 3.1: Material reciclado assim como recebido, organizado por tamanho de grãos



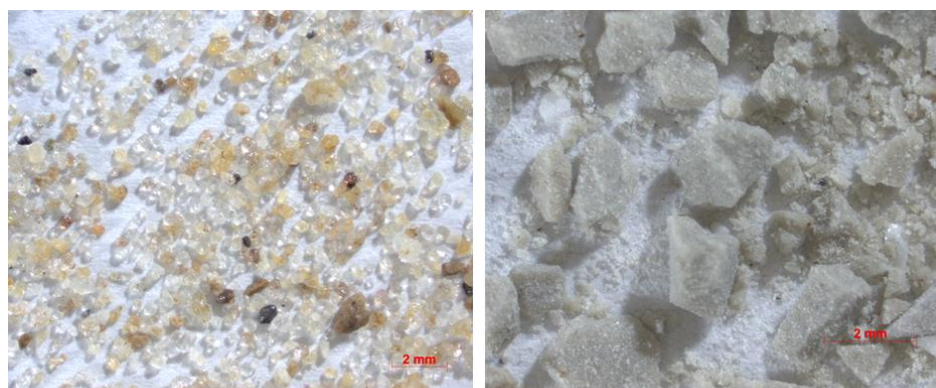
Fonte: Autor (2025)

Figura 3.2 Curvas granulométricas dos materiais (a) finos e (b) grãos



Fonte: Autor (2025)

Figura 3.3: Resultados da microscopia dos grãos de (a) areia fina e (b) material reciclado fino



(a) Areia fina natural

(b) Areia fina reciclada

Fonte: Autor (2025)

É possível observar que os grãos da areia natural apresentaram formatos mais arredondados, enquanto os grão da areia reciclada se mostraram mais irregulares e pontiagudos, resultando em áreas superficiais maiores. Segundo Medina, Rojas e Frías (2012), grãos com maior superfície externa proporcionam um maior potencial aderente para com a pasta cimentícia, contribuindo para uma zona de transição entre grãos mais rígida e resistente.

Além da microscopia, também foram realizados ensaios de fluorescência de raios X, no Instituto Senai de Inovação de Maringá, a fim de se investigar a composição química do material reciclado. Os compostos químicos e suas porcentagens estão discretizados na Tabela 3.1.

Observa-se que os componentes químicos principais no material reciclado, em ordem decrescente, é o dióxido de silício (SiO_2) e o óxido de alumínio (Al_2O_3). Segundo Halicka, Ogrodnik e Zegardlo (2013), composições abundantes em SiO_2 e Al_2O_3 favorecendo a resistência à altas temperaturas.

Tabela 3.1: Composição química do material reciclado

Composto químico	Porcentagem (%)
SiO_2	66,56
Al_2O_3	24,74
K_2O	3,22
Fe_2O_3	1,87
CaO	1,40
TiO_2	0,69
P_2O_5	0,23
ZrO_2	0,58
Outros	0,71

Fonte: Autor (2025)

O traço do concreto foi desenvolvido com base nos estudos de Benedetty et al. (2023). Os autores trabalharam com concretos de alta resistência reforçados com fibras, propondo um traço que atingiu resistências à compressão superiores a 90MPa.

Contudo, devido a diferença entre granulometrias dos materiais, o traço precisou ser adaptado, a fim de poder ser classificado com um concreto de alta resistência, assim como um concreto autoadensável. O traço final foi baseado em uma substituição de 50% da areia fina natural por areia reciclada, com uma proporção reduzida de sílica, devido à disponibilidade e logística dos materiais. O traço final é descrito pela Tabela 3.2.

Quanto às fibras de aço, foram utilizadas fibras DRAMIX 3D 65/35BG, mostradas na Figura 3.4. O aço da fibra possui resistência nominal à tração de 1345 MPa, com módulo de elasticidade de 200 GPa. Quanto à geometria, as fibras possuem 35 mm de comprimento, com 0,55 mm de diâmetro e fator de forma de 65, com ganchos em ambas as extremidades. Todos os valores citados são segundo informações do fabricante.

Tabela 3.2: Traço de concreto em termos de massa por m³ de concreto

Material	Quantidade (kg/m ³)
Cimento	418,24
Sílica ativa	30,0
Fíler calcário	150,0
Agregado graúdo	785,0
Areia natural	391,5
Areia reciclada	391,5
Fibras de aço	39,3
Água potável	184,03
Superplastificante	6,69*

Fonte: Autor (2025)

Figura 3.4: Fibra DRAMIX 65/35BG



Fonte: Autor (2025)

3.2. PREPARAÇÃO DO CONCRETO

O processo de preparação do concreto foi feito em uma ordem específica. Primeiramente, adicionou-se à betoneira ligada, o agregado graúdo, junto com metade do volume de água do traço. Em seguida, adicionaram-se os pós de cimento, sílica e filer, previamente misturados entre si.

Posteriormente, fez-se a aplicação dos agregados miúdos, ou seja, a areia fina natural e a areia reciclada. A adição do aditivo superplastificante, junto ao restante da água, foi feita em seguida. Após a mistura começar a apresentar as propriedades autoadensáveis, ou seja, homogeneidade e fluidez da pasta, foram adicionadas as fibras, com a mistura continuando até um total de 10 minutos, aproximadamente.

A Figura 3.5 apresenta a aplicação dos materiais, conforme descrito. A evolução da trabalhabilidade e homogeneidade do concreto, após 8 minutos da adição do aditivo superplastificante, está exposta na Figura 3.6.

Figura 3.5: Aplicação dos materiais conforme ordem preestabelecida



Fonte: Autor (2025)

Figura 3.6: Evolução da trabalhabilidade e homogeneidade do concreto



Fonte: Autor (2025)

Os corpos de prova foram desmoldados com 1 dia de cura, sendo realocados para uma câmara úmida, armazenados de forma completamente submersa em água, a fim de aprimorar a eficiência do processo de cura do concreto.

3.3. ESTADO FRESCO DO CONCRETO

A fim de avaliar o comportamento do concreto em seu estado fresco, foi realizado o ensaio *slump flow*, conforme descrito na norma brasileira ABNT NBR 15823-2:2017, com o auxílio de uma chapa de aço e de um cone Abrams, mostrados na Figura 3.7.

O tempo de espalhamento de 500 mm foi registrado por meio da gravação de vídeos do ensaio. O requerimento para um concreto autoadensável é apresentar espalhamento entre 500 mm e 850 mm, segundo a norma brasileira ABNT NBR 15823-1:2017. As propriedades autoadensáveis do concreto são avaliadas através da norma ABNT NBR 15823-2:2017, levando em consideração parâmetro resultantes do teste de *slump flow*.

Figura 3.7: Equipamento utilizado no ensaio de *slump flow*



Fonte: Autor (2025)

O tempo de espalhamento de 500 mm registrado foi de 5 segundos, enquadrando o concreto na classificação VS 2, adequado para aplicações diversas, tais como vigas e lajes. Quanto ao espalhamento total, foi registrado um diâmetro de 730 mm, resultando na classificação de SF 2, também aplicada para casos gerais. Por fim, o estado visual do concreto após o espalhamento também foi avaliado, se enquadrando na classificação IEV 0, sem segregação ou exsudação aparente.

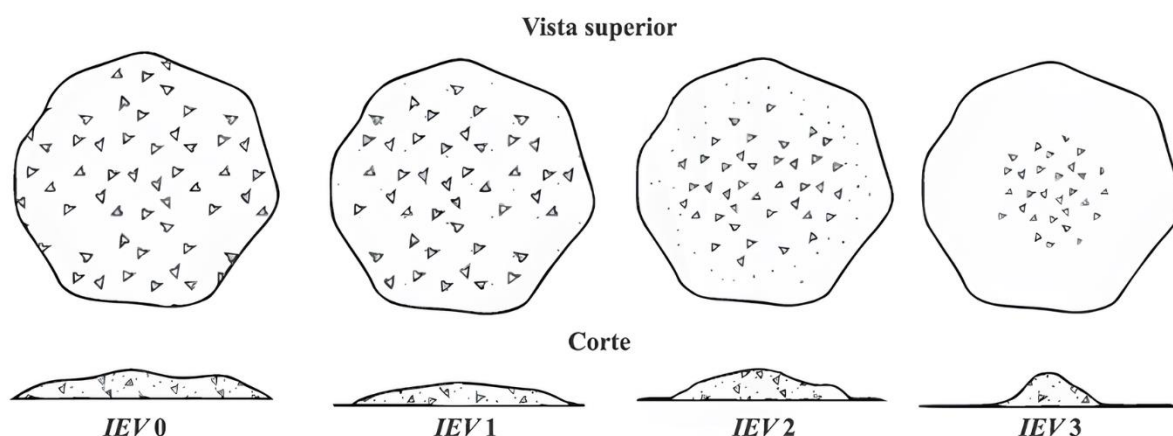
O concreto após o espalhamento e a classificação visual do concreto podem observadas nas Figura 3.8 e Figura 3.9.

Figura 3.8: Espalhamento do concreto no ensaio de *slump flow*



Fonte: Autor (2025)

Figura 3.9: Classificação visual de estabilidade do concreto



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15823-2:2017

3.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO

O comportamento mecânico do concreto foi avaliado através dos ensaios de compressão axial e compressão diametral, realizados em corpos de prova cilíndricos.

O ensaio de compressão axial foi realizado através de uma prensa hidráulica, com cilindros de concreto com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Com base neste ensaio, foram extraídos os valores de resistência média à compressão (f_{cm}) e de módulo de elasticidade inicial média (E_{cm}) do concreto. Os ensaios foram executados conforme padronizado pelas normas ABNT NBR 5739:2018 e ABNT NBR 8522:2017. Os corpos de prova foram retificados antes de serem ensaiados.

Através do ensaio de compressão diametral, foi determinado a resistência à tração indireta do cilindro de concreto ($f_{tm,sp}$). A medida foi avaliada a partir do ensaio de seis corpos de prova cilíndricos, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 7222:2011. De acordo com a mesma norma, a resistência à tração direta do cilindro de concreto (f_{tm}) pode ser estimada como 90% da resistência indireta.

Os resultados dos ensaios mecânicos nos cilindros de concreto estão discretizados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Resultados dos ensaios de avaliação mecânica do concreto

	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{tm,sp}$ [MPa]	f_{tm} [MPa]
Média	35,98	73,30	7,83	7,05
Desvio padrão	1,00	3,89	1,20	-

Fonte: Autor (2025)

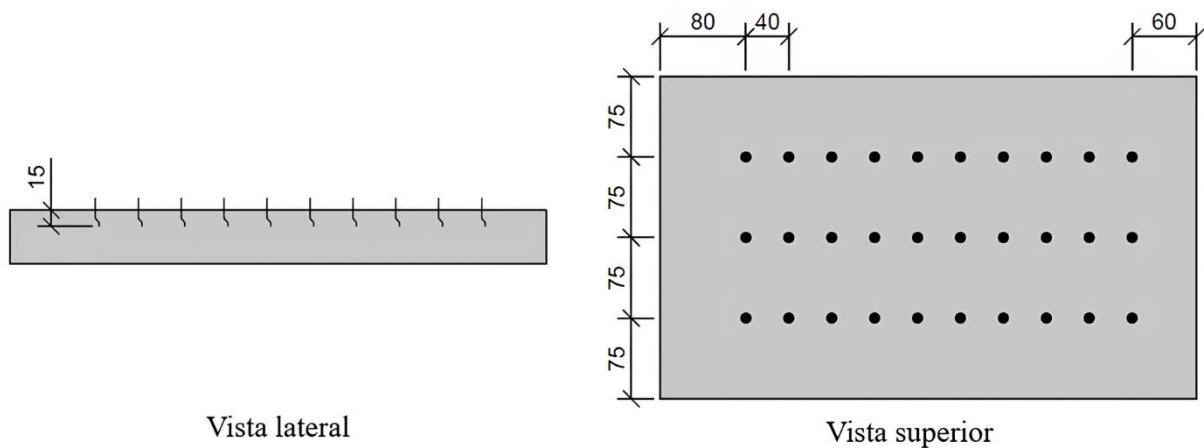
3.5. ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE FIBRAS

A resistência ao arrancamento das fibras foi avaliada a partir do ensaio de arrancamento em fibras embutidas perpendicularmente em placas de concreto de dimensões 500 x 300 x 50 mm. As fibras foram posicionadas em três filas de 10 fibras cada, com embutimento fixo de 15 mm de comprimento, tomando como referência nos ensaios de Benedetty et al. (2023).

As fibras foram carregadas na direção longitudinal, equivalente a um ensaio de fibras orientadas a 0°. Por conta de as fibras apresentarem ganchos em ambas as extremidades, o gancho não embutido foi retirado, mantendo apenas o embutido no bloco de concreto. A geometria das placas de concreto com fibras embutidas, é ilustrada pela Figura 3.10.

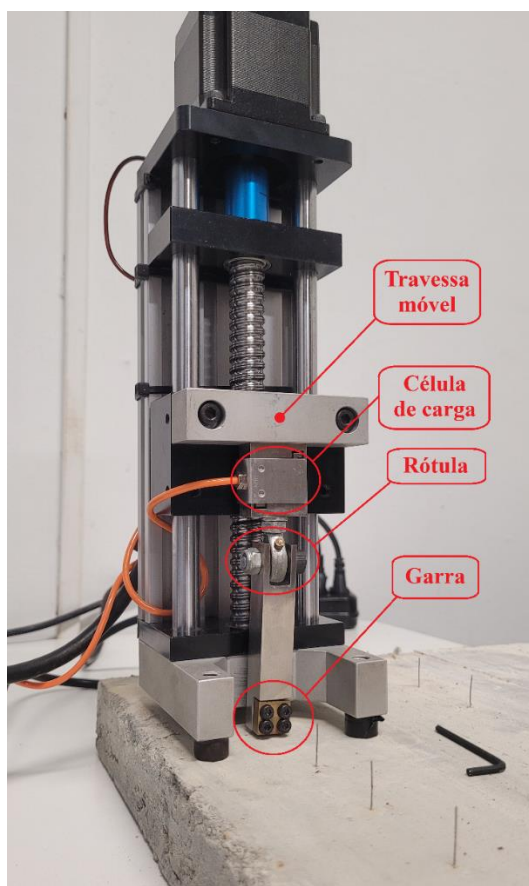
Os ensaios de arrancamento foram iniciados após a cura de 28 dias dos blocos de concreto. O arrancamento foi executada pelo dispositivo de arrancamento projetado e patenteado por Krahel et al. (2020), apresentado na Figura 3.11. O dispositivo possui uma célula com capacidade de carga de 500 N. Os ensaios foram realizados a uma taxa de deslizamento de 0,005 mm/s, resultando em tempos de ensaio variando entre 40 min e 50 min.

Figura 3.10: Dimensionamento das placas de concreto com fibras embutidas (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2025)

Figura 3.11: Dispositivo de arrancamento de fibras de Krahel et al. (2020)

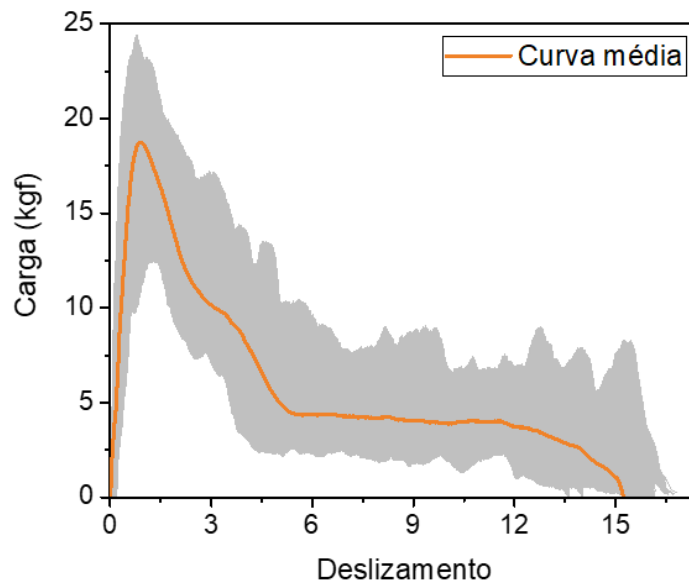


Fonte: Autor (2025)

A partir da curva de carga por deslizamento, tomada como a curva média entre os resultados de todas as fibras, assim como exposto na Figura 3.12, é possível extrair os dados de

energia total de arrancamento (W_p), através da Equação 3.1, assim como a carga máxima de arrancamento ($P_{máx}$). A partir destes dados, é possível estimar as tensões de aderência equivalente (τ_{eq}) e máxima ($\tau_{máx}$) para as fibras de aço ensaiadas, através da Equação 3.2 e Equação 3.3, respectivamente.

Figura 3.12: Curvas de carga por deslizamento das fibras ensaiadas



Fonte: Autor (2025)

$$W_p = \int_0^{L_e} P(l) dl \quad \text{Equação 3.1}$$

$$\tau_{eq} = \frac{2W_p}{\pi d_f L_e^2} \quad \text{Equação 3.2}$$

$$\tau_{máx} = \frac{P_{máx}}{\pi d_f L_e} \quad \text{Equação 3.3}$$

sendo:

$P(l)$ a carga de arrancamento em função do deslizamento;

$P_{máx}$ a carga de arrancamento máxima;

d_f o diâmetro da fibra;

L_e o comprimento embutido da fibra.

A resistência de aderência equivalente é determinada a partir da simplificação da curva de carga por deslocamento das fibras por um gráfico linear decrescente, com uma carga de arrancamento equivalente (P_e) referente ao deslizamento zero, decrescendo linearmente até

atingir a carga zero no deslizamento total (L_e). Dessa forma, a carga de arrancamento equivalente (P_e) pode ser estimada pela Equação 3.4.

$$P_e = \frac{2W_p}{L_e} = \tau_{eq}\pi d_f L_e \quad \text{Equação 3.4}$$

Os resultados para a carga de arrancamento máxima, energia total de arrancamento, assim com as tensão de aderência máxima e equivalente, estão discretizadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Resultados extraídos da curva média dos arrancamento das fibras

$P_{m\acute{a}x}$ [N]	$\tau_{m\acute{a}x}$ [N.mm ²]	W_p [N.mm]	τ_{eq} [N.mm ²]
187,30	7,23	935,87	4,81

Fonte: Autor (2025)

4. CAPACIDADE DE CARGA DE CONECTORES U

A capacidade de carga de conectores de cisalhamento é um parâmetro de suma importância para o correto dimensionamento de vigas mistas, entre outros. Dessa forma, ter modelos de cálculo rápidos e simples são necessários, para o uso e aplicação no dia a dia do engenheiro civil.

Algumas normas técnicas trazem modelos de cálculo para a capacidade de carga de conectores de cisalhamento do tipo U, tais como a norma brasileira ABNT NBR 8800:2024, a norma canadense CAN/CSA S16:2001, a norma americana ANSI/AISC 360:2022 e a norma chinesa GB 50017:2003.

4.1. NORMA CANADENSE CAN/CSA S16:2001

A norma CAN/CSA S16:2001 foi uma das primeiras a desenvolver um modelo analítico para o cálculo da capacidade resistente de conectores U em vigas mistas. Baseada nos resultados experimentais de Slutter e Driscoll Jr (1965), realizados com base em concreto convencionais, o modelo de cálculo proposto pela norma canadense é conforme a Equação 4.1.

$$Q = 36,5 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) L_c \sqrt{f_c} \quad \text{Equação 4.1}$$

sendo,

- Q a capacidade de carga resistente do conector U, em N;
- t_f a espessura médias das mesas do conector U, em mm;
- t_w a espessura da alma do conector U, em mm;
- L_c o comprimento do conector U, em mm;
- f_c a resistência à compressão cilíndrica média do concreto, em MPa.

4.2. NORMA AMERICANA ANSI/AISC 360:2022 E NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2024

As normas americana ANSI/AISC 360:2022 e brasileira ABNT NBR 8800:2024 propõem um mesmo modelo, tomando com base no proposto pela norma canadense CAN/CSA

S16:2001, onde se tem a introdução do módulo de elasticidade como parâmetro de cálculo, resultando em um modelo mais abrangente. O modelo de cálculo de ambas as normas americana ANSI/AISC 360:2022 e brasileira ABNT NBR 8800:2024 é representado pela Equação 4.2.

$$Q = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) L_c \sqrt{f_c E_c} \quad \text{Equação 4.2}$$

sendo:

E_c o módulo de elasticidade do concreto, em MPa.

4.3. NORMA CHINESA GB 50017:2003

A norma chinesa GB 50017:2003 se baseia no modelo de cálculo das normas americana ANSI/AISC 360:2022 e brasileira ABNT NBR 8800:2024, contudo, propondo uma mudança no coeficiente da equação, assim como mostrado na Equação 4.3.

$$Q = 0,26 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) L_c \sqrt{f_c E_c} \quad \text{Equação 4.3}$$

5. MODELAGEM NUMÉRICA

5.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

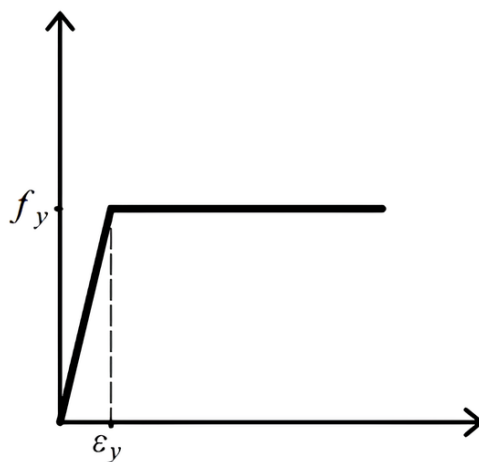
O primeiro passo para a preparação do modelo numérico é a definição dos materiais para a análise numérica. A determinação da lei constitutiva é um dos pontos mais importantes do modelo, visto que o comportamento e propriedades dos materiais empregados representa a base para a aplicação do método dos elementos finitos, utilizado pelo software ABAQUS®, onde a investigação numérica será realizada.

5.1.1. Modelos constitutivos dos aços

O aço é um material com um comportamento menos complexo que outros, tal como o concreto, por conta das suas propriedades materiais. Por conta de o aço ser um material homogêneo, isotrópico e dúctil, a definição do aço no software, assim como os modelos constitutivos propostos na literatura, é bastante simplificada.

O modelo mais básico de representação do aço é pelo conceito de elastoplástico perfeito, onde o comportamento plástico do material é representado apenas pelo valor de tensão de escoamento do aço (f_y). A partir do momento que o escoamento é atingido, o material é definido por um regime plástico constante, onde se ocorre a evolução das deformações à uma tensão constante igual ao valor do escoamento. O modelo de aço elastoplástico perfeito é representado pela Figura 5.1.

Figura 5.1: Modelo elastoplástico perfeito para o aço

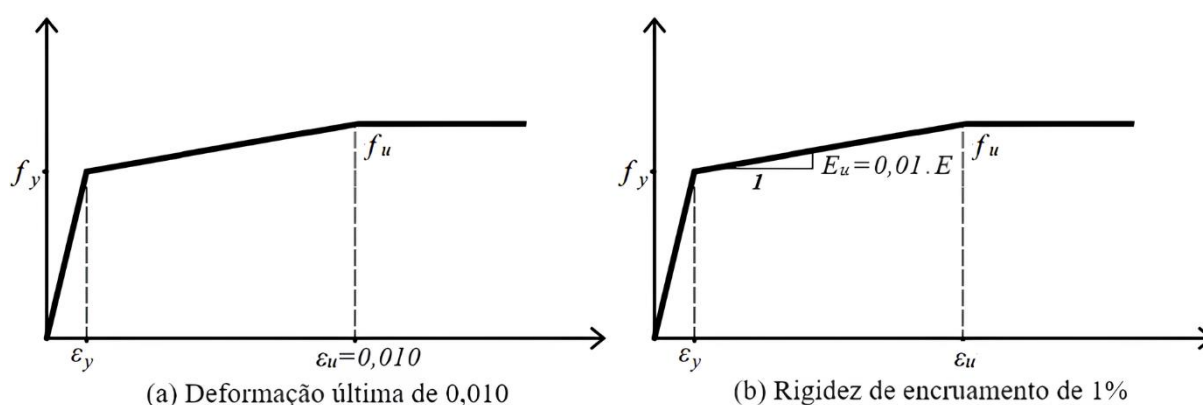


Fonte: Adaptado de (ROSSI *et al.*, 2020)

Quando se deseja representar melhor o efeito de endurecimento (*hardening*) do aço no regime pós-escoamento, os autores costumam aplicar a lei constitutiva do elastoplástico com encruamento positivo.

Nesta lei bi-linear, o traçado linear positivo do pós-escoamento pode ser delimitado pela elongação última do aço (ϵ_u), através da hipótese de que a deformação última de aço é igual a 0,01, ou de que a taxa de inclinação positiva do pós-escoamento do aço é de 1% do seu módulo de elasticidade, ilustrados pela Figura 5.2a e Figura 5.2b, respectivamente. O ponto final é determinado pela resistência última do aço (f_u).

Figura 5.2: Modelo elastoplástico com encruamento positivo para o aço

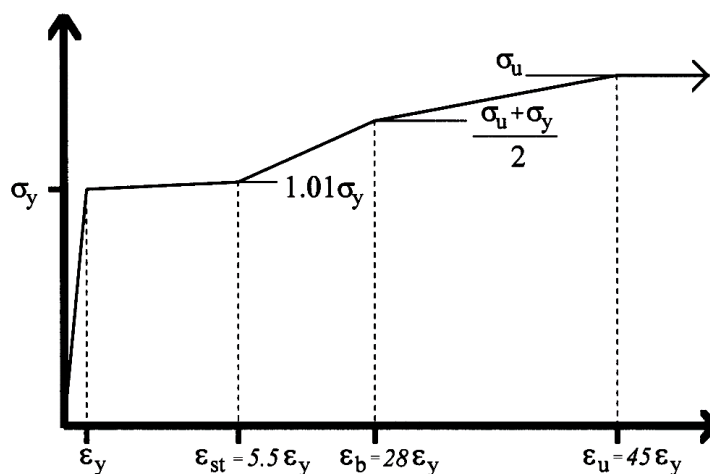


Fonte: Autor (2025)

Por outro lado, a lei constitutiva dos elastoplásticos perfeito e com encruamento linear são bastante simplificadas, sendo recomendadas para elementos de aço que agem de forma secundária no sistema, tais como armaduras e, no caso do modelo para o ensaio de cisalhamento direto, o perfil de aço, visto que ambos são elementos auxiliares, sendo o foco da análise, o conector de cisalhamento e o bloco de concreto.

Dessa forma, um dos modelos encontrados para o comportamento do aço, na literatura, também utilizado por vários autores, tais como Rossi et al. (2020), é o modelo tri linear proposto por Earls (1999), que faz uma consideração mais refinada para o comportamento pós-escoamento do aço, calibrado a partir de testes em elementos de aço carbono. O modelo constitutivo de Earls (1999) é mostrado na Figura 5.3.

Dessa forma, a fim de buscar modelos ideais para cada elemento de aço envolvido no modelo do ensaio de cisalhamento direto, o modelo com encruamento positivo com inclinação de 1% (Figura 5.2b) para os aços do perfil I e das armaduras do bloco de concreto.

Figura 5.3: Modelo de Earls (1999) para o aço

Fonte: Adaptado de Earls (1999)

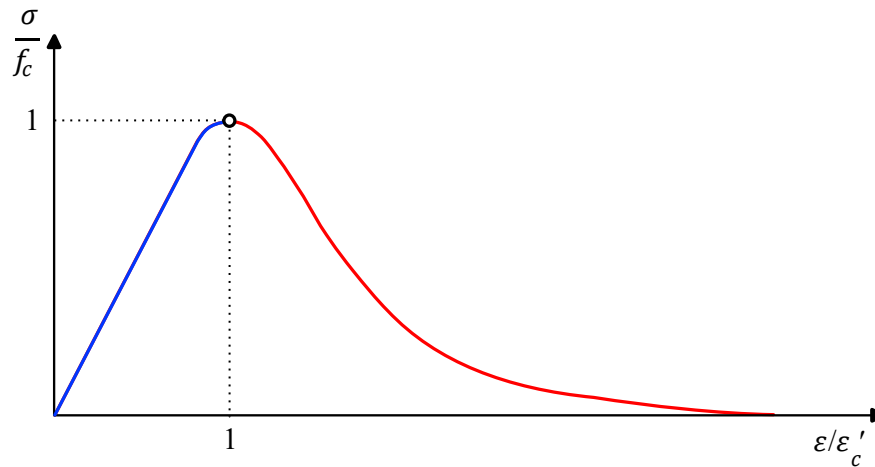
Para os conectores U, aplicou-se o modelo constitutivo de Earls (1999), por apresentar um formato mais semelhante ao comportamento da curva tensão por deformação real do aço carbono comum.

Por fim, para as formas *steel deck*, foi aplicado o próprio modelo constitutivo resultante do ensaio de tração do aço das formas utilizadas nos espécimes estudados pela ArcelorMittal.

5.1.2. Modelo constitutivo do concreto

Para o concreto, é necessário determinar uma lei constitutiva para a representação do comportamento à compressão e outro para a tração. Para a compressão do concreto, foi utilizado o modelo constitutivo de compressão de Carreira e Chu (1985), visto que este é um modelo bastante usado e reconhecido na literatura, se mostrando ser eficiente para a representação não só de concretos convencionais, mas também de concretos de alto e ultra alto desempenho.

O modelo de cálculo para a resistência à compressão (σ_c) do concreto de Carreira e Chu (1985) foi conforme ilustrado pela Figura 5.4. As equações que descrevem a curva à compressão são dadas pela Equação 5.1 e Equação 5.2.

Figura 5.4: Modelo constitutivo de compressão do concreto de Carreira e Chu (1985)

Fonte: Autor

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_c)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_c)^\beta} \quad \text{Equação 5.1}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{cm}}{\varepsilon_c E_c}} \quad \text{Equação 5.2}$$

sendo:

- f_{cm} a resistência média à compressão do cilindro de concreto
- ε_c a deformação para a resistência à compressão do cilindro de concreto;
- E_c o módulo de elasticidade inicial do cilindro de concreto;
- β o parâmetro do material.

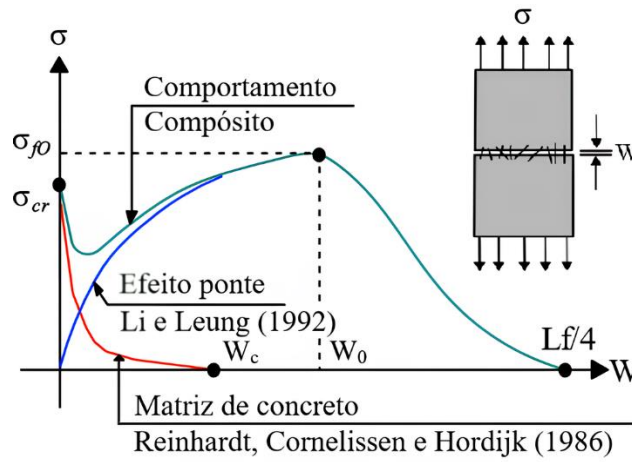
Na ausência de valores experimentais de ε_c e E_c , os parâmetros foram estimados assim através dos procedimentos propostos pela norma europeia EN 1992-1-1:2004.

Quanto ao comportamento à tração do concreto, este trabalho se baseou na combinação de dois modelos distintos, adaptados de forma a atender a ambos os casos de concreto sem e com fibras de aço.

Na literatura, encontra-se o modelo de resistência à tração por energia de fratura, de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986), aplicado em diversas análises numéricas envolvendo concreto. Da mesma forma, tem-se o modelo de resistência à tração por abertura de fissuras em concretos reforçados com fibras, de Li e Leung (1992), que introduz a possibilidade da entrada de dados referentes à testes experimentais de avaliação do concreto e da fibra, sendo ideal para a incorporação do traço com agregados reciclados, estudado neste trabalho, no modelo numérico.

Portanto, combinando ambos os modelos, tem-se o comportamento resultante demonstrado na Figura 5.5, onde o modelo de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986) foi aplicado para a definição da resistência da matriz do concreto ($\sigma_{t,m}$), através da Equação 5.3, enquanto o modelo de Li e Leung (1992) foi incorporado de modo a acrescer a influência das fibras de aço à resistência à tração, devido ao efeito ponte entre estas e a matriz do concreto ($\sigma_{t,f}$), estimada pelo modelo através da Equação 5.4. A resistência à tração final do concreto (Comportamento do compósito, na Figura 5.5), é dada pela Equação 5.5.

Figura 5.5: Modelo constitutivo de tração do concreto proposto



Fonte: Adaptado de Benedito (2023a)

$$\frac{\sigma_{t,m}}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot \exp(-c_2) \quad \text{Equação 5.3}$$

$$\frac{\sigma_{t,f}}{\sigma_{f0}} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0}, & \text{para } w \leq w_0 \\ \left(1 - \frac{4w}{L_f} \right)^2, & \text{para } w > w_0 \end{cases} \quad \text{Equação 5.4}$$

$$\sigma_t = \sigma_{t,m} + \sigma_{t,f} \quad \text{Equação 5.5}$$

sendo:

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

σ_{f0} a tensão de sollicitação máxima da fibra;

w_0 a largura de abertura de fissura no ponto de tensão de sollicitação máxima da fibra;

w_c a largura de abertura de fissura para resistência à tração zero da matriz de concreto;

L_f o comprimento da fibra.

Os parâmetros de curva c_1 e c_2 , com valores de 3,00 e 6,93, respectivamente, são constantes avaliadas para determinação do formato da curva da resistência à tração da matriz do concreto.

As largura de abertura de fissura w_c e w_0 são determinadas pelas Equação 5.6 e Equação 5.7, respectivamente.

$$w_c = \frac{5,14 \cdot G_f}{f_{ctm}} \quad \text{Equação 5.6}$$

$$w_0 = \frac{\tau_{eq} L_f^2}{E_f d_f} \quad \text{Equação 5.7}$$

sendo:

G_f a energia de fratura da matriz de concreto;

τ_{eq} a resistência de arrancamento equivalente da fibra;

E_f o módulo de elasticidade da fibra;

d_f o diâmetro da fibra.

A energia de fratura da matriz (G_f) pode ser estimada pela fib-Model Code (2010), através da Equação 5.8. A tensão de solitação máxima da fibra (σ_{f0}) é dada pela Equação 5.9.

$$G_f = 73 f_{cm}^{0,18} \quad \text{Equação 5.8}$$

$$\sigma_{f0} = \eta \frac{L_f}{d_f} V_f \tau_{eq} \quad \text{Equação 5.9}$$

sendo:

η o coeficiente de orientação das fibras;

V_f a fração volumétrica das fibras;

τ_{eq} a tensão de aderência equivalente.

A partir desse modelo, os concretos com fibras serão representados pela tração da matriz ($\sigma_{t,m}$) somada à resultante do efeito ponte entre as fibras e o concreto ($\sigma_{t,f}$), enquanto que para o caso de concretos sem fibras, a fração de volume de fibras (V_f) será declarada como nula, resultando apenas na resistência à tração da matriz, representada pelo modelo de Reinhardt,

Cornelissen e Hordijk (1986), visto que o valor de $\sigma_{t,f}$ passará a ser zero para todos os pontos da curva.

O modelo de Li e Leung (1992) por si só já possui uma equação para a consideração da resistência à tração da matriz do concreto. Contudo, quando aplicada sozinha, à concretos sem fibras, ou seja, com a contribuição do efeito ponte igual a zero, este modelo se mostrou menos eficiente para a representação da tração do concreto, quando comparado ao de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986).

Por outro lado, a troca da resistência da matriz de Li e Leung (1992) por a de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986) não se mostrou afetar negativamente os resultados obtidos nas validações do modelo. Por vezes, o modelo com a matriz de Reinhardt, Cornelissen e Hordijk (1986) chegou até a apresentar um melhor desempenho nos resultados das análises numéricas, causando aproximações mais precisas às curvas experimentais comparadas durante a validação.

A implementação destes modelos constitutivos no modelo numérico, se dá a partir do método *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), já explicado anteriormente, na seção 2.6.6. Os parâmetros do método, após estudos de sensibilidade através das validações dos modelos, foram definidos como expostos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Parâmetros CDP usados para os concretos

Parâmetro	Concreto sem fibras	Concreto com fibras
ψ	36°	54°
ξ	0,1	0,1
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16	1,16
k_c	2/3	2/3
μ	0,001	0,001

Fonte: Autor (2025)

O CDP também admite a entrada de evolução de danos na matriz do concreto, sob a forma de uma configuração opcional de declaração de pontos entre dano e deformação inelástica, ou deformação de tração ou abertura de fissuras, para o dano à tração do material.

Os valores de dano são obtidos de forma experimental, sendo inerentes a cada tipo de material e seu comportamento estrutural. Na ausência de resultados experimentais, estudos na literatura mostram que a adoção de uma simples relação entre tensão e tensão de pico é eficaz

o suficiente para a grande maioria dos casos. Logo, este modelo de dano, conforme as Equação 5.10 e Equação 5.11, foram adotados para o modelo numérico deste trabalho.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,m\acute{a}x}} \quad \text{Equação 5.10}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t,m\acute{a}x}} \quad \text{Equação 5.11}$$

5.2. PROCEDIMENTOS NUMÉRICOS

Quando se trata da análise numérica de objetos sólidos sob carregamentos estruturais, o software ABAQUS® oferece várias opções de procedimentos numéricos que podem ser adotados.

5.2.1. *Static, general*

O procedimento mais simples e geral, é o *static, general*, baseado no método Newton-Raphson, com um algoritmo de cálculo para um sistema estrutural sob a hipótese de elasticidade, ou seja, considerando a força e o momento resultantes iguais a zero ($\sum F = \sum M = 0$).

De maneira geral, este método é o mais útil para a grande maioria das aplicações numéricas em engenharia civil. Contudo, a adoção de um sistema totalmente estático tem suas limitações.

Quando se trata se modelos muito grandes, com maior complexidade de interações de contato, com alta concentração de efeitos não-lineares, geométricos e/ou materiais, assim como em sistemas com instabilidades estruturais, o *static, general* pode apresentar uma baixa eficiência, requerendo um alto tempo de processamento ou apresentando diversos erros de cálculo, fazendo com que a análise numérica seja interrompida por impossibilidade de prosseguimento.

5.2.2. *Static, Riks*

Para casos com sistemas instáveis, a alternativa seria a aplicação do procedimento *static, Riks*. Ao contrário do *static, general*, cujo sistema de incrementação numérica é baseado por meio de controle de cargas ou deslocamentos, o *static, Riks* utiliza o método da incrementação de comprimentos de arco (*arc-length*), fazendo com que as cargas e deslocamentos do modelo,

sejam incrementados de forma indireta, o que proporciona a captura de pontos de bifurcação e modos de deformação por instabilidade, no comportamento mecânico do sistema.

Para o caso de ensaio de cisalhamento direto, instabilidades não são uma preocupação, visto que o perfil de aço é composto de placas curtas e espessas, e o conector U não teria condições de apresentar modos de deformação instáveis, devido ao seu confinamento, pelo bloco de concreto, e à sua natureza de recebimento de cargas.

5.2.3. *Dynamic, implicit*

O procedimento alternativo que pode ser aplicado, na possível falha do *static, general*, para casos onde instabilidades estruturais não são um problema, é o método *dynamic, implicit*. Este procedimento trabalha com uma hipótese de cálculo muito mais geral, admitindo o acúmulo de inércia no modelo, fazendo com que o equilíbrio estático possa ser quebrado a partir da implementação do conceito de aceleração e energia cinética ao solucionador.

Como o ensaio de cisalhamento direto não é um modelo dinâmico, este procedimento não seria aplicável. Contudo, o software permite a determinação de amplitudes e intervalos de aplicação de cargas ou deslocamentos, fazendo com que a análise dinâmica possa ser adaptada para um ensaio quasi-estático ($\sum F \cong 0$ e $\sum M \cong 0$), através da configuração de taxas de aplicação de cargas e tempo de duração de análise que minimizem a evolução dos efeitos de inércia no modelo.

Adicionalmente, o software já disponibiliza um algoritmo de cálculo para essa finalidade, que trabalha sob a hipótese de uma análise de comportamento quasi-estático, dentro do procedimento de cálculo *dynamic, implicit*.

A vantagem da hipótese quasi-estática é que, ao adicionar o conceito de inércia ao sistema, mesmo que de forma mínima, a obtenção do equilíbrio numérico ao longo do processo de cálculo se tornar mais fácil para o software, possibilitando que o algoritmo consiga avançar por partes na qual o *static, general* sofreria interrupções. A introdução da inércia também pode causar uma breve melhora na captura de interações de contato, resultando em uma análise mais rápida.

Para garantir que o sistema quasi-estático seja válido, a documentação do software recomenda que as energias cinéticas resultantes não sejam maiores que 5% das energias internas do sistema, garantindo que os efeitos da inércia não estejam afetando o comportamento estrutural e mecânico do modelo.

5.2.4. *Dynamic, explicit*

Os procedimentos citados até então, utilizando o mesmo solucionador de cálculo, chamado de Abaqus/Standard. Este solucionador carrega com um algoritmo amplamente generalizado e automatizado, preparado de forma a trabalhar de maneira eficiente, utilizando um processo de incrementação adaptativa. Em outras palavras, o Abaqus/Standard sempre busca encontrar o melhor incremento, para dar o passo de análise mais longo que o algoritmo possa calcular.

Por conta disso, todos os incrementos de cálculo, após a solução do sistema estrutural, têm seus resultados passados por uma série de filtros, verificações e correções, a fim de identificar se o incremento calculado apresentou muitos erros ou desvios, ou se estão dentro dos padrões aceitáveis. Isso garante que os procedimentos executados pelo Abaqus/Standard sempre apresentem resultados estáveis, não acumulando qualquer tipo de erro que seja oriundo do procedimento de cálculo.

Porém, esse solucionador adaptativo possui limitações. Em modelos com grande complexidade de interações, não-linearidades e eventos abruptos, o Abaqus/Standard apresenta grandes dificuldades. Visto que seu cálculo é baseado em uma série de verificações e correção, a fim de prever incrementos otimizados, modelos que apresentam comportamentos muito complexos são extremamente problemáticos.

Dessa forma, o software disponibiliza um outro procedimento, aplicável a todo e qualquer caso estrutural, que trabalha com um solucionador mais eficiente para modelos complexos. Este procedimento é o *dynamic, explicit*.

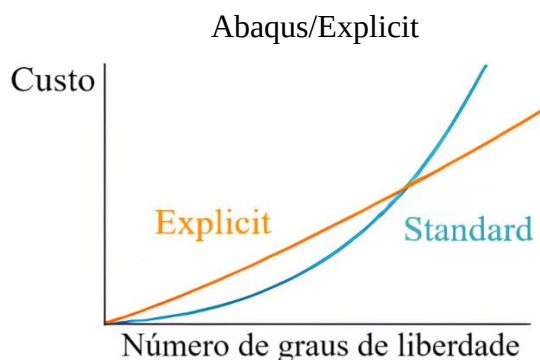
O *dynamic, explicit* trabalha com incrementos mínimos, baseados na velocidade natural de propagação de ondas dos materiais, possibilitando a obtenção de um algoritmo de cálculo que desconsidera as etapas de verificação de resultados. A ausência de verificações é compensada por um modelo que trabalha com uma quantidade severamente maior de incrementos, com base em um conceito semelhante ao de integração matemática, na qual o erro resultante no cálculo aproximado de um evento é minimizado conforme se aumenta o grau de discretização do intervalo de cálculo.

Este algoritmo é implementado pelo solucionador Abaqus/Explicit, que é construído com um modelo de cálculo voltado apenas à solução das matrizes estruturais do modelo, resultando em um processo de cálculo com natureza linear, ao contrário do Abaqus/Standard, que se comporta de forma mais exponencial, conforme se aumenta a quantidade de nós e graus

de liberdade (d.o.f.), por conta da necessidade de verificações e tentativas de incremento, durante análise do métodos dos elementos finitos (MEF).

A relação entre o Abaqus/Standard e o Abaqus/Explicit, quanto ao tempo de análise em função da quantidade de graus de liberdade no sistema, ou seja, refinamento de malha, é ilustrado na Figura 5.6.

Figura 5.6: Desempenho comparativo entre os solucionadores Abaqus/Standard e



Fonte: Adaptado de CAE Assistant⁶

Por consequência da ausência de verificações, o procedimento *dynamic, explicit* é tratado com um algoritmo condicionalmente estável. Isso significa que é possível que ocorra acúmulo de erros e desvios de resultados, durante a execução da análise. Neste caso, cabe ao usuário verificar a validade dos resultados e buscar meios de garantir a confiabilidade da análise.

Essas verificações podem ser feitas a partir da filtragem e observação de energias acumuladas no sistema, visto que erros e desvios durante a análise numérica, impactam diretamente no balanço energético do modelo numérico.

5.2.5. Procedimento escolhido

Ao longo das validações dos modelos numéricos, todas os procedimentos citados anteriormente foram testados, de forma a se determinar a melhor escolha que atendesse à todas as situações. Devido à variação de geometrias e materiais entre os modelos experimentais, nos estudos utilizados como base de validação, o procedimento de cálculo foi sendo adaptado para aquele que melhor atendesse a situação.

⁶ Disponível em: <<https://caeassistant.com/blog/abaqus-standard-or-abaqus-explicit>>. Acesso em: 05 de maio de 2024.

As etapas de validação serão melhor exploradas na seção 5.7, assim como as motivações por trás das escolhas realizadas. Após o processo de validação, estabeleceu-se que o modelo final seria empregado com o procedimento *dynamic, explicit*, por uma série de razões, sendo a principal dela o fato de que este procedimento apresentou a melhor captura de contatos entre partes, entre todos os quatro procedimentos citados, sendo especialmente eficaz para o contato entre as formas *steel deck* e bloco de concreto e conector U.

Outra vantagem observada pela aplicação do solucionador *dynamic, explicit*, foi o desempenho consideravelmente melhorado do modelo *concrete damaged plasticity* (CDP), para o concreto do bloco. Isso se dá pois, devido à ausência de verificações, o software não mais precisou prever e corrigir erros na representação do material, a cada incremento calculado.

O CDP é introduzido como um método de melhor representação numérica para concreto, mas também de um método com grande complexidade. Por conta disso, o software oferece a possibilidade da inserção de um parâmetro de viscosidade (μ), para aliviar as dificuldades de cálculo do software, a custo da adoção de um material minimamente viscoso.

Para o Abaqus/Explicit, a viscosidade (μ) é um parâmetro irrelevante, visto que seu algoritmo de cálculo em incrementos mínimos não possui a necessidade da constante checagem da validade do comportamento dos materiais com o CDP. Isso é especialmente importante para casos onde observa-se um esmagamento ou arrancamento do concreto, no modelo numérico, pois, devido à natureza extrema destes eventos, o Abaqus/Standard acaba apresentando constantes problemas quanto à verificação do comportamento do concreto.

Uma das grandes desvantagens do *dynamic, explicit*, é que, dependendo do grau de discretização do modelo, assim como à elasticidade dos materiais, os incrementos mínimos, chamados de incrementos de tempo estáveis, podem resultar em valores extremamente baixos, resultando em análise que levariam dias, semanas, ou até mesmo meses e anos, para serem executadas.

Para reduzir o tempo de execução de análise, a documentação recomenda que o tempo de análise (referente ao tempo de execução que o modelo experimental receberia, na prática) seja reduzido o máximo possível, visto que, reduzindo o tempo de análise, reduz diretamente o número de iterações necessárias para a solução do problema.

Infelizmente, a reprodução de problemas estáticos em procedimentos dinâmicos obriga o usuário a ser o mais generoso possível com o tempo de análise, a fim de minimizar ao máximo o efeito da inércia, fazendo com que essa alternativa não seja aplicável.

Por conta disso, o software introduz um parâmetro chamado de *mass scaling*, responsável por auxiliar na manipulação dos incrementos estáveis da análise de forma indireta.

Por ser baseado na propagação natural de ondas nos materiais, o cálculo do incremento de tempo estável é dependente dos parâmetros de módulo de elasticidade e densidade, dos materiais empregados na análise. Seu valor pode ser estimado pela relação apresentada na Equação 5.12.

$$\Delta t_{stable} = L^e \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad \text{Equação 5.12}$$

sendo:

Δt_{stable}	o incremento de tempo estável;
L^e	o comprimento equivalente do elemento finito;
ρ	a densidade do material do elemento finito;
E	o módulo de elasticidade do material do elemento finito.

Para análises estáticas e quasi-estáticas, o valores de densidade dos materiais são de mínima importância. Logo, a partir do momento que se monta e prepara um modelo numérico para se garantir um desses sistemas, o parâmetro de densidade passa a não influenciar significativamente o modelo numérico.

Dessa forma, a partir do parâmetro de *mass scaling*, o software permite ao usuário manipular indiretamente os valores de densidade dos elementos críticos, pois, conforme mostrado pela Equação 5.12, quanto maior a densidade do material, maior o incremento de tempo estável, e, por consequência, menor o tempo de execução da análise numérica (tempo real para a computação dos resultados).

Contudo, o *mass scaling* deve ser usado com moderação, visto que, se o aumento na densidade dos elementos finitos for muito exagerado, o sistema passa a deixar de ser quasi-estático, afinal, as forças de inércia de um corpo são dadas pela relação entre densidade multiplicada à aceleração. Portanto, mesmo que a aceleração seja mínima, se a densidade for grande o suficiente, a inércia resultante deixa de ser insignificante.

Para o modelo numérico deste trabalho, o *mass scaling* foi determinado não por um valor fixo, mas por uma condição. A condição é que o *mass scaling* seja determinado como o valor necessário para que a execução da análise tenha uma duração em torno de 45 minutos a 1 hora, condição esta escolhida por resultar em análises precisas e eficazes, por meio de testes de sensibilidade com resultados experimentais de ensaio de cisalhamento direto, durante a etapa de validação.

5.3. GEOMETRIA E MONTAGEM DO MODELO NUMÉRICO

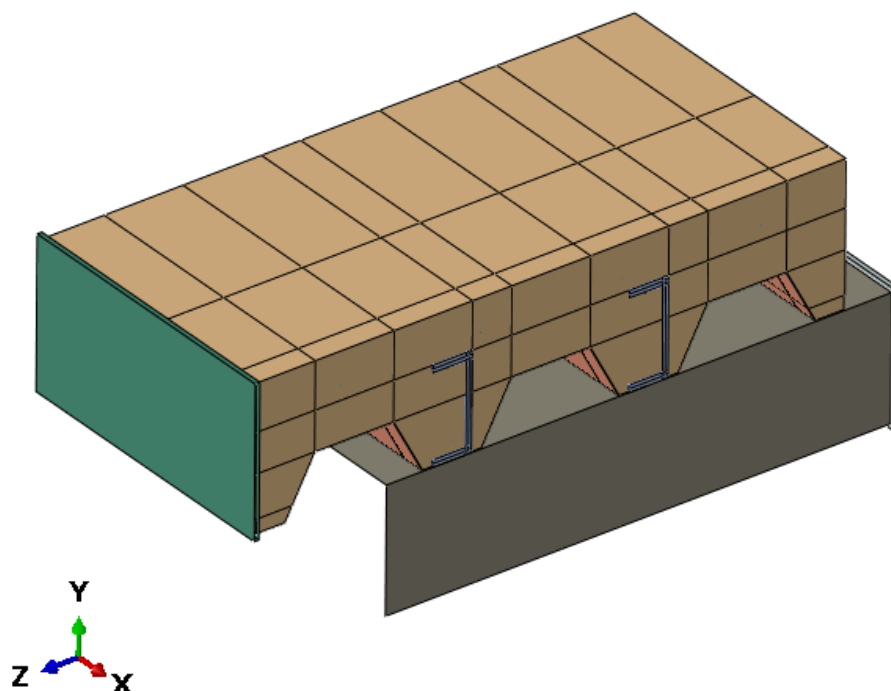
O modelo numérico geral, que será destinado à investigação paramétrica, foi inicialmente modelado conforme a norma europeia EN 1994-1-1:2004, inspirado nos investigação numérica de Zhao et al. (2020), que trabalhou com espécimes de laje maciça com concreto UHPC e conectores U curtos. Os resultados de Zhao et al. (2020) também foram utilizados como uma das validações do modelo numérico.

Contudo, posteriormente decidiu-se pelo modelo inspirado pelos trabalhos experimentais executados pela ArcelorMittal, apresentado na seção 2.6.5 e também utilizado com forma de validação do modelo numérico.

Dessa forma, o modelo numérico concebido para estudos paramétricos com blocos de concreto com formas *steel deck*, é ilustrado na Figura 5.7. Para os modelos com bloco de concreto maciço, tem-se o apresentado pela Figura 5.8.

As geometrias do modelo foram montadas de forma a explorar a bissetria presente nos ensaios de cisalhamento direto, assim como representado na Figura 5.9.

Figura 5.7: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos com formas *steel deck*

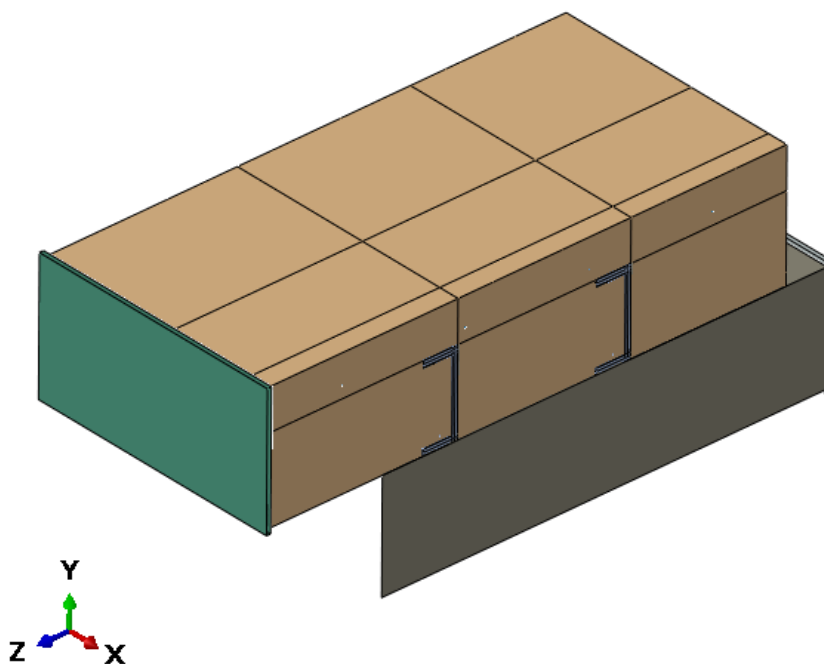


Fonte: Autor (2025)

A montagem geral do bloco é seguindo o modelo padronizado da norma EN 1994-1-1:2004, mas admitindo apenas dois conectores por bloco, em vez de quatro. Essa modificação se mostra mais adequada para a investigação do comportamento mecânico do conectores U,

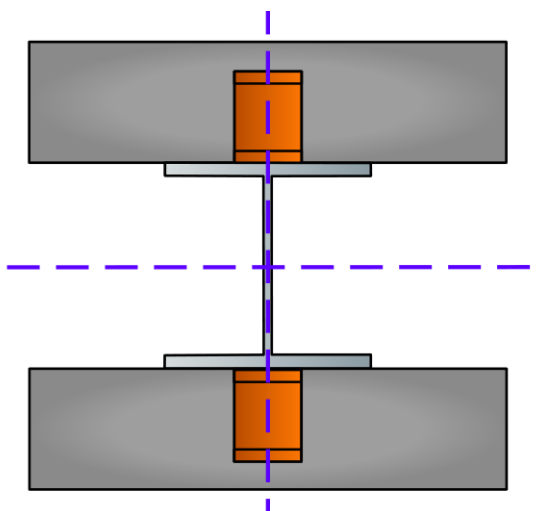
pois, devido à sua elevada rigidez em comparação a outros conectores, seria necessário um amplo espaçamento transversal entre os conectores, a fim de minimizar os efeitos de grupo entre os pares de conector, o que, por consequência, requer um perfil de aço com mesas muito mais amplas que o comum.

Figura 5.8: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos maciços



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.9: Eixos de simetria da seção transversal do espécime de cisalhamento direto



Fonte: Autor (2025)

O bloco de concreto possui dimensões próximas das recomendadas pela norma EN 1994-1-1:2004, sendo elas, 600 mm de largura, 630 mm de comprimento e 150 mm de altura.

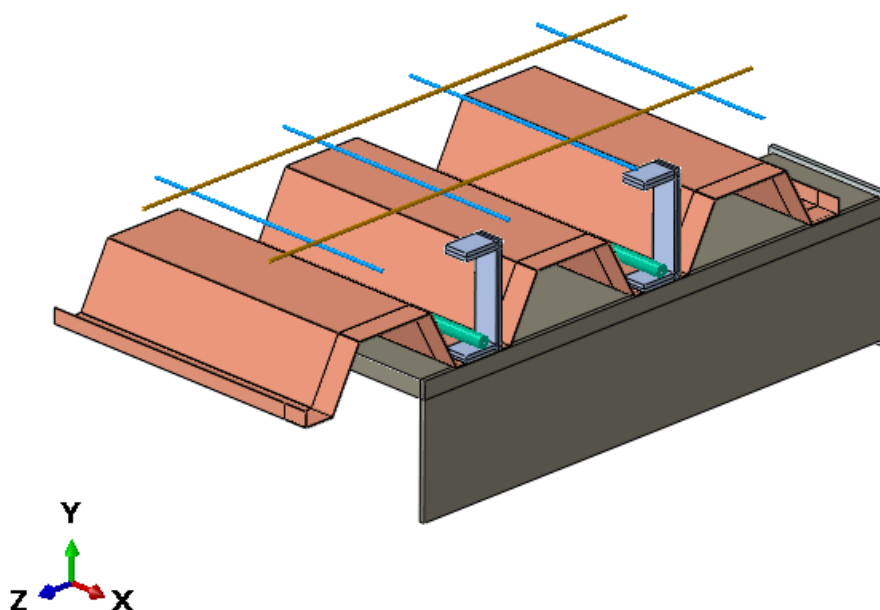
O espaçamento entre os conectores foi tomado como 170 mm, valor referente a largura de concreto que os separa (medido das faces frontais das mesas do conector de trás, até a face traseira do conector da frente).

As armaduras também foram tomadas conforme a EN 1994-1-1:2004, compondo oito estribos por bloco, montados quatro na longitudinal e quatro na transversal deste, espaçados em 150 mm.

Para o caso do bloco com forma *steel deck*, não seria possível o posicionamento dos estribos. Dessa forma, a armação foi tomada apenas por uma malha posicionada no topo do bloco, seguindo as mesmas medidas de espaçamento. Além disso, foi adicionada uma armadura de reforço, com bitola de 12,5 mm, acima da base do conector, como forma de reforçar o elemento e aumentar a resistência do conector.

As armações do modelo com formas *steel deck* são apresentadas pela Figura 5.10.

Figura 5.10: Modelo numérico para o estudo paramétrico de blocos com formas *steel deck*, com o bloco de concreto omitido



Fonte: Autor (2025)

Assim também como mostrado na Figura 5.10, foram dimensionadas abas na forma de *steel deck*, para evitar o desprendimento da chapa durante a análise, visto que isso não aconteceria se for levado em consideração que, em uma viga mista completa, as abas da forma não estariam livres. Essa medida foi adotada como 1/4 da altura do vão entre almas do *steel deck*. Essa proposta foi incrementada com base no dimensionamento executado nos ensaios experimentais desenvolvidos pela ArcelorMittal, conforme apresentado na Figura 5.11.

Figura 5.11: Aba na extremidade do *steel deck*



Fonte: ArcelorMittal Brasil

5.4. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

Ao longo do processo de validação, múltiplas combinações entre elementos finitos foram exploradas, a fim de buscar o jeito mais preciso e fiel de captura do comportamento do modelo. Essas combinações foram executadas ao longo das validações, sendo explicadas com mais detalhes na seção 5.7.

Para o modelo numérico final, foram adotados elementos sólidos para a laje de concreto e para o conector U, assim como elementos de chapa para o perfil I e para o *steel deck*. Por fim, as armaduras foram representadas por elementos de treliça.

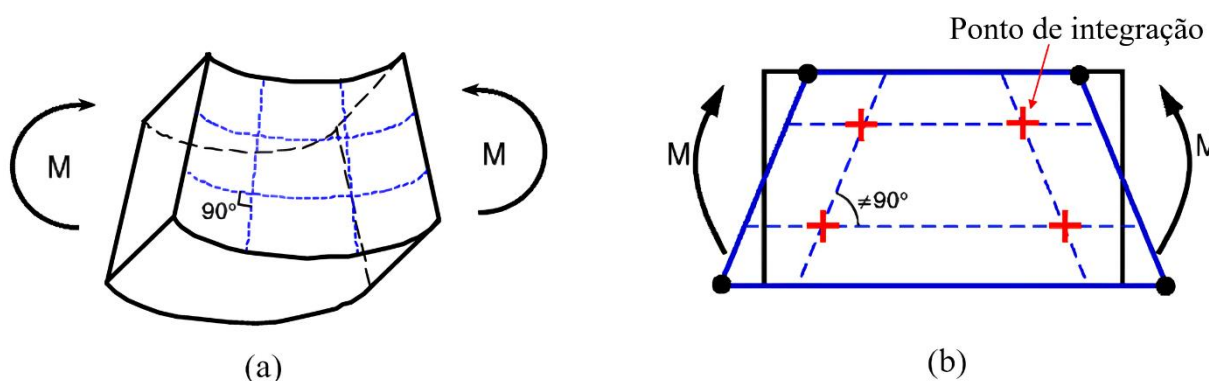
A laje de concreto recebeu o elemento sólido hexagonal linear (C3D8), enquanto que o conector U recebeu o sólido hexagonal linear de modo incompatível (C3D8I). A diferença entre ambos os elementos está em como eles capturam o efeito da flexão.

Os elementos finitos lineares se comportam de maneira semelhante aos elementos infinitesimais. No entanto, ao contrário dos elementos infinitesimais, os elementos finitos não são, necessariamente, pequenos o suficiente para apresentar o mesmo comportamento que um infinitesimal.

Em outras palavras, o elemento infinitesimal recebe apenas esforços normais e cortante, visto que ele não é grande o suficiente para agregar qualquer forma de momento fletor ou torção. Porém, dependendo do seu tamanho e da situação onde são empregados, os elementos finitos recebem momentos, pois eles não seriam pequenos o suficiente para que os esforços normais capturados pelos elementos fossem constantes ao longo das suas faces.

Para melhor visualização, a Figura 5.12a ilustra qual o comportamento esperado para um elemento finito sob flexão, enquanto a Figura 5.12b ilustra qual é realmente o comportamento capturado pelo elemento sólido hexagonal linear.

Figura 5.12: Comportamento (a) esperado *versus* o (b) capturado em um elemento finito sob flexão



Fonte: Adaptado de (SUN, 2006)

O fenômeno mostrado na Figura 5.12b é conhecido como *shear locking*, que se refere à incapacidade dos elementos C3D8 de capturarem o momento fletor. Como os esforços internos nos elementos finitos são avaliados nos pontos de integração, o elemento C3D8 não apenas falha em capturar o momento fletor, mas também o interpreta como uma deformação por cisalhamento, gerando esforços cortantes no próprio elemento. Esses esforços acabam sendo transferidos para os elementos vizinhos, e assim sucessivamente.

A falta de sensibilidade para momento fletor e a introdução de esforços de cisalhamento, em uma situação onde estes deveriam ser nulos (flexão pura), faz com que os resultados numéricos diverjam do esperado. Esse efeito não é muito preocupante em objetos que simulam estruturas robustas. Porém, para um conector U, formado de chapas esbeltas, o efeito do *shear locking*, principalmente em áreas de acúmulo de momento, agregam desvios de cálculo notáveis.

Em busca de solucionar esse problema, o software introduz dois elementos sólidos mais adequados, sendo um deles o sólido de modo incompatível, C3D8I. Neste elemento finito, os nós recebem um grau de liberdade extra, responsável por capturar a influência do momento fletor nos elementos.

O outro elemento capaz de capturar a flexão seria o sólido hexagonal quadrático, C3D20. A representação deste elemento é ainda melhor que a do C3D8I, visto que este captura o deslocamento do ponto médio da aresta do elemento, representando com mais fidelidade a

presença de uma curvatura por flexão. Contudo, este elemento é disponível apenas para a biblioteca do solucionador Abaqus/Standard.

Para o perfil I e a forma *steel deck*, foram adotados os elementos quadriláteros lineares S4. Apesar de ser de ampla prática a representação de formas *steel deck* por elementos de chapa, muitos autores na literatura, utilizam o perfil I com elementos C3D8. Através de testes de sensibilidade realizados ao longo das validações, foi identificado que o tamanho da malha do perfil I, com elementos C3D8, teve uma certa influência nos resultados obtidos. A causa principal seria o efeito de *shear locking*.

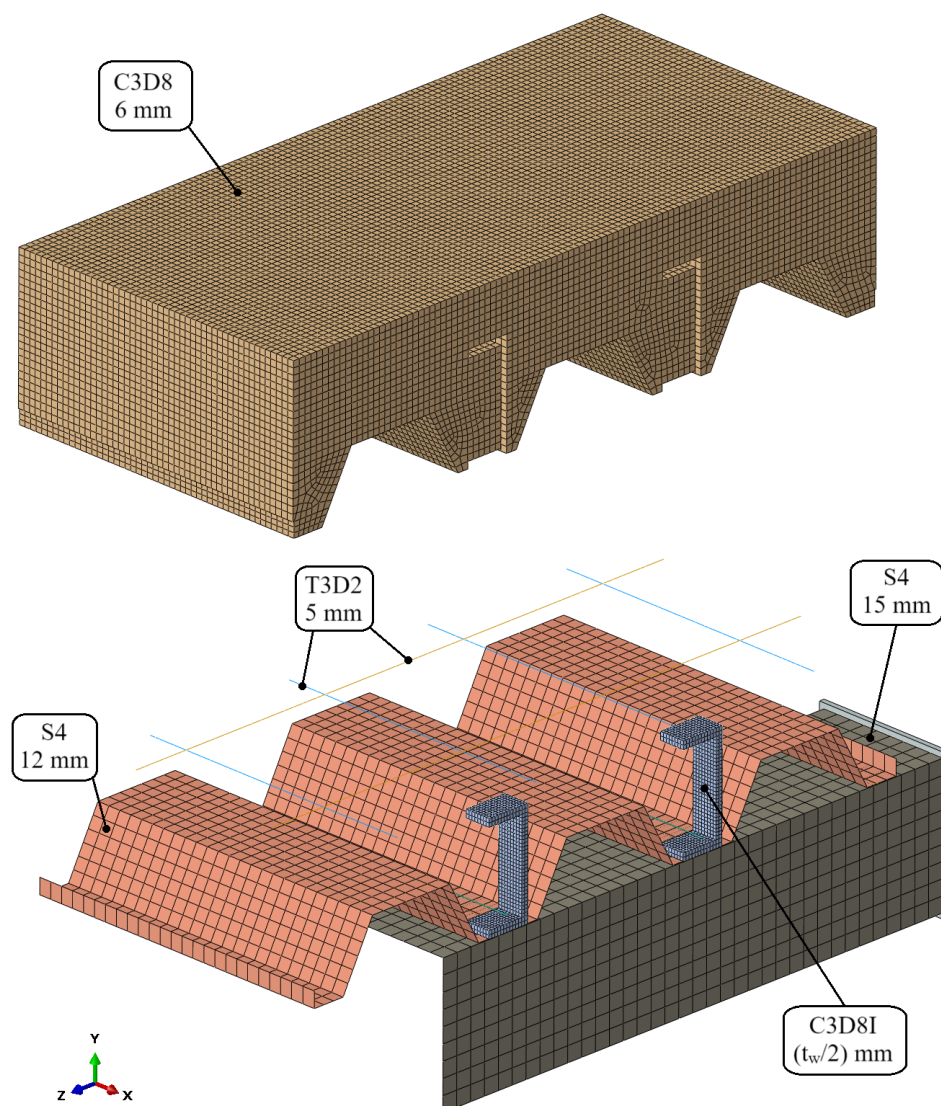
Contudo, visto que o perfil I é representado por chapas de aço robustas, nos ensaios de cisalhamento direto, fazer uma malha de C3D8 mais refinada resulta em uma quantidade muito maior de elementos, afetando diretamente o tempo de execução da análise.

Por outro lado, observou-se que a troca por elementos S4 espessos, mesmo com tamanhos de malha maiores, apresentou uma conformidade de resultados que só seria atingida para malhas finas de C3D8. Por conta disso, optou-se pela aplicação de elementos S4 no perfil I.

Por fim, as armaduras foram representadas por elementos de treliça T3D2, visto que estes são apenas capazes de capturar esforços axiais, que é o suficiente para a representação do comportamento das armaduras no ensaio de cisalhamento direto.

A Figura 5.13 apresenta um resumo das malhas e elementos utilizados no modelo numérico. A malha dos conectores U foram optadas como sendo sempre a metade da espessura de sua alma, a fim de garantir dois elementos C3D8I ao longo desta. Para ensaios com formas de *steel deck*, as tensões de tração no bloco de concreto se mostraram consideráveis, se estendendo em faixas transversais de ponta a ponta. Visto isso, o bloco por inteiro foi adotado com uma malha refinada, a fim de melhor capturar qualquer efeito que possa ocorrer.

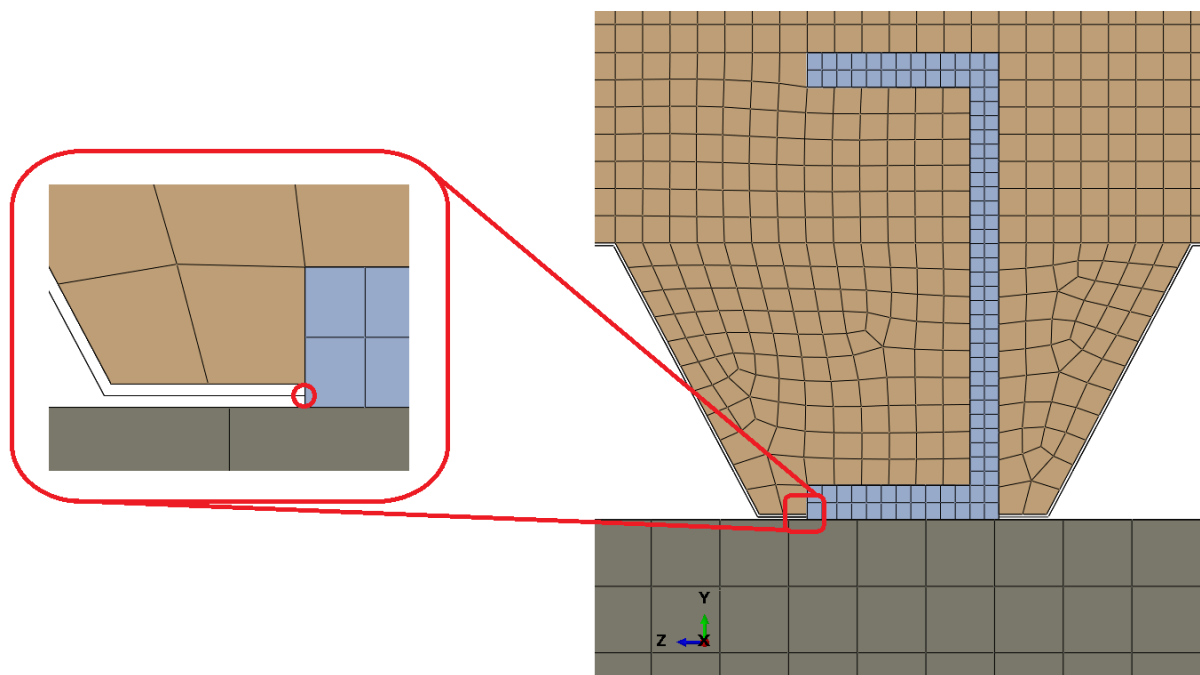
A grande quantidade de elementos finitos poderia ser um sério problema para análises realizadas no Abaqus/Standard. No entanto, o impacto não foi significativo para o Abaqus/Explicit, devido ao ajuste do modelo por meio do parâmetro de mass scaling e ao fato de o custo de uma análise explícita ser linear em relação ao número de elementos, como ilustrado anteriormente na Figura 5.6.

Figura 5.13: Malhas e elementos do modelo numérico

Fonte: Autor (2025)

5.5. INTERAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES

A partir da aplicação do procedimento de análise *dynamic, explicit*, todo o processo de identificação e captura de contatos é realizado automaticamente, através do método *general contact (explicit)*, sendo este especialmente eficaz em captura interações de contato aresta-com-superfície (*edge-to-surface*), visto que este ocorre entre o conector e a forma de *steel deck* (ver Figura 5.14), mas o contato *surface-to-surface* não é capaz de capturar.

Figura 5.14: Contato aresta-sólido entre a forma *steel deck* e o conector

Fonte: Autor (2025)

O contato normal entre as partes do modelo foi aplicado pelo método *hard contact*, que aplica uma resistência à penetração infinita entre as superfícies, assim que o contato é iniciado. Quanto ao contato tangencial, adotou-se um método sem atrito para todos os contatos, *Frictionless*, exceto o entre conector U e bloco de concreto, que recebeu um atrito de 0,40 por meio do método *Penalty*.

Essa configuração foi optada para obedecer a recomendação da norma EN 1994-1-1:2004, sobre engraxar todas as superfícies que não sejam referentes ao bloco de concreto e ao conector U.

O efeito da solda foi aplicado por meio da interação de restrição *tie*, entre a superfície inferior do conector e a mesa superior do perfil I. Contudo, mesmo que a restrição tenha se mostrado boa o suficiente, alguns casos mostraram que a existência de um modelo físico da solda era de suma importância para a melhor representação dos resultados esperados.

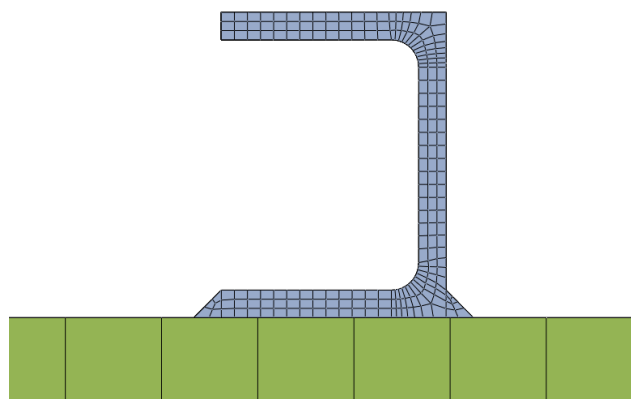
Por meio das validações, se observou que, para modelos de bloco maciço, principalmente para blocos maciços com concreto de alta resistência, a representação de uma solda física influenciou diretamente nos resultados, representam o contato entre bloco e conector U de forma muito mais eficaz do que sem solda. Dessa forma, para modelos de blocos maciços, a solda foi representada conforme ilustrado na Figura 5.15.

Essa importância se deve ao fato de que o bloco maciço, ao contrário do bloco com formas de steel deck, apresenta uma concentração de tensões muito maior na base do conector. Na ausência de uma solda, os elementos finitos localizados na base do conector ficam confinados, enquanto o restante do bloco é deslocado na direção do conector. Isso resulta em um contato excessivo entre esses elementos e a base do conector, uma vez que nenhum deles consegue se mover de acordo com o restante do modelo, o que pode levar a erros ou resultados imprecisos na análise.

A partir da concepção da solda no modelo numérica, os elementos do concreto adquirem a possibilidade de “ultrapassar” a frente da base do conector, aliviando os picos de tensões e representando um contato mais coerente. A prática da representação de soldas nos conector de perfis também foi executada por Tahmasbi et al. (2016) e Zhao et al. (2020).

Adicionalmente, a modelagem dos filetes internos dos conectores U se mostram bastante eficazes para a melhor representação de seu comportamento, para bloco de concreto de alta resistência. Na Figura 5.15 é apresentado o conector modelado para a validação do modelo de bloco de concreto UHPC reforçado com fibras, de Zhao et al. (2020).

Figura 5.15: Representação física da solda do conector U no modelo



Fonte: Autor (2025)

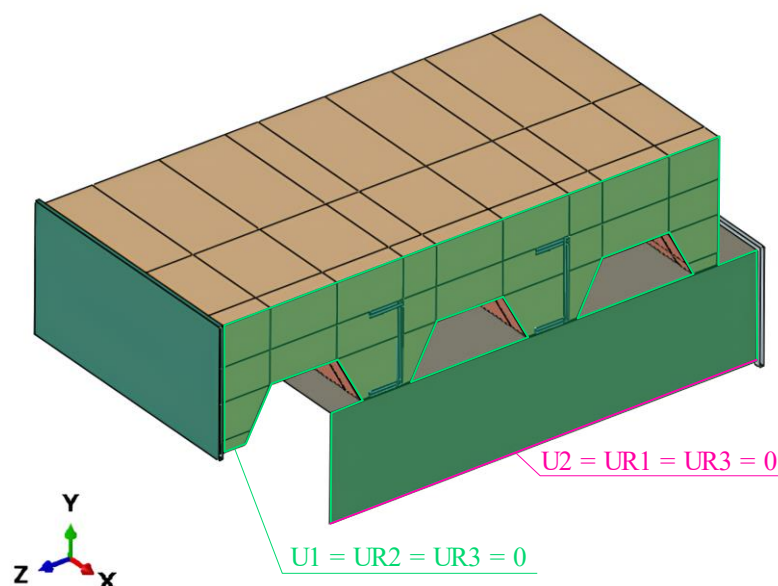
Quanto às armaduras, estas foram interagidas com o bloco de concreto através do método *embedded region*, que cria um vínculo de continuidade entre os objetos embebidos e aqueles que os contém.

5.6. CONDIÇÕES DE CONTORNO

O modelo numérico conta com quatro condições de contorno, sendo elas, duas condições de simetria, referente à dupla simetria do modelo, e as outras duas referentes ao atuador de carga sobre o perfil I e o apoio rígido sob o bloco de concreto.

As condições de simetria são como apresentadas na Figura 5.16.

Figura 5.16: Condições de simetria aplicadas no modelo numérico

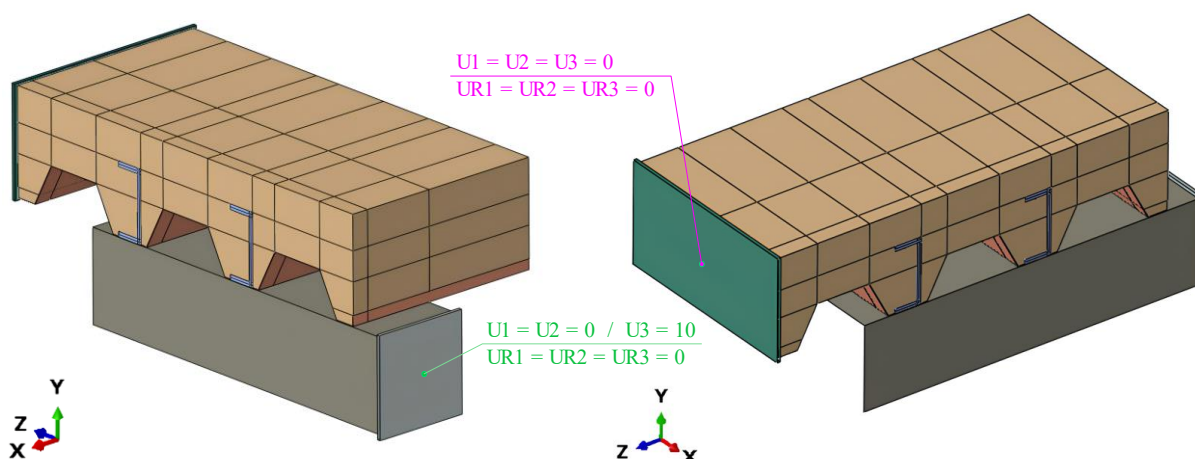


Fonte: Autor (2025)

As condições de suporte e aplicação de cargas foram replicadas no modelo numérico a partir de partes rígidas analíticas. Esse tipo de parte se refere a uma superfície oca e indeformável, que não necessita da aplicação de elementos finitos, fazendo-a ser uma solução eficaz para a representação de apoios rígidos e aplicadores de carga. Por não apresentarem nós, as partes rígidas funcionam a partir de um ponto de referência arbitrário.

A Figura 5.17 apresenta as condições de suporte e aplicação de cargas, aplicadas aos pontos de referência das partes analíticas. A aplicação de carga no sistema foi feita a partir do método de controle de deslocamentos, com um deslocamento padrão de 10 mm.

Figura 5.17: Condições de apoio e aplicação de carga



Fonte: Autor (2025)

5.7. VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico foi validado através dos resultados de três estudos experimentais. O primeiro estudo foi de Maleki e Bagheri (2008), que realizaram uma investigação experimental e numérica em blocos maciços pequenos, com concreto convencional e conectores U.

O segundo estudo, já mencionado anteriormente, foi o de Zhao et al. (2020), que também realizou um estudo experimental e numérico, acerca de ensaios de cisalhamento em blocos de concreto UHPC reforçados com fibras e conectores U.

Por fim, a última validação foi realizada com base nos resultados experimentais de testes de blocos de concreto convencional, com formas *steel deck* e conectores U, executados pelo Setor de Pesquisa e Desenvolvimento da ArcelorMittal Brasil. Os dados referentes a este estudo foram disponibilizados para uso deste trabalho.

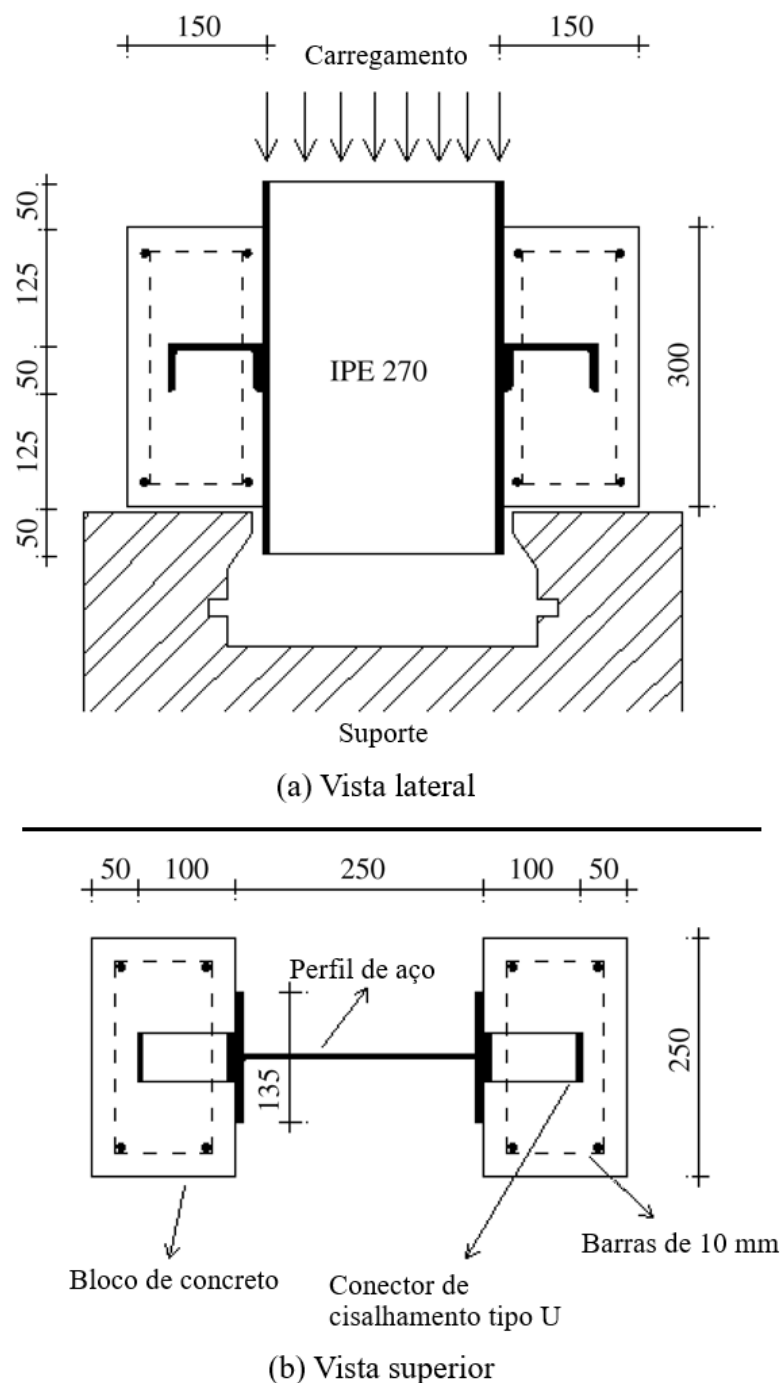
5.7.1. Modelo de Maleki e Bagheri (2008)

Maleki e Bagheri (2008) realizaram estudos voltados à melhor compreensão do comportamento de conectores U sob a ação de vários fatores. Os autores investigaram os efeitos da aplicação de concreto convencional armado, sem armação, assim como também, concretos reforçados com fibras poliméricas e concreto do tipo ECC, que do inglês significa, compósitos cimentícios engenheirados.

Para a validação do modelo numérico, foram escolhidos apenas os resultados de um dos ensaios com concreto convencional armado, mais especificamente, o modelo RC1-M, estudados pelos autores.

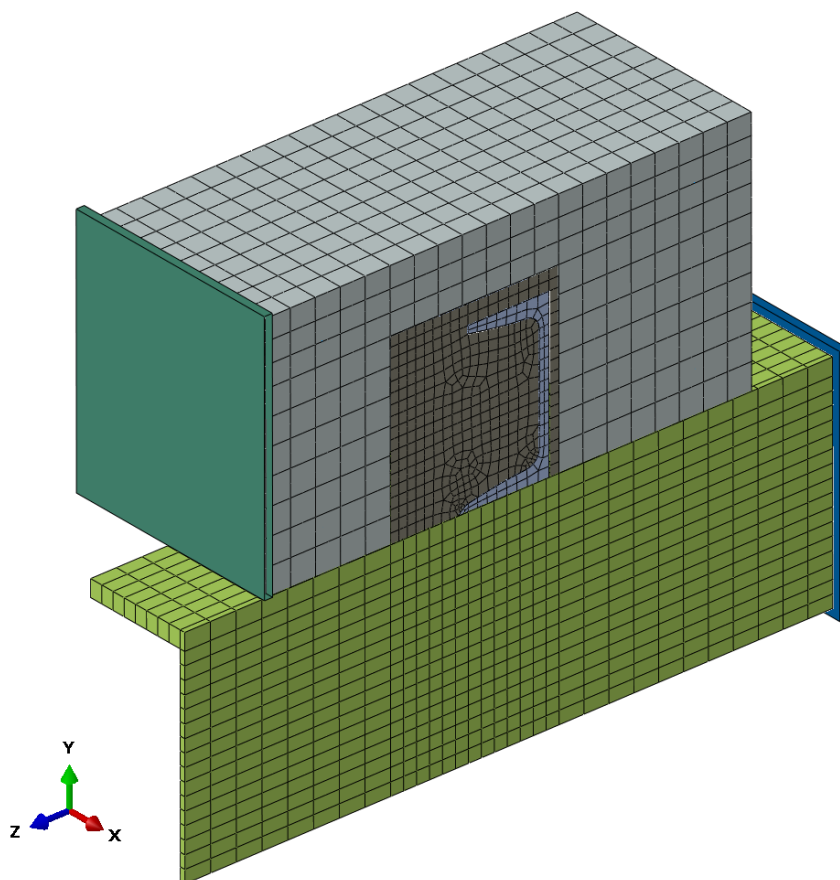
O modelo RC1-M se trata de um sistema com bloco de concreto com resistência média à compressão de 36,8 MPa, e conector de cisalhamento tipo U com comprimento de 50 mm. O dimensionamento geral da amostra é dada pela Figura 5.18. O modelo numérico desenvolvido para essa validação é o apresentado na Figura 5.19.

As condições de contorno deste modelo numérico são as mesma aplicadas no modelo final, ilustradas na Figura 5.16 e Figura 5.17. Contudo, existem diferenças entre este modelo e o modelo final apresentado nas seções anteriores.

Figura 5.18: Geometria das amostras de Maleki e Bagheri (2008) (dimensões em mm)

Fonte: Adaptado de Maleki e Bagheri (2008)

Antes da determinação do *dynamic, explicit*, o modelo numérico proposto foi baseado na análise *static, general*. Este modelo apresentou um excelente desempenho e conformidade para com os resultados de Maleki e Bagheri (2008), contudo ele veio a apresentar problemas de convergência para a validação com os resultados de Zhao et al. (2020), que veio a ser validado com sucesso após a implementação do procedimento *dynamic, explicit*.

Figura 5.19: Modelo numérico para a validação de Maleki e Bagheri (2008)

Fonte: Autor (2025)

Devido à eficácia apresentada por este procedimento, em comparação ao *static, general*, os modelos posteriores foram desenvolvidos com base na análise *dynamic, explicit*.

O modelo numérico validado para os resultados de Maleki e Bagheri (2008) apresenta as mesmas definições de materiais e condições de contorno do modelo numérico final. Contudo, por se tratar de um sistema com apenas um conector, as interações de contato puderam ser capturadas com eficiência pelo procedimento *static, general*. Neste modelo, utilizou-se o perfil I com elementos C3D8, com uma malha refinada o suficiente para garantir a eficiência do modelo.

Além disso, foi utilizado uma técnica que se mostrou bastante eficiente no processo de atribuição de malha, que é a concepção de um *pocket* de concreto ao redor do conector U. Diferente do restante do bloco de concreto, que recebe elementos C3D8, assim como o modelo numérico final, o *pocket* foi feito com elementos sólidos hexagonais quadráticos (C3D20).

Apesar se serem de grande custo, estes elementos foram os mais eficientes para a captura do comportamento esperado pelo ensaio experimental. Os elementos C3D20 também foram

aplicados ao conector U, permitindo o uso de elementos maiores sem a preocupação da ocorrência de *shear locking*. O *pocket* foi unido ao restante do bloco através da restrição *tie*.

Todas as interfaces de contato receberam o atrito de 0,15, a fim de simular o atrito residual de uma superfície engraxada. Este parâmetro se mostrou ser de alta importância, visto que o cisalhamento direto é um ensaio com correlação direta com o atrito entre superfícies.

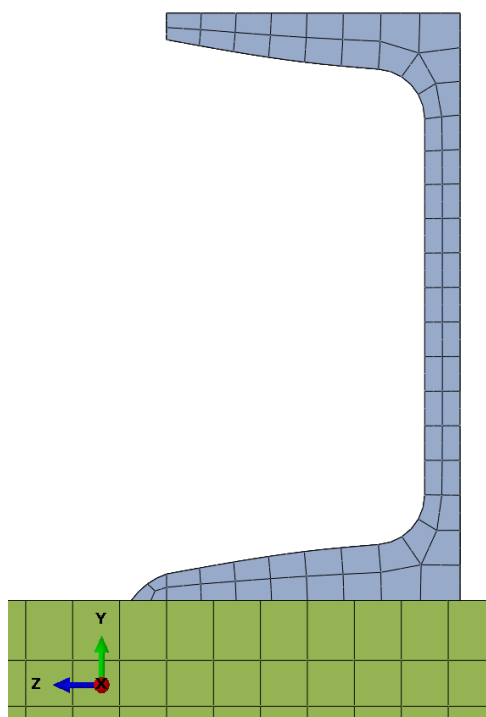
A superfície de contato entre bloco e perfil I não se mostrou ser muito influenciada pelo atrito, demonstrando influência apenas para valores altos, superiores a 0,60. O atrito entre a superfície de apoio e o bloco de concreto recebeu um coeficiente de 0,05. Ambos os valores de atrito foram determinados a partir de um estudo de sensibilidade.

Por se tratar de um sistema de escala muito menor do que o usual, a geometria do conector U passou a ter muito mais influência do que o esperado. Dessa forma, assim como a adoção de uma solda física, também foi feita a reprodução o mais fiel possível do conector U.

Em modelos de maior escala, a geometria detalhada do conector deixou de ser tão impactante, apesar da solda ainda se manter como um importante fator. A Figura 5.20 mostra o modelo utilizado para o conector U, baseado nas dimensões comerciais do conector UNP 100.

A geometria do conector foi detalhada a partir da aplicação de arcos circulares para os filetes e solda, e de curvas *spline* para a geometria interna das mesas.

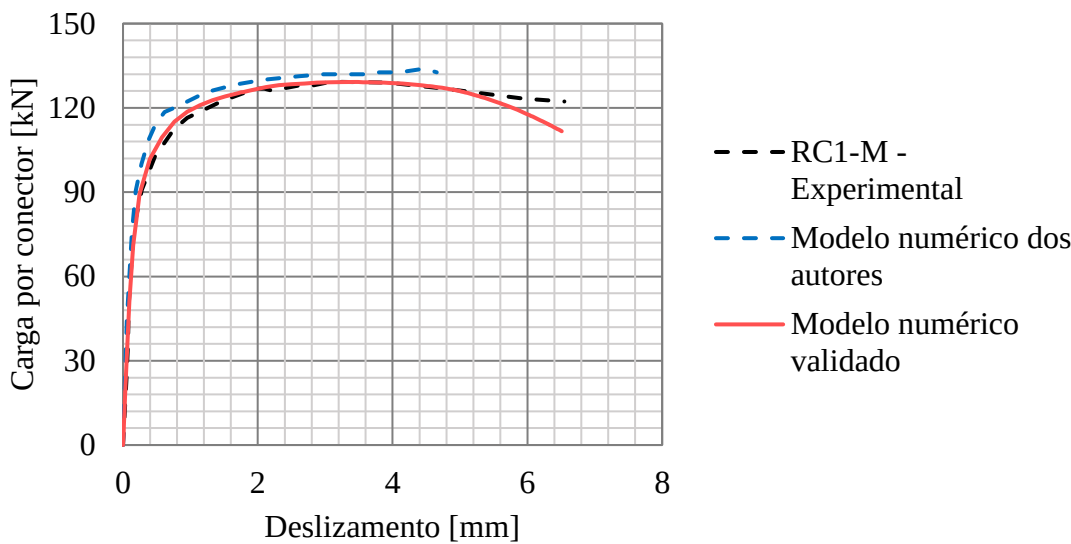
Figura 5.20: Modelo do conector U para a validação de Maleki e Bagheri (2008)



Fonte: Autor (2025)

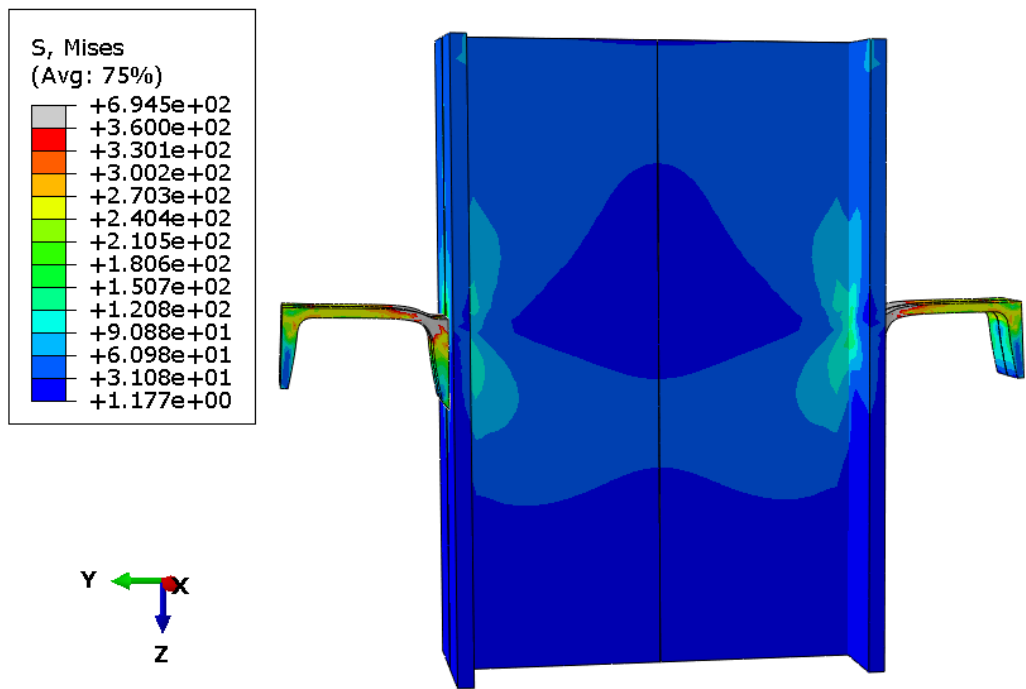
Dessa forma, a curva de carga por deslizamento resultou como mostrado na figura Figura 5.21, apresentando um desvio de 0,2% entre a carga de pico do experimental e numérico. A deformação final capturada no modelo numérico é mostrada na Figura 5.22.

Figura 5.21: Curva de carga por deslizamento entre o experimental de Maleki e Bagheri (2008) e o modelo numérico validado



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.22: Deformação obtida pelo modelo numérico para o ensaio de Maleki e Bagheri (2008)



Fonte: Autor (2025)

5.7.2. Modelo de Zhao et al. (2020)

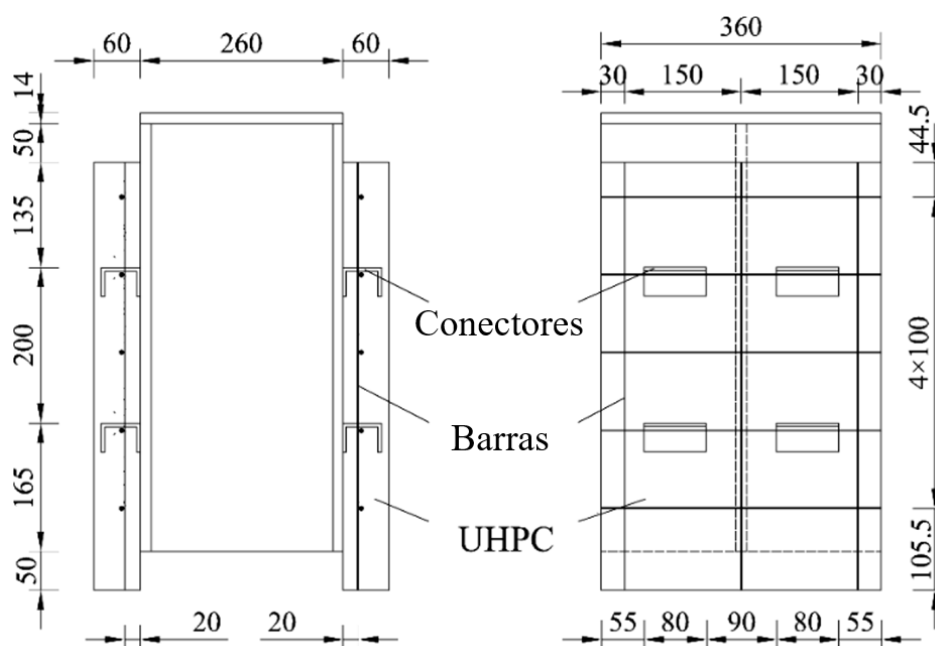
Zhao et al. (2020) estudaram a influência do concreto UHPC reforçado com fibras, na capacidade resistente de conectores U. Além disso, como lajes de UHPC tendem a ser projetadas com espessura menores que o padrão, os autores também seguiram essa ideia, fazendo bloco de concreto com espessuras de apenas 60 mm, e por consequência, com conectores curtos, com uma altura de 50 mm.

As dimensões gerais dos espécimes de Zhao et al. (2020) estão apresentadas na Figura 5.23 e Figura 5.24. Os autores trabalharam com dois grupos de três espécimes, sendo um sem e outro com armações. A validação do modelo numérico foi realizada a partir dos resultados experimentais dos espécimes com armação (grupo B).

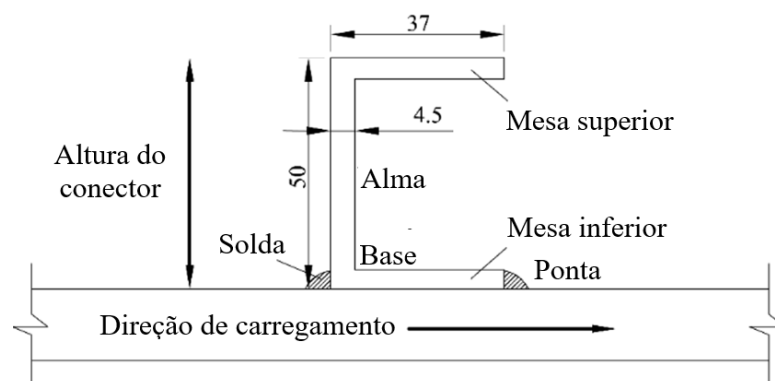
Assim como mencionado anteriormente, o modelo numérico validado para os resultados de Maleki e Bagheri (2008), não conseguiu representar de forma definida a curva de carga por deslizamento experimental de Zhao et al. (2020), apesar de ter sido bastante preciso até o ponto em que a análise foi interrompida por erros.

Após uma série de tentativas de adaptação, o solucionador Abaqus/Standard mostrou ter dificuldades em análises de certos casos e configurações, podendo até mesmo não ser aplicável a alguns dos modelos paramétricos.

Figura 5.23: Dimensionamento dos espécimes de Zhao et al. (2020) (dimensões em mm)

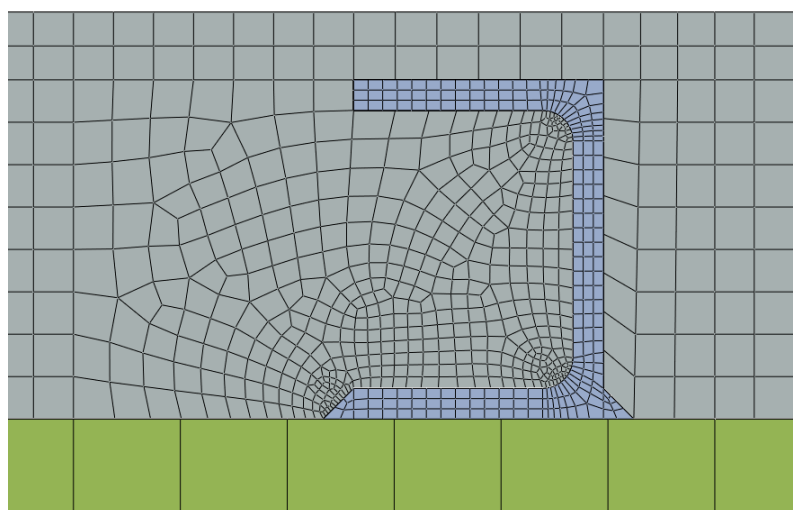


Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

Figura 5.24: Modos de falha dos conectores U, de Zhao et al. (2020)

Fonte: Adaptado de Zhao et al. (2020)

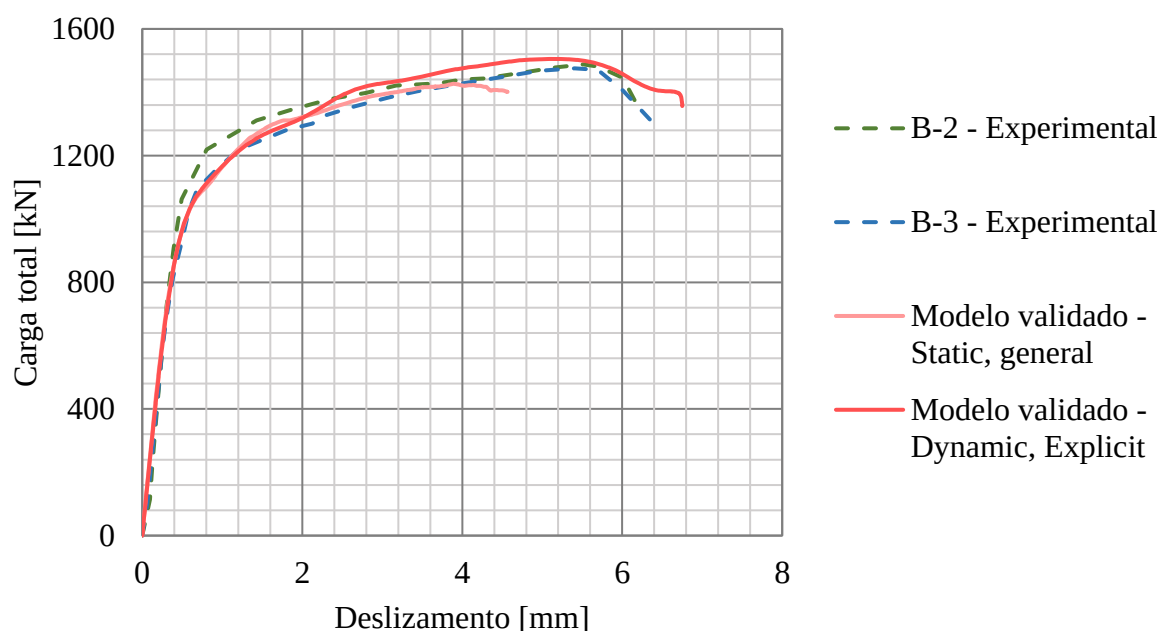
Dessa forma, optou-se por explorar a eficiência do procedimento *dynamic, explicit* para a solução do problema estrutural proposto. A grande maioria das configurações foram feitas conforme o modelo numérico final, com exceção apenas da modelagem da solda e filetes do conector, e um melhor refinamento de malha do bloco, em contato com o conector U, assim como mostrado na Figura 5.25.

Figura 5.25: Mudanças feitas para o modelo de Zhao et al. (2020)

Fonte: Autor (2025)

Os resultados da validação do modelo, tanto o com *dynamic, explicit*, quanto o com *static, general*, são apresentados na Figura 5.26. O desvio entre o resultado de carga de pico experimental e numérico foi de 6,2% para o modelo com *static, general*, e de 0,7% para o modelo com *dynamic, explicit*.

Figura 5.26: Curva de carga por deslizamento entre o experimental de Zhao et al. (2020) e os modelos numéricos validados



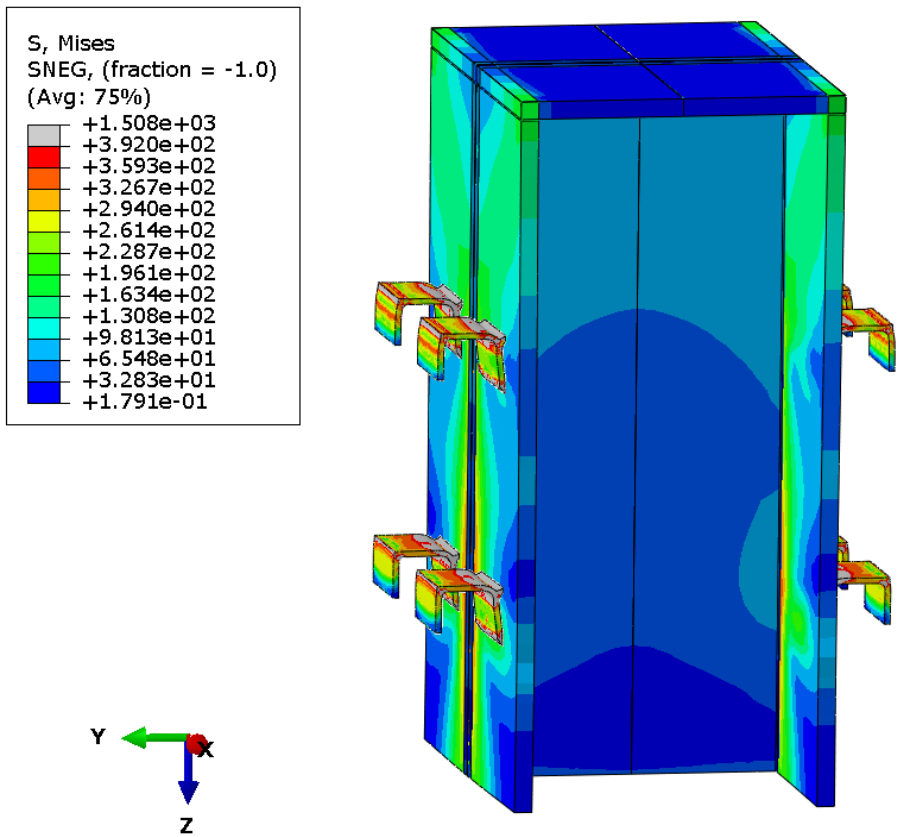
Fonte: Autor (2025)

O modo de deformação registrado na análise numérica é apresentado na Figura 5.27. Os autores registraram que o modo de falha foi por ruptura do conector. A mesma conclusão pode ser tirada para a análise numérica, visto que o conector ultrapassou consideravelmente a sua resistência à tração, de 392 MPa, próximo da conexão entre a alma e a base do conector. O perfil I foi modelado com elementos de chapa, a visualização apresentada é uma representação de sua espessura.

Um efeito interessante que ocorreu no modelo numérico para Zhao et al. (2020) é o empenamento da base do conector, exposto na Figura 5.28. Este fenômeno ocorreu, pois os autores realizaram a solda do conector apenas pela frente e por trás, com se observa na Figura 5.24.

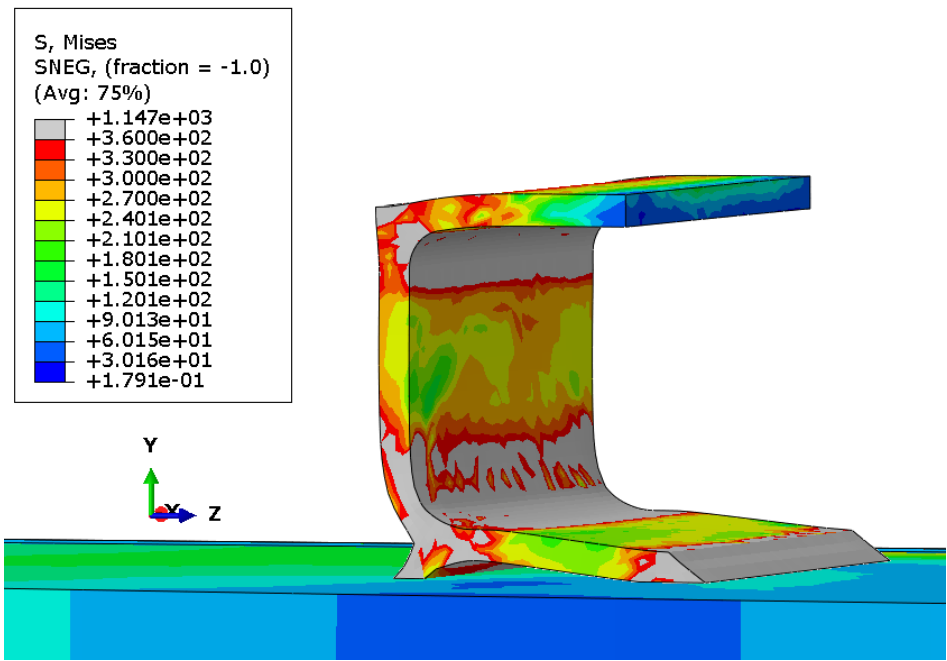
Assim como para o modelo de Maleki e Bagheri (2008), a determinação de parâmetros importantes, mas não informados, se deram pelo testes de sensibilidade.

Figura 5.27: Deformação obtida pelo modelo numérico para o ensaio de Zhao et al. (2020)



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.28: Efeito de empenamento nos conectores U do modelo numérico validado pelos resultados de Zhao et al. (2020)



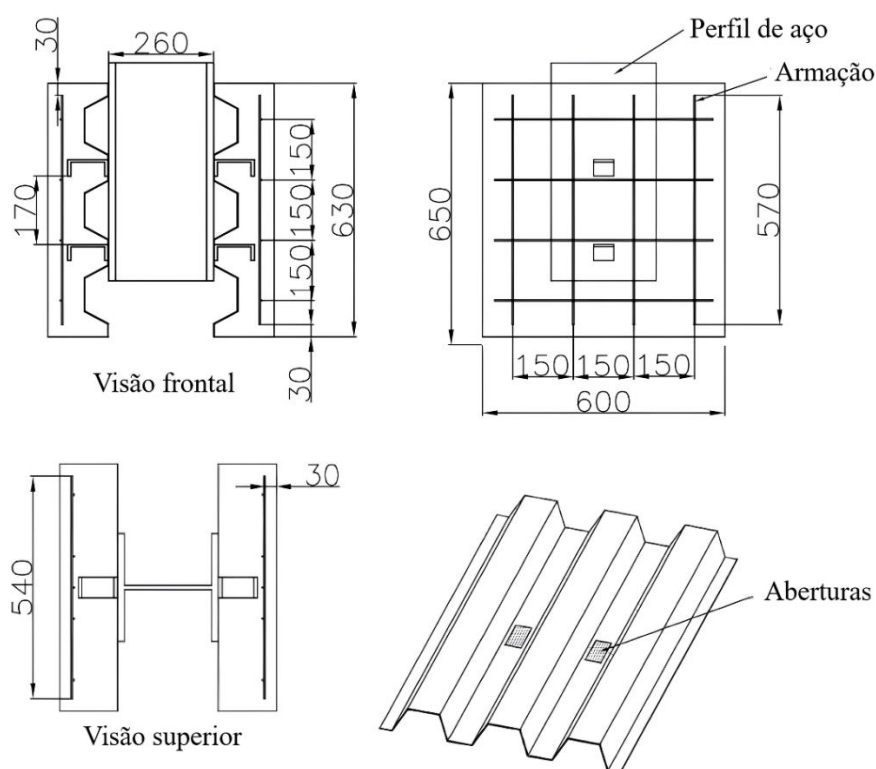
Fonte: Autor (2025)

5.7.3. Modelo desenvolvido pela ArcelorMittal

O Setor de Pesquisa e Desenvolvimento da ArcelorMittal Brasil desenvolveu ensaios experimentais a fim de averiguar o efeito de lajes com formas *steel deck* na capacidade de carga de conectores U. O programa experimental contou com espécimes com blocos maciço e com formas *steel deck*, de espessuras de 1,25 e 0,80 mm.

O dimensionamento dos espécimes foi feito com base nas recomendações da norma EN 1994-1-1:2004, assim como ilustrado na Figura 5.29, sendo estas as dimensões utilizadas como base para o modelo numérico final.

Figura 5.29: Dimensionamento dos espécimes ensaiados pela ArcelorMittal (dimensões em mm)



Fonte: ArcelorMittal Brasil

Apesar dos problemas de convergência encontrados no modelo *static, general* validado para o experimental de Zhao et al. (2020), o maior motivador da troca para o procedimento *dynamic, explicit* surgiu dos modelos com formas *steel deck*.

Quanto se tem um modelo numérico baseado na interação entre elementos sólidos e de chapa, a captura do contato entres esses elementos se torna algo desafiador, visto a grande diferença entre suas formulações. Contatos muito complexos são um grande problema para procedimentos que utilizam o Abaqus/Standard, pois os métodos de captura de contato neste

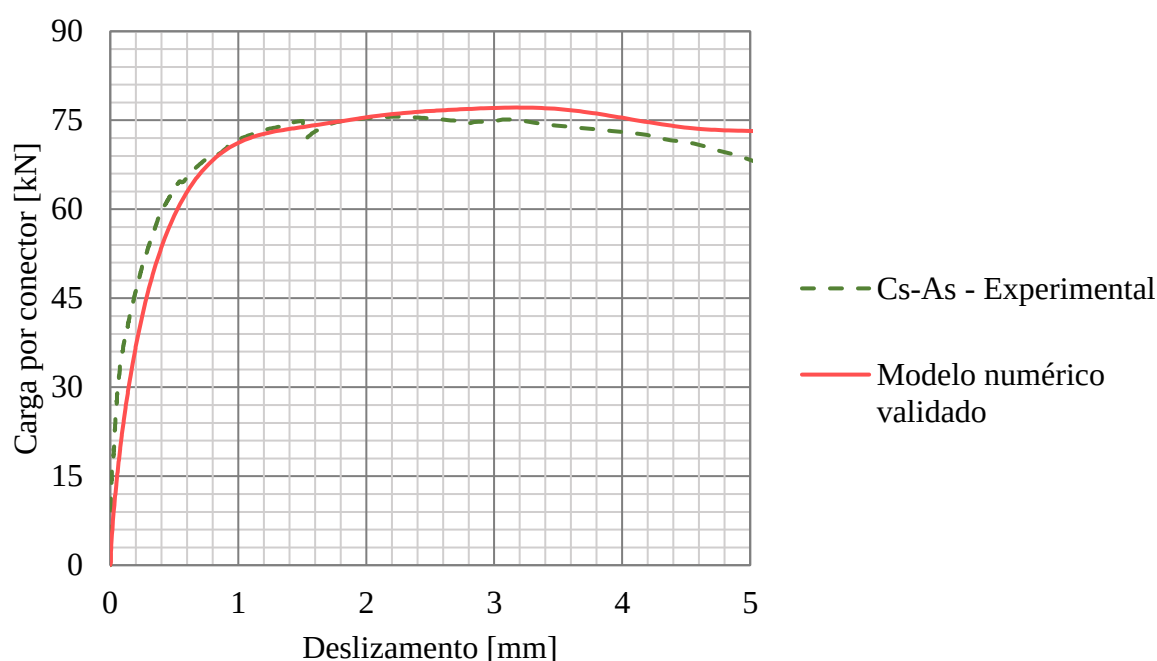
solucionador, tendem a ter mais limitações quanto à interação de elementos sólidos com de chapas, principalmente quando se trata de um contato de quina de chapa com um elemento sólido.

Por conta disso, o Abaqus/Explicit surge como uma solução para o problema de captura de contato entre a forma *steel deck* e os demais sólidos do modelo.

O modelo numérico foi validado para o espécime Cs-As, referente a um bloco com formas *steel deck* e conectores U, com duas barras de diâmetro de 12,5 mm como reforço, posicionadas em cima da base de cada conector. Diferente do modelo numérico final, aplicou-se um coeficiente de atrito global de 0,40 no modelo.

Os resultados da validação estão apresentados pela Figura 5.30. O desvio entre o valor de carga de pico previsto pelo numérico, com relação ao experimental, é de 2,0%.

Figura 5.30: Curva de carga por deslizamento entre o experimental desenvolvido pela ArcelorMittal e o modelo numérico validado

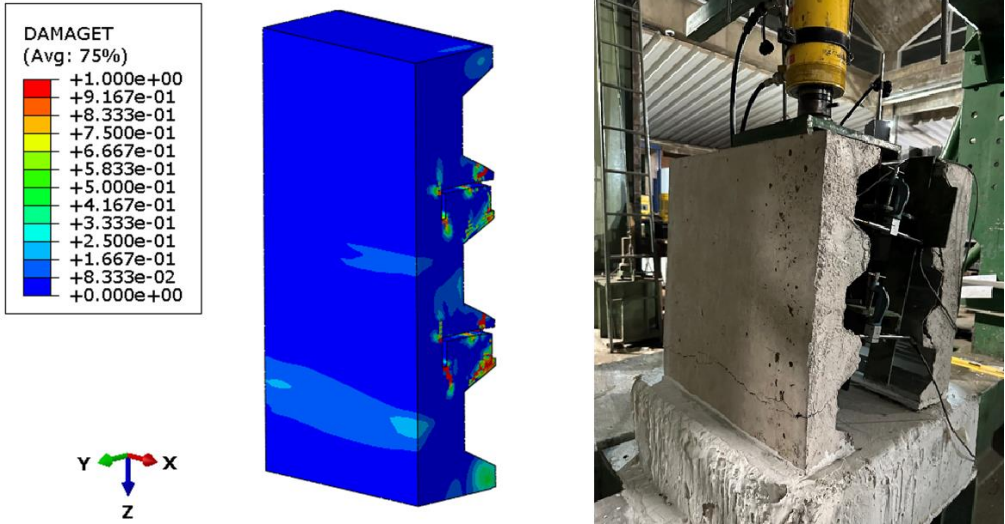


Fonte: Autor (2025)

Diferente dos modelos com blocos maciços, os blocos com formas *steel deck* apresentam um formato que proporciona o surgimento de grandes efeitos de tração, principalmente em regiões de menor seção transversal, assim como observado pela Figura 5.31a, que mostra o dano à tração sofrido pelo bloco de concreto. A Figura 5.31b mostra a imagem do espécime durante o ensaio de cisalhamento direto. É possível observar uma fissura

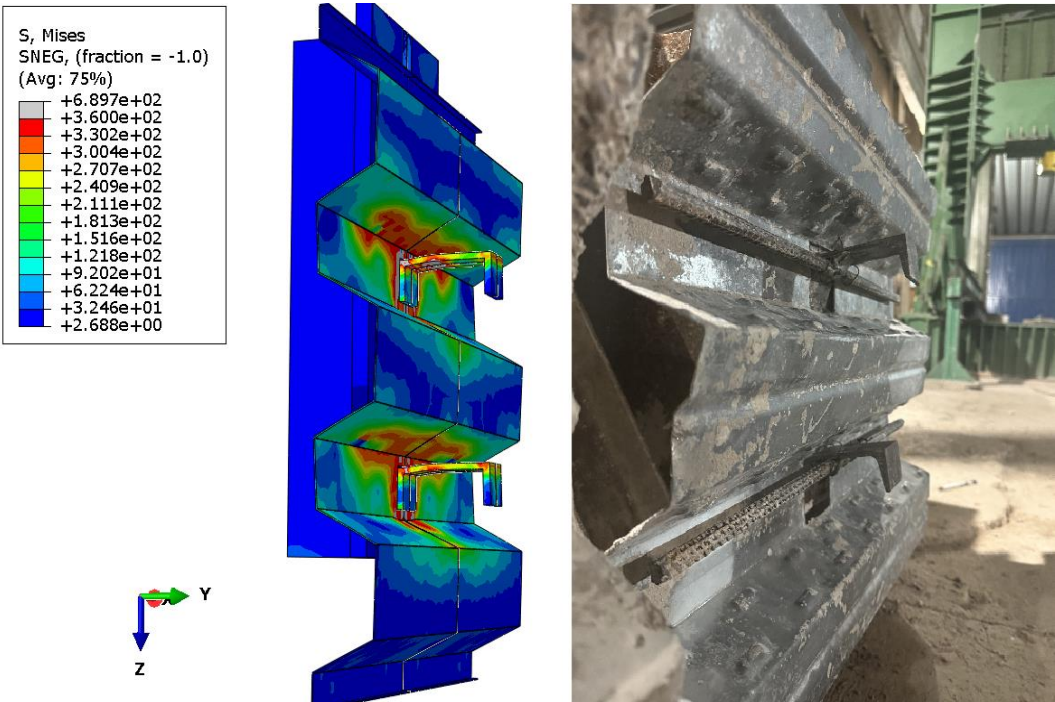
transversal ao longo do bloco, correspondendo à zona de dano à tração prevista no modelo numérico, comprovando a eficiência da análise. Na Figura 5.32 é feita uma comparação entre a deformação resultante nas peças metálicas, tanto no modelo numérico, quanto no experimental. A escala de tensões está com a resistência à tração do conector como máxima.

Figura 5.31: Comparação entre o bloco de concreto do resultado (a) numérico e do (b) experimental



Fonte: Autor (2025)

Figura 5.32: Comparação entre as peças metálicas do resultado (a) numérico e do (b) experimental



Fonte: Autor (2025)

5.7.4. Considerações finais

A partir das validações realizadas, foi possível observar que o modelo numérico sofre uma influência significativa de parâmetros, tais como a largura de solda, geometria do conector U, assim como do coeficiente de atrito entre materiais. Algo que também se mostrou bastante eficaz, foi a aplicação do procedimento *dynamic, explicit*, por ser melhor para a captura de interações de contato e para o cálculo dos materiais sob altas deformações.

Com base nestas observações, adotaram-se as características escolhidas para o modelo paramétrico final, conforme apresentadas nos itens anteriores deste capítulo, sendo eles, de maneira geral, o atrito entre bloco e conector de 0,40, enquanto o restante foi tomado como sem atrito, de modo a minimizar sua influência na análise entre o bloco e o conector.

Além disso, para modelos com blocos sólidos de concreto, sem *steel decking*, foi optada pela representação geométrica das linhas de solda frontal e traseira, com largura igual à espessura da mesa do conector, visto que foram aspectos importantes para a aferição do modelo numérico durante as validações envolvendo blocos sólidos.

5.8. PLANEJAMENTO DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Por meio do modelo numérico validado, foi realizada a extrapolação de resultados de ensaios de cisalhamento direto para conectores U, em blocos maciços ou com formas *steel deck*, com concretos normais ou concreto de alta resistência reforçado com fibras com agregados reciclados. Esse processo ocorre através de um estudo paramétrico separado em dois grupos de interesse:

- Grupo 1 – Blocos maciços ou com formas *steel deck*, em concretos normais;
- Grupo 2 – Blocos maciços ou com formas *steel deck*, com concreto de alta resistência com agregados reciclados e reforçado com fibras (CRARF);

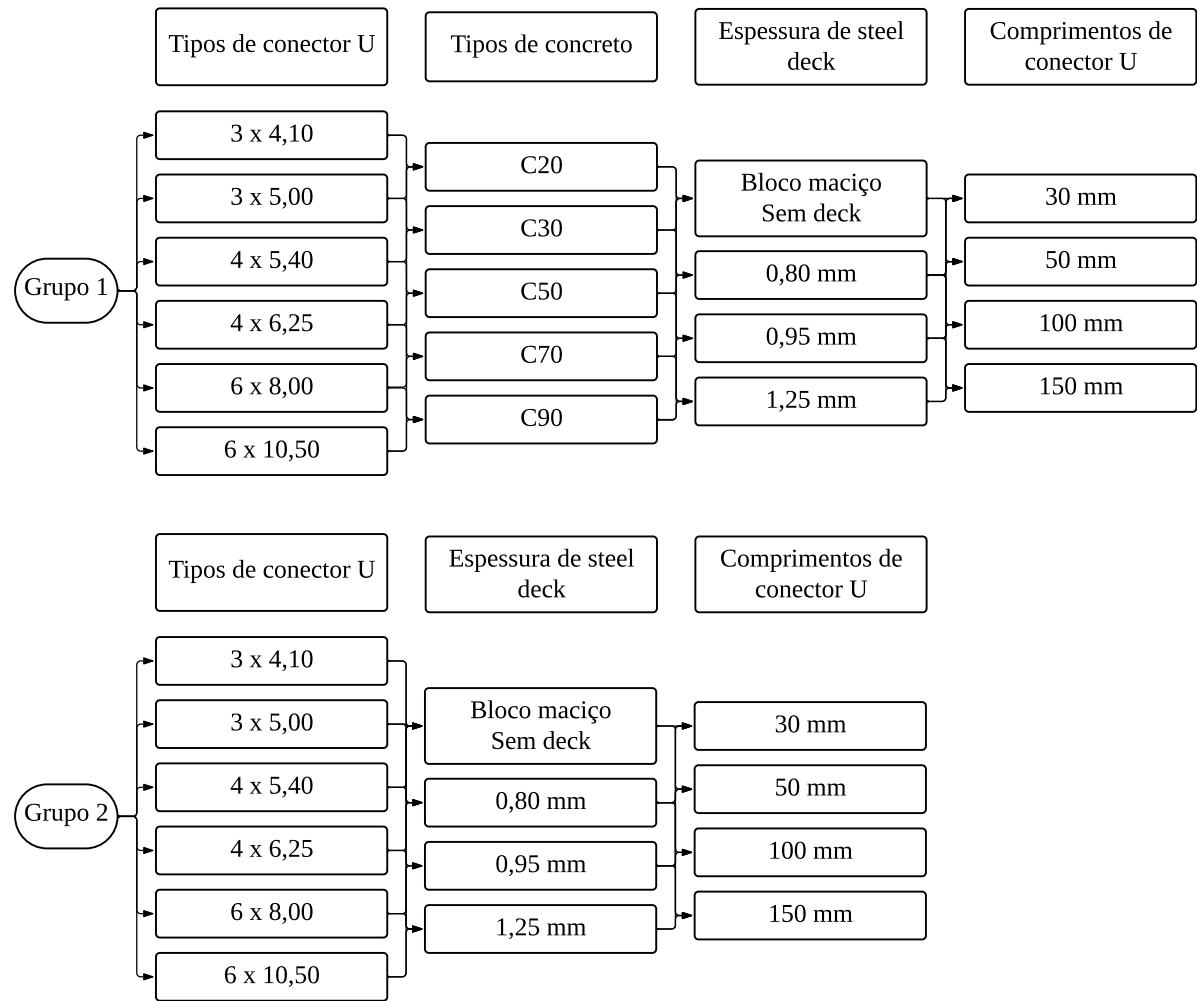
O CRARF foi separado em um segundo grupo paramétrico por conta de que este não apresentaria variação em valores de resistência à compressão, visto que as propriedades mecânicas aplicadas foram as determinadas experimentalmente, conforme discorrido no Capítulo 3.

A distribuição paramétrica para os grupos 1 e 2 é como apresentada na Figura 5.33. Os conectores U foram tomados com base nos perfis U disponibilizados comercialmente pela ArcelorMittal Brasil.

A altura da laje de concreto foi padronizada como sendo a altura do conector U, somada a uma espessura de 25 mm de concreto, acima do conector. Os seis conectores U escolhidos variam entre as alturas de 76,2 mm, 101,6 mm, 152,4 mm, resultando em lajes com altura arredondada de 100 mm, 125 mm e 175 mm, respectivamente. Dessa forma, a altura da laje não entra como parâmetro, visto que já está vinculada ao tipo de conector U.

Portanto, o estudo paramétrico se resume em uma investigação de 576 modelos numéricos, sendo 480 referentes ao grupo 1, e 96 referentes ao grupo 2.

Figura 5.33: Distribuição paramétrica para os grupos 1 e 2



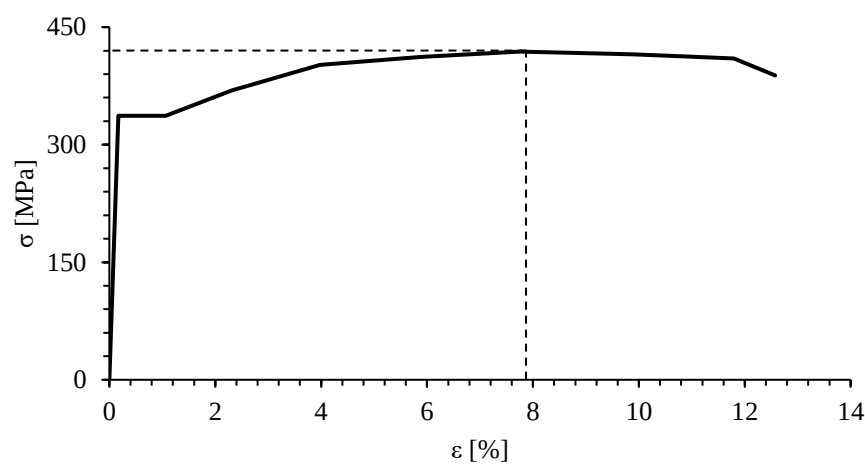
Fonte: Autor (2025)

A forma *steel deck* foi modelada conforme o modelo comercial Polydeck 59S, da ArcelorMittal, que emprega o aço galvanizado ZAR 280. Suas características mecânicas e sua curva de tensão por deformação foram determinados por ensaios de tração. As armaduras foram especificadas como CA50, com o perfil I com aço estimado com tensão de escoamento de 350 MPa, respectivamente, com modelos constitutivos baseados no modelo elastoplástico com

encruamento positivo, adotando uma elongação última de 10% e taxa de encruamento de 1% do módulo de elasticidade do material. Quanto ao aço do conector U, aplicou-se o aço NBR 7007 MR250 (ASTM A36), com modelo constitutivo determinado pelo método de Earls (1999).

As características mecânicas dos aços utilizados estão discretizados na Tabela 5.2. O modelo constitutivo do aço da forma *steel deck* é dado pela curva experimental exposta na Figura 5.34. Os tipos de conectores U escolhidos na Figura 5.33 estão melhor detalhados na Tabela 5.3, conforme o catálogo de perfis e barras da ArcelorMittal. As características mecânicas aplicadas para os concretos do grupo 1 são apresentadas pela Tabela 5.4, tomando como base as equações propostas pela EN 1992-1-1:2004.

Figura 5.34: Curva de tensão por deformação experimental do aço da forma *steel deck*



Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.2: Características mecânicas dos aços do modelo numérico

	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson (-)	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Elongamento último (-)
Steel deck	200	0,3	337	418,8	0,12575
Conector U	200	0,3	240	360	-
Perfil I	200	0,3	350	-	0,10
Armaduras	210	0,3	500	-	0,10

Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.3: Características geométricas dos conectores U

Designação	Altura de perfil (mm)	Largura de perfil (mm)	Espessura da alma (mm)	Massa linear (kg/m)
3 x 4,10	76,2	35,81	4,32	6,10
3 x 5,00	76,2	38,05	6,55	7,44
4 x 5,40	101,6	40,23	4,57	8,04
4 x 6,25	101,6	41,83	6,27	9,30
6 x 8,00	152,4	48,77	5,08	12,20
6 x 10,50	152,4	51,66	7,98	15,62

Fonte: Autor (2025)

Tabela 5.4: Características mecânicas dos concretos do grupo 1

Concreto	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	Resistência à tração (MPa)
C20	20	27085	1.57
C30	30	30589	2.36
C50	50	35654	3.62
C70	70	39441	4.41
C90	90	42530	4.88

Fonte: Autor (2025)

6. ESTUDO PARAMÉTRICO

6.1. MODOS DE FALHA

A partir dos resultados obtidos ao longo do estudo paramétrico, foram encontrados diversos modos de falha para os modelos numéricos. Os modos de falha foram agrupados em 7 tipos, sendo eles a ruptura do conector, o esmagamento do concreto, a ruptura por cone de cisalhamento e as fissurações transversais superior, inferior, dupla e generalizada da laje, assim como apresentados ao longo dos subitens 6.1.1 ao 6.1.4.

Na maioria dos casos, a capacidade de carregamento última foi atingida por dois, ou até três, modos de falha agindo em conjunto, onde um seria a causa principal enquanto os outros estariam na iminência de se desenvolverem. As relações dentre modelos numéricos e modos de falhas encontram-se tabeladas no Apêndice A. A siglas utilizadas nas tabelas seguem o padrão adotado ao longo dos subitens 6.1.1 ao 6.1.4, onde os modos de falha principal e secundários foram separados pelo símbolo >, respectivamente.

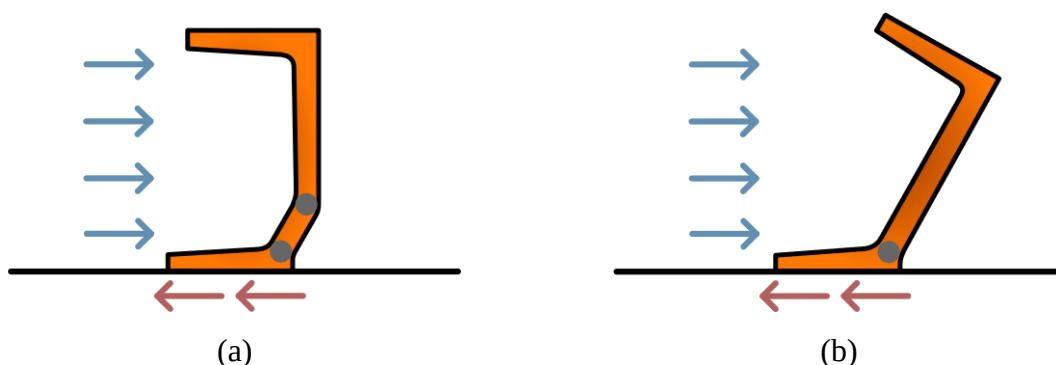
6.1.1. Ruptura do conector (RC)

A ruptura do conector (RC) é um modo de falha comumente observado para conectores de cisalhamento de forma geral, onde a característica principal é definida pelo arrancamento do conector com ruptura próxima à base deste, onde a tensão de cisalhamento estaria em seu valor máximo.

Os modos de falha encontrados para o conector U em especifico variaram entre dois tipos, sendo eles definidos por meio do número de rótulas plásticas formadas no conector durante o processo de carregamento. A Figura 6.1 apresenta uma representação de ambos os modos citados.

A ruptura do conector U ocorreu de forma majoritária entre os modelos numéricos sem *steel decking*, visto que o bloco de concreto sólido apresentou de forma geral uma grande rigidez. Com a utilização do *steel decking*, grande parte do volume de concreto foi suprimido, fazendo com que a distribuição de tensões à frente do conector se tornasse fragilizada e que o conector raramente fosse carregado o suficiente para apresentar a tendência de romper.

Figura 6.1: Modos de ruptura encontrados para o conector U: rótula plástica (a) dupla e (b) simples

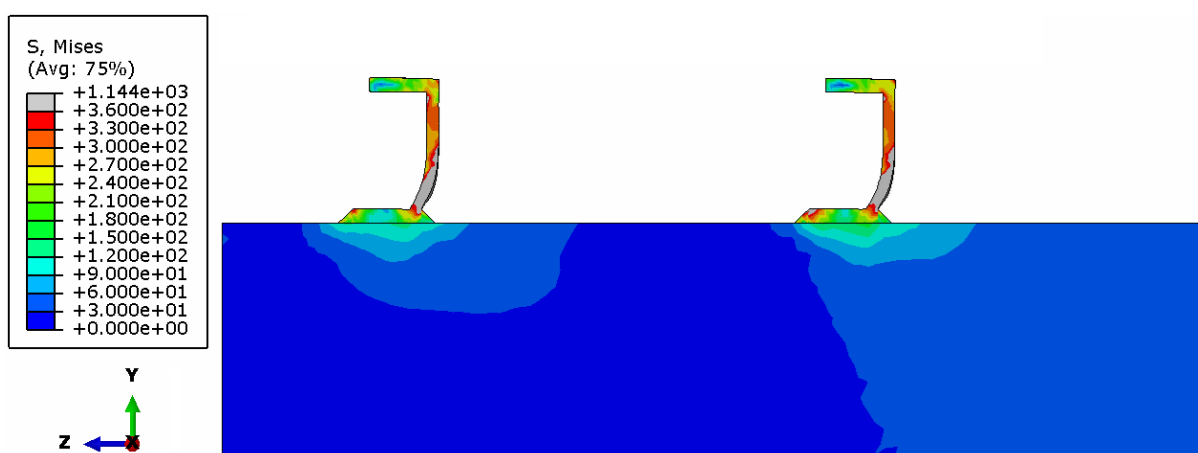


Fonte: Autor (2025)

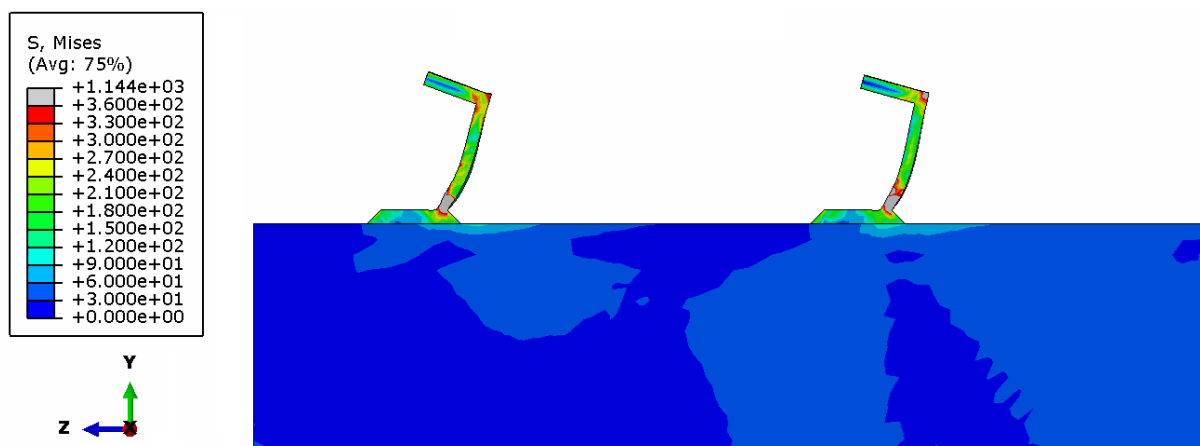
Dentre as duas variações do modo de ruptura do conector, a falha por rótula plástica dupla foi a mais comum para os conectores mais curtos, enquanto que a rótula simples ocorreu preferencialmente entre os conectores mais longos, assim como exemplificado pela Figura 6.2 e Figura 6.3.

O fato de a ruptura do conector variar de rótula dupla para simples com o aumento do comprimento pode ser explicado pela melhor distribuição de esforços que um conector longo apresentaria em comparação a um curto. De forma geral, o carregamento que atinge a base dos conectores de cisalhamento são decorrentes da tensão de compressão do concreto que faz contato com este. Portanto, ao aumentar a área de contato, a tensão transmitida através da interface de concreto à base do conector torna-se consideravelmente aliviada.

Figura 6.2: Ruptura do conector 3x5,00 de 30 mm



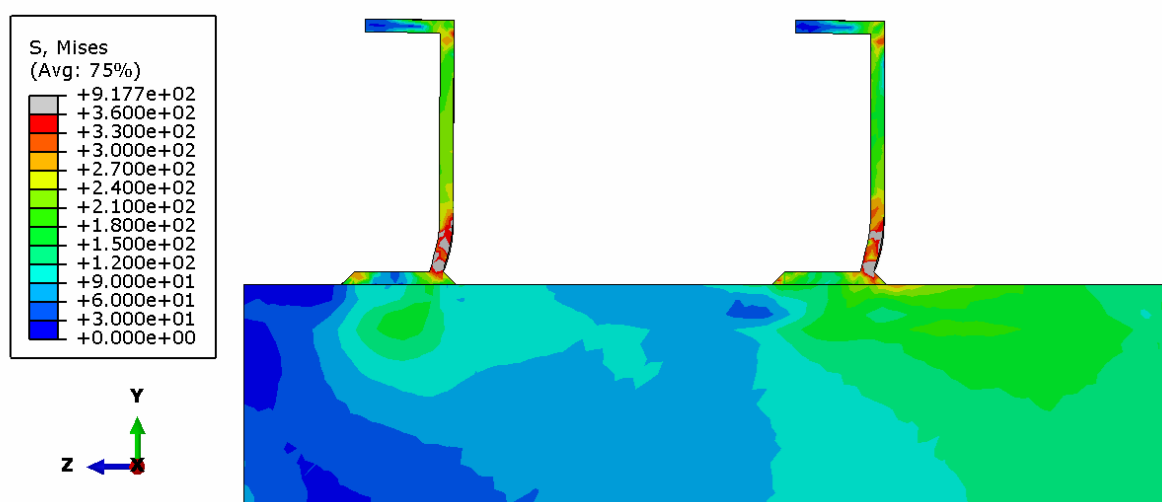
Fonte: Autor (2025)

Figura 6.3: Ruptura do conector 3x5,00 de 100 mm

Fonte: Autor (2025)

Uma evidência desse comportamento é dada pelo fato de que alguns dos modelos numéricos sem *steel decking* não apresentaram ruptura do conector U como modo principal de falha, mas sim a fissuração generalizada da laje, conforme melhor discutido no subitem 6.1.4.2.

Por outro lado, assim como o aumento do comprimento do conector se mostrou aliviar ou até mesmo evitar a ruptura deste, a altura do conector demonstrou o contrário, visto que os conectores mais altos apresentaram exclusivamente falha por ruptura do conector, sendo em sua maioria a falha por rótula dupla, até mesmo em comprimentos elevados, assim como mostrado pela Figura 6.4.

Figura 6.4: Ruptura do conector 6x10,50 de 150 mm

Fonte: Autor (2025)

Por fim, a ruptura do conector também foi observada em alguns modelos com *steel decking*, principalmente entre aqueles com conectores mais altos. Embora a altura dos

conectores contribua para uma maior absorção de esforços, a predominância da ruptura nesses modelos é, em grande parte, atribuída à proporção entre o bloco de concreto e o *steel deck*. Isso ocorre porque o bloco é mais alto do que o conector utilizado, enquanto o *steel deck* tem uma altura fixa. Dessa forma, o impacto geométrico e mecânico do *steel decking* foi consideravelmente reduzido, resultando em comportamentos semelhantes aos modelos sem *steel decking*.

6.1.2. Esmagamento do concreto (EC)

O esmagamento do concreto (EC) assim como a ruptura do conector, se mostrou majoritariamente concentrada como modo de falha dos modelos sem *steel decking*, mas também ocorrendo em alguns casos com *steel decking*, onde ambos os conectores e o concreto empregados eram mais resistentes.

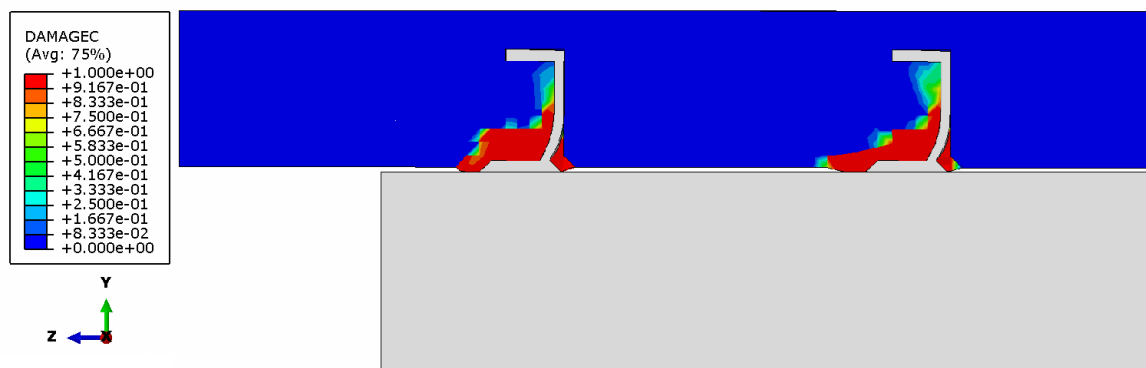
Contudo, o esmagamento do concreto não foi definido em nenhum modelo como a causa principal da falha. Em todos os casos de sua ocorrência, o esmagamento do concreto surgiu junto com a ruptura do conector como um efeito secundário.

Dentre as normas que recomendam modelos de cálculo para a capacidade de carregamento de conectores de cisalhamento, é comum de se notar a existência de duas equações para o conector pino com cabeça, sendo elas responsáveis por avaliar os dois modos de falha atrelados a este conector, sendo estes o esmagamento do concreto e a ruptura do pino.

Por outro lado, as normas que recomendam modelos de cálculo para conectores U, dentre as mais conhecidas, apresentadas no Capítulo 4, recomendam apenas uma equação, onde apenas o concreto é tomado como parâmetro de material. Levando em consideração que as equações propostas por estas normas foram definidas por ensaios experimentais, e dados os resultados obtidos através do presente estudo paramétrico, pôde-se observar que no caso do conector U, a ruptura do conector e esmagamento do concreto tendem a agir como fenômenos correlacionados, onde uma diferença notável entre eles seria observada apenas em conectores U com aços de maior resistência.

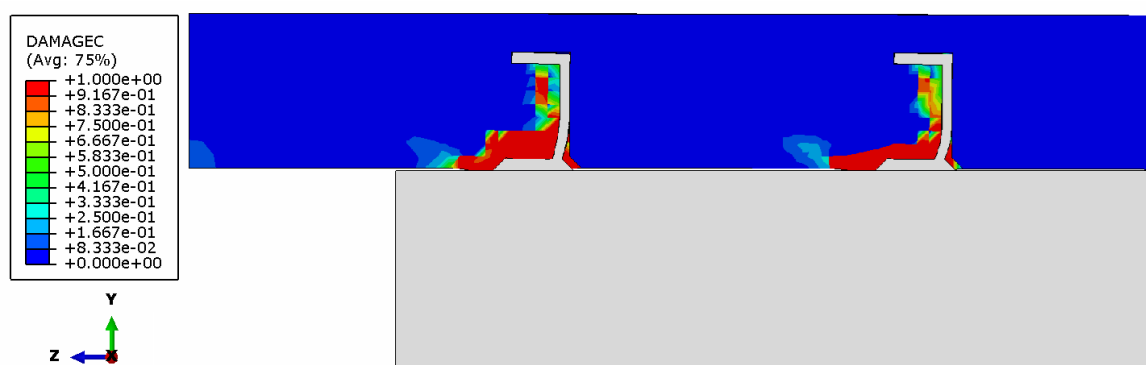
Como exemplo desse comportamento, as Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7 apresentam o esmagamento do concreto para os mesmos modelos mostrados anteriormente, nas Figura 6.2, Figura 6.3 e Figura 6.4, onde o modo de falha principal foi a ruptura do conector.

Figura 6.5: Esmagamento do concreto no conector 3x5,00 de 30 mm



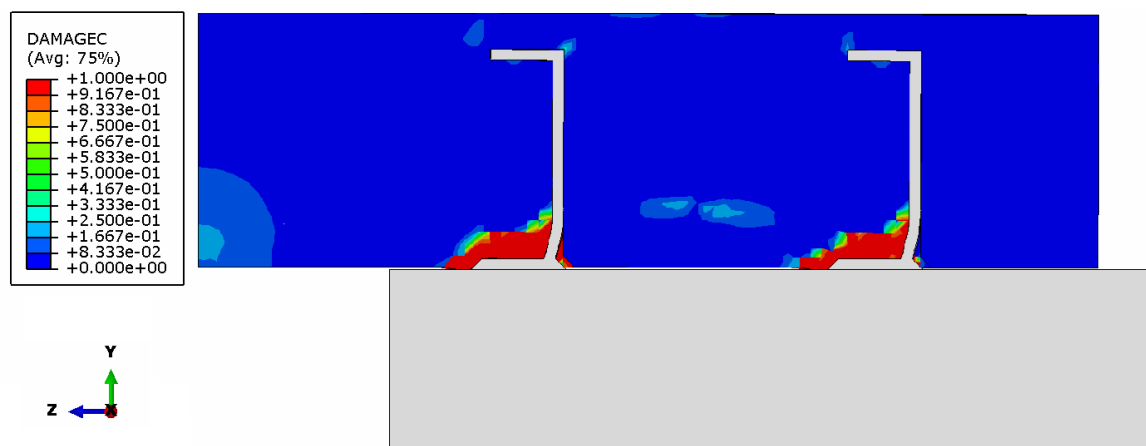
Fonte: Autor (2025)

Figura 6.6: Esmagamento do concreto no conector 3x5,00 de 100 mm



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.7: Esmagamento do concreto no conector 6x10,50 de 150 mm



Fonte: Autor (2025)

6.1.3. Ruptura por cone de cisalhamento (RCC)

A ruptura por cone de cisalhamento (RCC) é um modo de falha ocorrente exclusivamente para modelos com *steel decking*. Previamente observado nos ensaios

experimentais conduzidos pela ArcelorMittal Brasil, assim como por Odenbreit e Nellinger (2017), este modo de falha é caracterizado por uma ruptura ao longo do bloco de concreto no formato de um cone, tomando o conector U como foco de abertura, um fenômeno semelhante à falha por punção apresentada em lajes de concreto armado e protendido próximo à pilares. Um caso de falha por ruptura do cone de cisalhamento é apresentado pela Figura 6.8.

Figura 6.8: Ruptura por cone de cisalhamento em blocos com *steel decking*

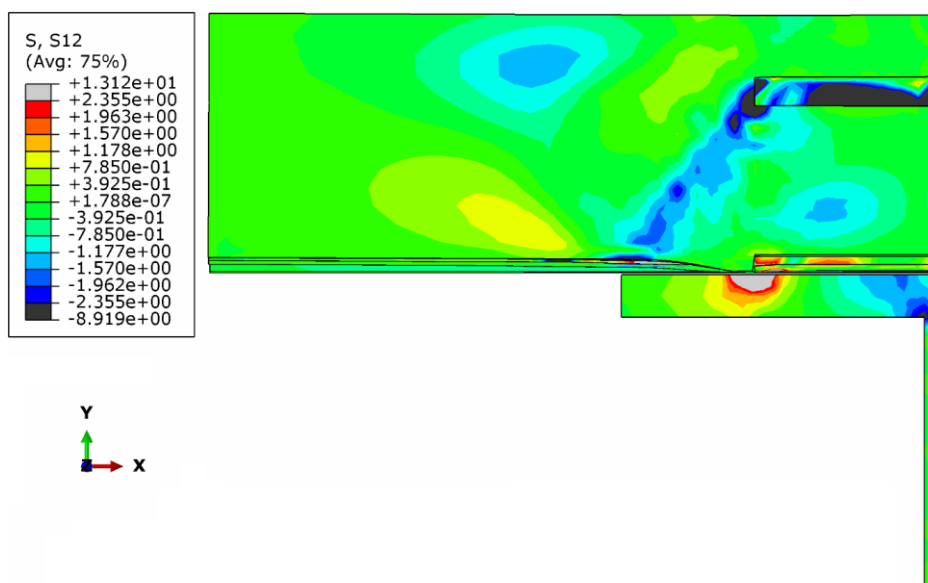


Fonte: ArcelorMittal Brasil

Por conta de ser uma ruptura resultante de tensões de cisalhamento, sua ocorrência nos modelos numéricos não pode ser diretamente capturada por uma variável exclusiva, ao contrário da ruptura do conector e esmagamento do concreto apresentados anteriormente, onde suas ocorrências são facilmente detectadas por meio do critério de falha de von Mises e pelo dano à compressão do concreto, respectivamente.

A ruptura do cone de cisalhamento, por falta de um indicador apropriado, foi avaliada de forma indireta a partir das componentes de tensão no concreto, mais especificamente as componentes S_{12} e S_{23} , representando as tensões de cisalhamento nos planos XY e YZ, respectivamente. Como não se têm claras definições para a resistência ao cisalhamento do concreto, apenas aproximações com base em esforços cortantes, foi aplicado o valor da resistência à tração do concreto como limite de intervalo para visualização das tensões. A Figura 6.9 apresenta um exemplo de visualização do cone de cisalhamento.

Figura 6.9: Exemplo da visualização adotado para identificação de falha por ruptura por cone de cisalhamento

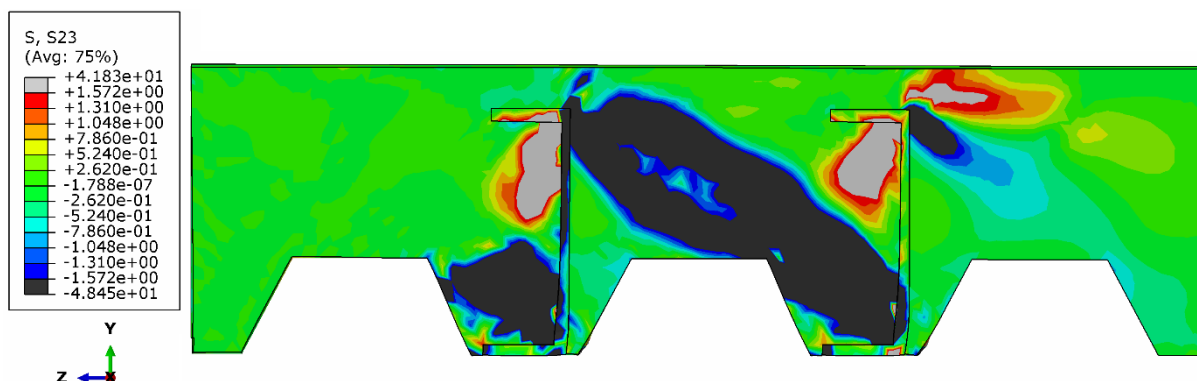


Fonte: Autor (2025)

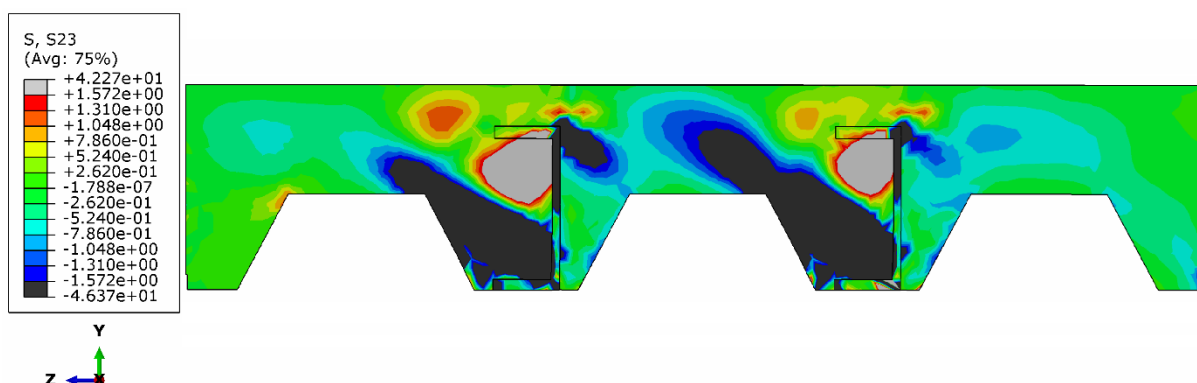
A ruptura por cone de cisalhamento foi encontrado majoritariamente entre modelos com concretos de menor resistência, tais como C20 e C30. Para os concretos de maior resistência, ainda foram encontradas instâncias deste modo de falha, contudo de maneira menos recorrente e em grande parte, como efeito secundário.

Por outro lado, a ruptura por cone de cisalhamento se mostrou acontecer também para conectores mais altos. Nota-se pela Figura 6.8, que no sentido longitudinal do bloco, o cone se estende até o ponto mais próximo entre o topo do conector e a alma do *steel deck*. Contudo, para conectores altos, os resultados mostraram uma tendência de o cone de cisalhamento se estender do topo do conector frontal à base do conector traseiro, assim como apresentado na Figura 6.10.

O porquê deste comportamento pode ser melhor compreendido ao se observar como ocorre o desenvolvimento do cisalhamento para conectores menores, assim como ilustrado pela Figura 6.11. Tomando ambos os casos, é possível observar que a tendência do cisalhamento formar entre os conectores ocorre até mesmo nos conectores menores. Contudo, o desenvolvimento é barrado pela alma do *steel deck*, causando o formato observado na Figura 6.8.

Figura 6.10: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 6x8,00

Fonte: Autor (2025)

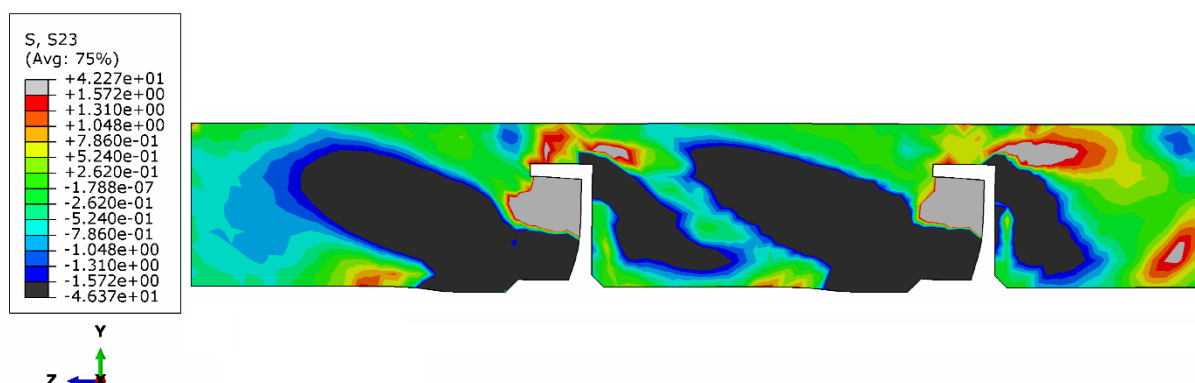
Figura 6.11: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 4x5,40

Fonte: Autor (2025)

Além disso, é possível notar que para ambos os conectores nas Figura 6.10 e Figura 6.11, apenas a diagonal de cisalhamento após o conector se mostra em desenvolvimento, podendo-se concluir que o cone de cisalhamento tende a se iniciar por trás do conector, eventualmente se formando aos arredores do conector, resultando por fim, no formato cônico observado pelo experimental.

Contudo, assim como exposto pela Figura 6.12, muitos dos modelos sem *steel decking* também apresentaram um desenvolvimento semelhante aos observados até então. Tendo isso por base, é possível supor que a formação do cone de cisalhamento não é um fenômeno exclusivo ao uso de *steel decking*, contudo a utilização do *deck* fragiliza o bloco de concreto o suficiente para que venha a se formar uma ruptura através desse cone. Neste sentido, blocos sem *steel decking* não apresentariam este tipo de ruptura pois esta ocorreria apenas a níveis de carregamento superiores aos que o próprio conector e/ou as zonas de compressão do concreto poderiam suportar.

Figura 6.12: Desenvolvimento do cone de cisalhamento entre conectores 3x5,00 em bloco sem *steel decking*



Fonte: Autor (2025)

Tendo em vista as limitações em se observar este fenômeno por modelos numéricos, as hipóteses levantadas sobre seu surgimento em blocos sem *steel decking* seriam apenas confirmadas a partir de ensaios experimentais ou por modelos numéricos com formulações específicas para dano ao cisalhamento.

Por fim, os resultados demonstraram que a ruptura por cone de cisalhamento também foi um dos principais modos de falha ocorridos nos modelos com CRARF, exceto pelos modelos com conectores 6x8,00 e 6x10,50, cujas falhas foram voltadas à ruptura do conector.

Apesar do CRARF não ter uma base direta de comparação no estudo paramétrico, sua resistência à compressão é próxima o suficiente do concreto C70 para que este possa ser usado como referência. Levando em consideração que os modelos com C70 apresentaram, em maioria, falhas por fissuração da laje para os mesmos modelos os quais falharam por cone de cisalhamento para o CRARF, é possível concluir que as fibras contiveram a fissuração da laje com grande eficácia, fazendo com que o cone de cisalhamento passasse a ser o modo de falha mais provável.

6.1.4. Fissuração da laje

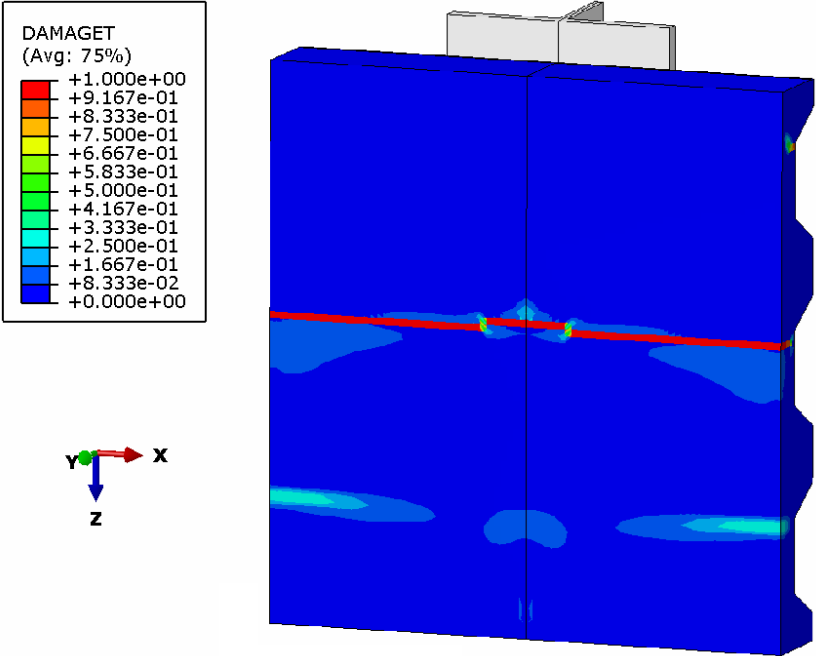
6.1.4.1. Fissuração transversal da laje (FTSL, FTIL ou FTDL)

Ao longo dos modelos numéricos analisados, foi possível observar vários tipos de fissurações na laje de concreto, sendo muitas vezes apenas um efeito secundário, mas em alguns casos sendo o modo de falha principal encontrado. Dentre as fissurações transversais encontradas, destacam-se três tipos:

- Fissuração transversal superior da laje (FTSL), ilustrada pela Figura 6.13;

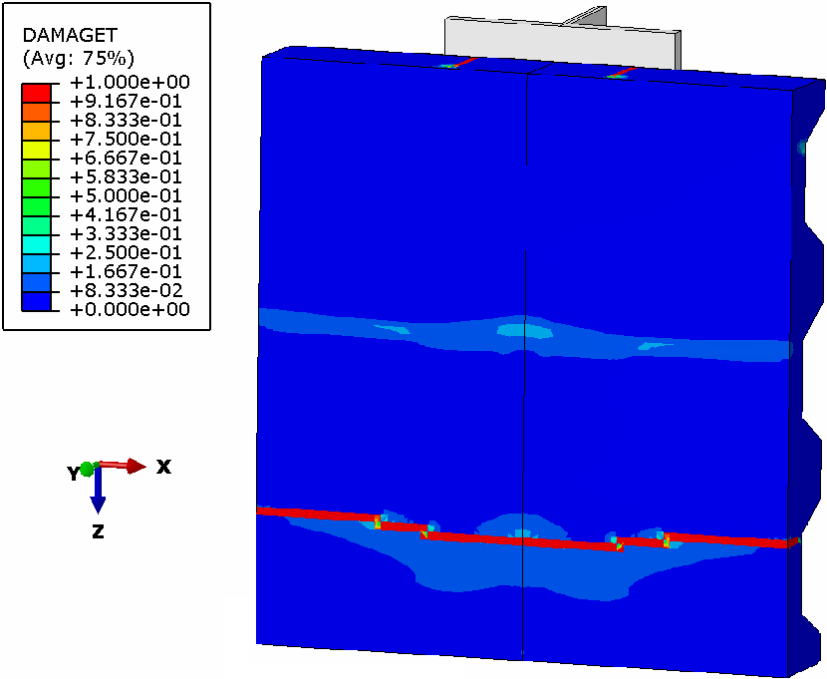
- Fissuração transversal inferior da laje (FTIL), ilustrada pela Figura 6.14;
- Fissuração transversal dupla da laje (FTDL), ilustrada pela Figura 6.15.

Figura 6.13: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal superior da laje

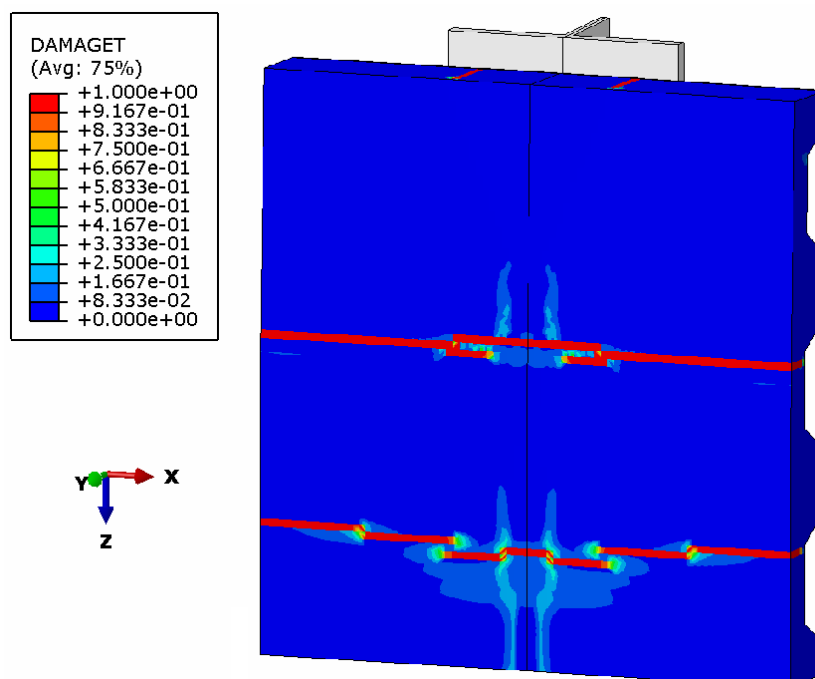


Fonte: Autor (2025)

Figura 6.14: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal inferior da laje



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.15: Exemplo de modo de falha por fissuração transversal dupla da laje

Fonte: Autor (2025)

A fissuração transversal da laje, de modo geral, foi o principal modo de falha para os modelos com concretos acima de C50, com exceção apenas dos modelos com conectores 6x8,00 e 6x10,50, que apresentaram majoritariamente falha por ruptura do conector.

Dentre os três modos de fissuração transversal da laje observados, a falha por FTSL se mostrou a mais recorrente. A falha por FTIL foi consideravelmente menos ocorrente que a FTSL, se desenvolvendo quase que exclusivamente em modelos com conector 3x4,10. Sendo ainda mais rara que as demais, a falha por FTDL foi encontrada em apenas 5 modelos, sendo que em 2 ela apareceu como modo de falha secundário. Tendo em vista a baixa variação entre os três modos, não foi possível se obter dados o suficiente para se melhor compreender os motivadores para o surgimento das falhas FTIL e FTDL.

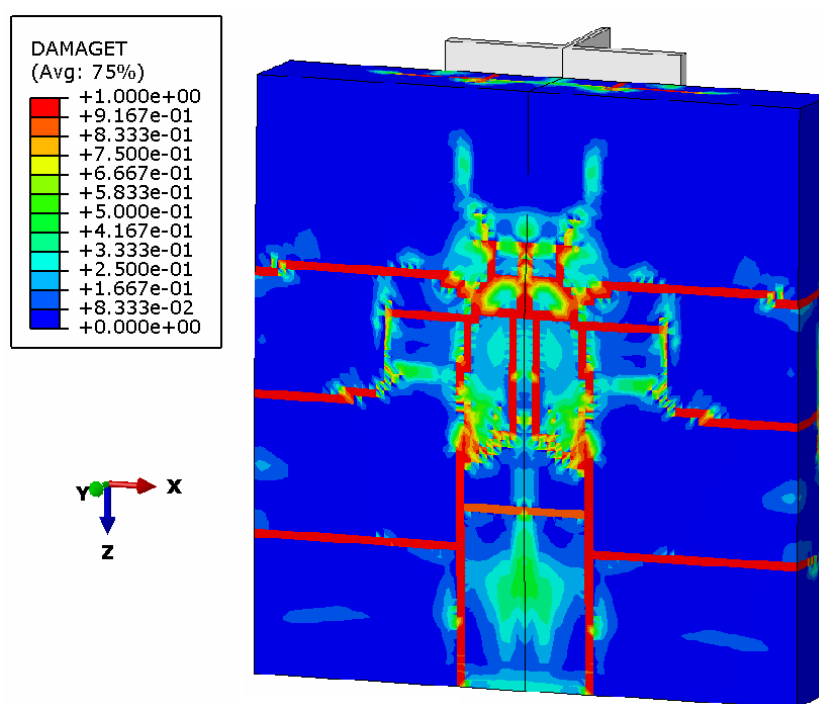
Quanto à fissuração transversal de modo geral, o fato de ela ter ocorrido principalmente em concretos mais resistentes pode ser compreendido pelas características destes concretos de apresentarem rupturas repentinas. Dessa forma, apesar dos concretos C50 e superiores serem possuírem uma elevada resistência, o fato de serem mais rígidos também os tornam mais propenso à ruína por conta de pequenos deslocamentos, ao contrário dos concretos de menor resistência que costumam ser mais maleáveis e suaves quanto ao deslocamento e formação de fissuras.

Por outro lado, o motivo da fissuração transversal da laje não ter ocorrido para conectores altos se deve ao fato de o modo de falha registrado para esses casos foram o de ruptura do conector, conforme citado anteriormente no subitem 6.1.1.

6.1.4.2. Fissuração generalizada da laje (FGL)

A fissuração generalizada da laje (FGL) foi um modo de ruptura encontrado majoritariamente entre os modelos sem *steel decking*, para os comprimentos de conector de 100 mm e 150 mm, com algumas ocasiões em conectores com 50 mm. Na grande maioria dos casos, a FGL ocorreu como um modo de falha secundário, sendo o modo de falha principal apenas em concretos de maior resistência e em conectores curtos com 150 mm de comprimento. A Figura 6.16 ilustra o modo de falha por FGL.

Figura 6.16: Exemplo de modo de falha por fissuração generalizada da laje



Fonte: Autor (2025)

Este modo de falha é diretamente ligado à ruptura do conector por rótula plástica simples, como mencionado anteriormente no subitem 6.1.1. Devido à rotação da alma e mesa superior do conector, motivado pelo carregamento sobre a única rótula plástica formada no conector, para permitir o seu giro, o conector passa a empurrar o concreto de dentro para fora. Portanto, a FGL é um fenômeno causado pela expansão da laje de concreto, causando uma

fissuração geral sobre a laje, tendo como foco principal as áreas logo acima dos conectores, como se observou na Figura 6.16.

Na maioria dos casos, antes de chegar ao ponto de falha, o próprio conector já haveria rompido. Contudo, nos casos citados anteriormente, a FGL se desenvolveu enquanto o conector ainda se apresentava em um estado parcial entre plastificação e ruptura, levando à fissuração como modo de falha principal e a ruptura do conector como secundária.

Em alguns modelos com *steel decking*, a FGL atuou como modo de falha secundário. Apesar dos conectores nos modelos com *steel decking* não apresentarem grande rotação, observou-se que o próprio *steel deck* exercia um certo nível de deslocamento sobre a laje, resultante da grande deformação por flexão sofrida nas chapas do *steel deck*. Esse efeito é melhor representado pelo fato de que o surgimento do FGL nos modelos com *steel decking*, apesar de ser majoritariamente em casos com conectores de 150 mm de comprimento, também surgiu em conectores de 100 mm para o *steel deck* de maior espessura.

6.2. INFLUÊNCIA DO STEEL DECKING

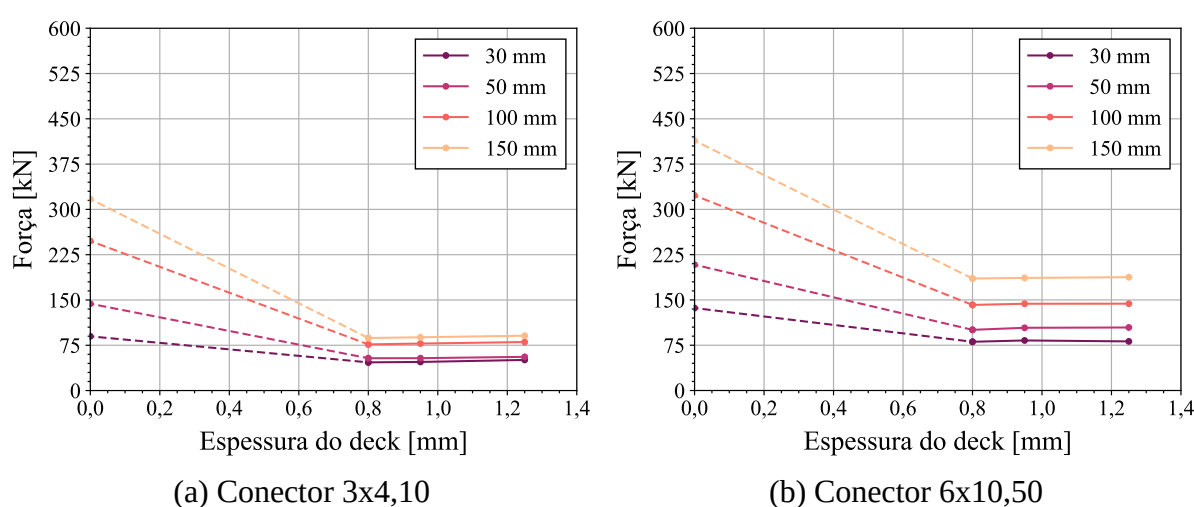
A introdução do *steel deck* à laje de concreto, resultou em uma redução na resistência ao carregamento de aproximadamente uma à três vezes, em comparação aos modelos sem *steel decking*. Como observado por meio dos modos de falhas dispostos no subitem 6.1, a presença do *steel deck* remove grande parte do volume de concreto da laje, volume este por onde ocorreria o maior fluxo de esforços internos no elemento.

Por conta disso, o *steel deck* não apenas introduz, na laje, zonas de seção transversal reduzida, mas também causa o desvio do fluxo de esforços, inevitavelmente causando maiores níveis de momento fletor nestas seções, resultando em condições mais desfavoráveis à resistência ao carregamento recebido.

Por outro lado, dentre os modelos com *steel decking*, a variação entre as espessuras de 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm não mostraram gerar diferenças significativas na resistência ao carregamento dos modelos. Assim como observado pelos modos de falha listados no Apêndice A, o único efeito visível da espessura do *steel deck*, foi a mudança dos modos de falha secundários para alguns dos modelos com espessura de 1,25 mm, comparados às outras espessuras para o mesmo grupo de parâmetro. Contudo, mesmo nestes casos, o modo principal de falha não foi afetado, e o impacto sobre a capacidade última de carregamento no modelo não apresentou uma variação significativa.

De modo geral, o comportamento do *steel decking* entre os modelos analisados é ilustrado através da Figura 6.17. As linhas tracejadas representam a transição entre os modelos sem e com *steel decking*, enquanto as linhas contínuas condizem à variação da espessura dos *steel decks* utilizados, fazendo-se possível observar os comportamentos citados anteriormente. Os gráficos ilustrando a análise comparativa entre todos os modelos analisados são encontrados no Apêndice B.

Figura 6.17: Influência da espessura do *steel deck* em modelos com conectores (a) 3x4,10 e (b) 6x10,50



Fonte: Autor (2025)

6.3. INFLUÊNCIA DO CONECTOR U

A variação entre os tipos de conectores introduziram parâmetros como altura, largura e espessura de alma do conector U. Conforme apresentado anteriormente na Tabela 5.3, a variação entre essas três dimensões ao longo dos seis conectores aplicados não ocorre de forma separada, impedindo que seja feita uma análise sobre o efeito específico de cada dimensão.

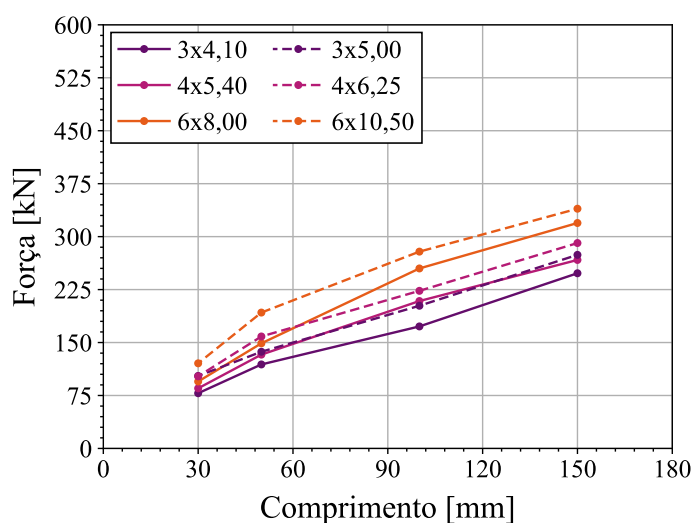
Tomando como base os modelos normativos apresentados no Capítulo 4, a altura e largura do conector seriam parâmetros irrelevantes para a capacidade resistente dos conectores. Observando os resultados obtidos pelos modelos numéricos, principalmente pelos modos de falha encontrados, pode-se concluir que de fato a largura do conector U não seria um parâmetro com impacto notável na resistência última destes. Porém, ao contrário da largura, a altura do conector mostrou afetar os modos de falha desenvolvidos pelos modelos numéricos.

Assim como discutido no subitem 6.1.1, a ruptura do conector foi um modo de falha predominante entre os modelos sem *steel decking*. Esta ruptura foi caracterizada, de forma

geral, pela formação de uma rótula plástica dupla para conectores curtos e por uma rótula simples para conectores longos. O acontecimento da rótula simples, como ilustrado anteriormente na Figura 6.1, se deu pela rotação da alma e mesa superior do conector, que conseqüentemente, viria a empurrar a laje de concreto de dentro para fora, causando o surgimento de fissuras que se desenvolveriam à falha FGL, observada entre os modelos.

Contudo, conectores longos com maior altura em modelos sem *steel decking*, apresentaram maior tendência ao desenvolvimento de rótulas plásticas dupla, algo que para conectores baixos era ocorrente apenas em menores comprimentos. Dessa forma, pode-se concluir que a altura do conector influenciou no tipo de rótula desenvolvida durante a ruptura do conector, visto que conectores altos também causariam maiores momentos fletores sobre a base da alma a fim de se exercer uma rotação, fazendo com que este fenômeno se tornasse menos favorável comparado ao desenvolvimento de uma segunda rótula plástica. O comportamento geral da variação dos conectores U sobre modelos sem *steel decking* é ilustrado pela Figura 6.18.

Figura 6.18: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos sem *steel decking*



Fonte: Autor (2025)

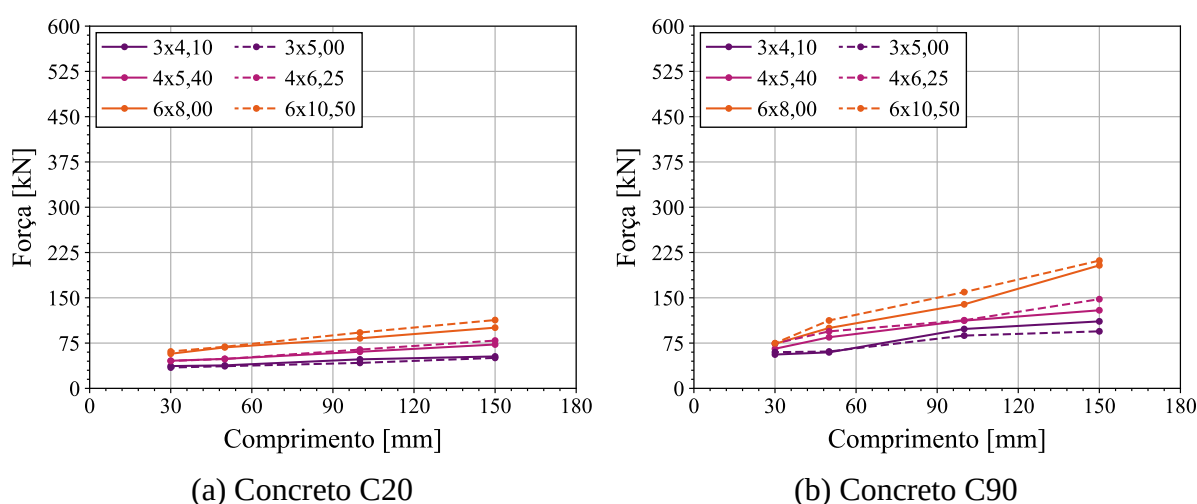
Observa-se que a ordem de grandeza entre as curvas apresenta uma certa variação ao longo dos comprimentos. Para o comprimento de 30 mm, conectores curtos, os conectores ordenados de menos para mais resistentes seriam: 3x4,10; 4x5,40; 6x8,00; 3x5,00; 4x6,25; 6x10,50. Ao se rebater esta ordem sobre os dados geométricos apresentados na Tabela 5.3, observa-se que esta seria a mesma ordem dos conectores de menor à maior espessura de alma. Dessa forma, pode-se concluir que para conectores curtos, a altura de fato se mostrou pouco

relevante, visto que as capacidades de carregamento aparentam serem governadas pela espessura do conector U.

Por outro lado, observa-se que a ordem entre os conectores ao longo do comprimento, passam a variar. Levando em consideração as observações anteriores sobre o impacto da altura do conector sobre os modos de falha, é possível concluir que, direta ou indiretamente, a altura do conector teria de fato influência sobre sua resistência ao carregamento, como se exemplo pelo fato de o conector 6x8,00 apresentar maior capacidade de carregamento em 150 mm, comparado aos conectores 3x5,00 e 4x6,25, que apresentam uma espessura de alma maior.

Quanto aos modelos com *steel decking*, dois padrões foram observados entre os resultados analisados, sendo ambos ilustrados pela Figura 6.19.

Figura 6.19: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos com *steel decking* e concreto (a) C20 e (b) C90



Fonte: Autor (2025)

Através da Figura 6.19a, se observa que o comportamento do tipo de conector é consideravelmente uniforme para concretos de menor resistência. Tendo em vista a proximidade entre as linhas contínuas e tracejadas, representando conectores de mesma altura, é possível concluir que a espessura da alma do conector U apresentou mínima influência sobre a capacidade resistente dos modelos.

Este comportamento é justificado pelo fato dos modos de falha serem predominantemente afetados pela ruptura do cone de cisalhamento, para os modelos com concretos de menor resistência. Dessa forma, justifica-se a questão de a espessura da alma do conector U não ter grande influência sobre a resistência final do modelo. Contudo, a altura dos conectores mostraram afetar a capacidade resistente dos modelos. Levando em consideração

que o cone de cisalhamento é se formado a partir do topo do conector U, assim como o fato de que conectores altos também significariam lajes mais altas, pode-se concluir que a altura do conector U influencia na resistência dos modelos de forma indireta, afetando o fluxo de esforços internos e o volume de concreto empregado.

Ao contrário do comportamento uniforme apresentado pela Figura 6.19a, a Figura 6.19b, representando concretos de maior resistência, apresentam tendências menos definidas. Isso se justifica pelos modos de falha observados para estes modelos. Os modelos com *steel decking* e concretos de maior resistência se mostraram muito afetados pela fissuração transversal da laje, assim como pela ruptura do conector U em modelos com conectores altos. Dessa forma, o comportamento observado na Figura 6.19b é resultante de uma série de modos de falhas afetando os modelos ilustrados no gráfico, justificando o visual, a princípio, desordenado das linhas.

De modo geral, observa-se que a altura do conector continua sendo um fator de influência, com a espessura da alma afetando apenas para os conectores mais altos, visto que estes apresentaram maior tendência à falha por ruptura do conector U.

Por fim, tomando por base as Figura 6.18 e Figura 6.19, observa-se que o comprimento dos conectores U afetou a capacidade resistente de forma quase linear, comportamento este já previsto pelos modelos de cálculo recomendados pelas normas abordadas no Capítulo 4, apresentando apenas uma menor taxa de aumento de resistência para os modelos com *steel decking* quando comparados aos sem. Os gráficos com a análise da influência dos conectores U para todos os modelos numéricos são apresentados no Apêndice C.

6.4. INFLUÊNCIA DO CONCRETO

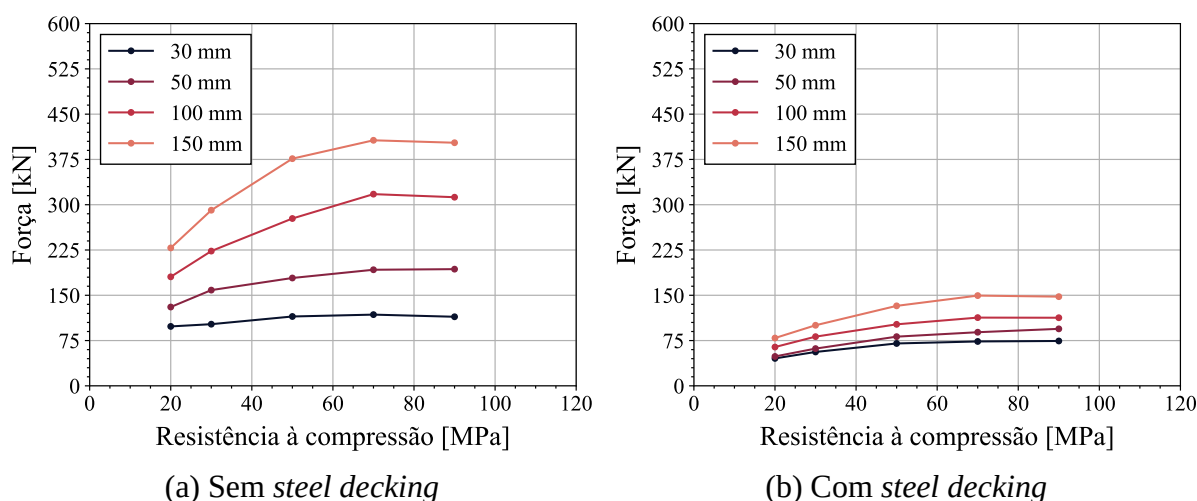
6.4.1. Influência do tipo de concreto

A influência da resistência do concreto foi semelhante para todos os modelos em geral, com ou sem *steel decking*. A Figura 6.20 ilustra o comportamento encontrado para os modelos numéricos analisados.

O padrão encontrado entre a resistência dos modelos e a resistência do concreto é bastante semelhante ao utilizado nos modelos de cálculo recomendados pelas normas apresentadas no Capítulo 4. É possível observar que a taxa de aumento da resistência tende a ser maior para os concretos de menor resistência, tornando-se mínimo conforme se avança para os de maior resistência. Esse comportamento se reflete nos modos de falha pelo fato de o

esmagamento do concreto, além de ter sido observado para todos os casos como efeito secundário à ruptura do conector U, era menos intenso ou recorrente para concretos de maior resistência.

Figura 6.20: Influência da resistência do concreto em modelos (a) sem e (b) com *steel decking*

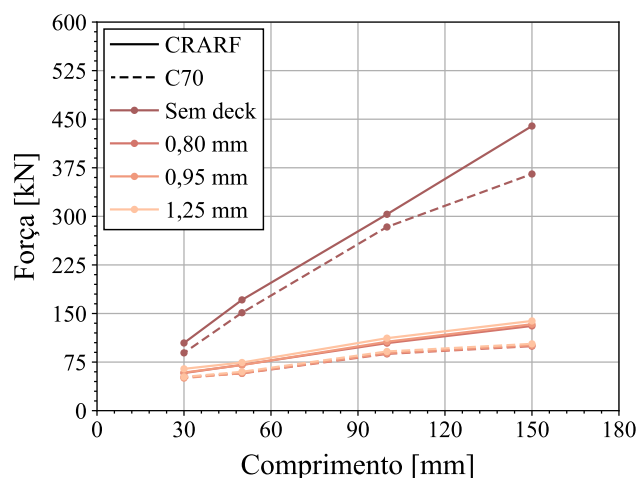


Fonte: Autor (2025)

6.4.2. Impacto das fibras de aço

A introdução da fibras de aço por meio do concreto de alta resistência com agregado reciclado reforçado com fibras (CRARF) resultou em ganhos consideráveis na capacidade resistente dos modelos analisados. Assim como discutido no subitem 6.1.3, o CRARF não possui um alvo de comparação no estudo paramétrico conduzido. Contudo, por apresentar uma resistência à compressão de 73,3 MPa, foram tomados os modelos com concreto C70 como base para se avaliar a influência das fibras nos resultados obtidos, visto que ambos são suficientemente semelhantes em termos de resistência mecânica. Dessa forma, a Figura 6.21 apresenta o comportamento geral encontrado para os modelos comparados, com as linhas contínuas representando os modelos com CRARF e as tracejadas, os com C70.

Observa-se que o CRARF demonstrou um ganho de resistência de modo geral, inclusive para os modelos sem *steel decking*. Para os modelos com *steel decking*, o ganho nos resultados é justificado por conta de a fissuração do concreto ser um modo de falha recorrente entre eles. Dessa forma, as fibras de aços introduzem um maior controle sobre o desenvolvimento das fissuras na laje de concreto, permitindo que o modelo absorva uma maior quantidade de carregamento até que se atinja o ponto onde a fissuração excessiva causaria a ruína do modelo.

Figura 6.21: Influência do concreto com fibras de aço nos modelos

Fonte: Autor (2025)

Por outro lado, apesar de ser menos intensa, os modelos sem *steel decking* também apresentam o surgimento de fissuras, assim como ocorrido no subitem 6.1.4.2. O surgimento da falha da FGL passa a ser notável conforme se aumenta o comprimento do conector U empregado, um padrão semelhante ao apresentado na Figura 6.21.

6.5. COMPARAÇÃO COM MODELOS NORMATIVOS

6.5.1. Precisão dos valores previstos pelos modelos normativos

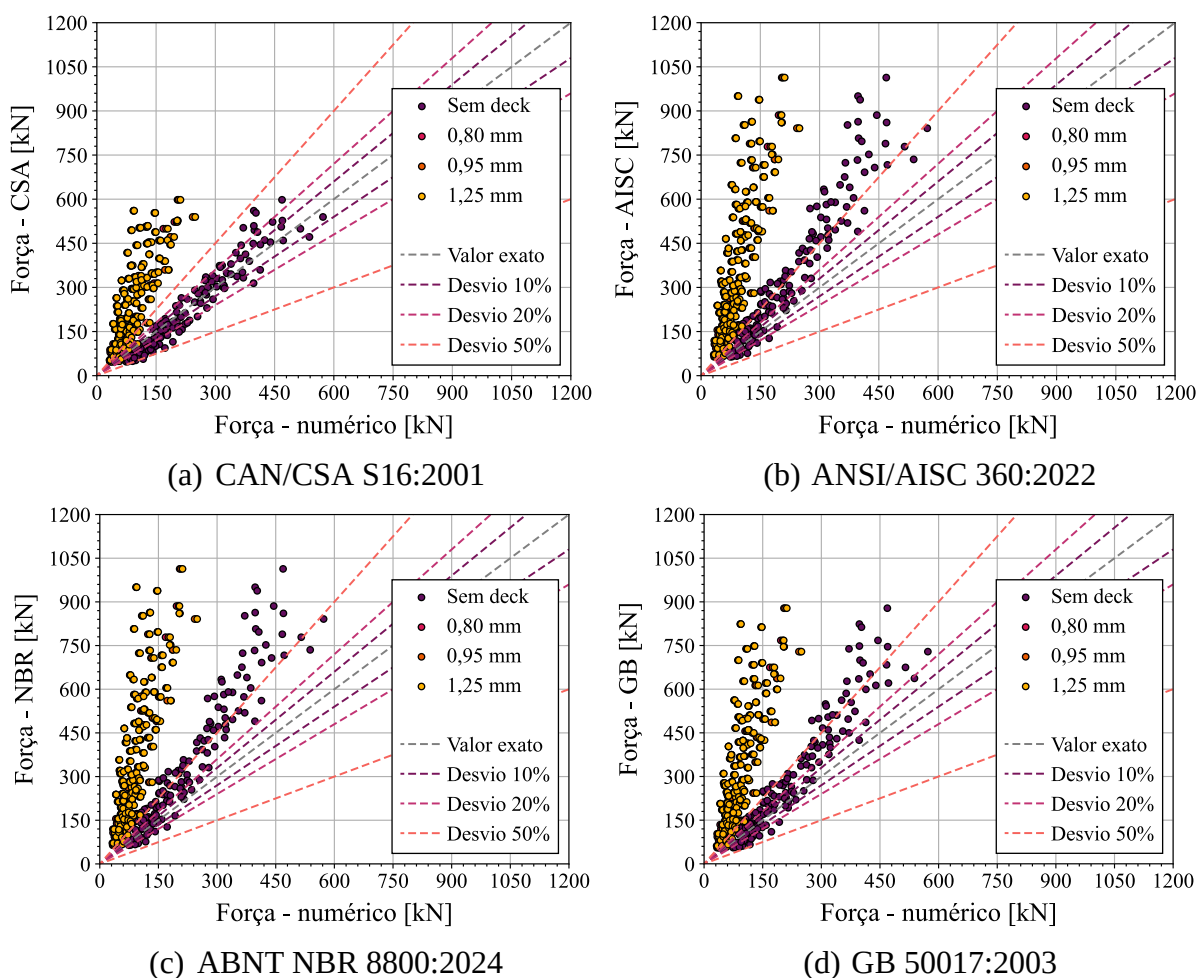
Com base nos resultados obtidos pelo estudo paramétrico, faz-se possível a realização de uma análise comparativa entre os valores numéricos e os valores previstos através dos modelos de cálculo apresentados no Capítulo 4. A Figura 6.22 apresenta a relação determinada pela comparação entre os resultados numéricos e os resultados previstos.

A partir dos gráficos apresentados na Figura 6.22, é possível observar que em todos os casos houve um grande desvio por parte dos resultados previstos pelos modelos de cálculo. O modelo proposto pela norma canadense CAN/CSA S16:2001 apresentou a melhor precisão dentre os observados, contendo todos os resultados de modelos sem *steel decking* dentro de um limite de 50% de desvio, com a maioria destes variando em menos de 20% de desvio.

Por outro lado, as normas americana ANSI/AISC 360:2022 e brasileira ABNT NBR 8800:2024, baseadas no mesmo modelo de cálculo, apresentaram o maior índice de desvio dentre as normas observadas, com previsões para os modelos sem *steel decking* atingindo valores superiores à 50% de desvio. Apesar de não muito diferente, a norma chinesa demonstrou

uma melhor precisão quantos às previsões, mas ainda assim com a muitos dos valores apresentando grandes desvios.

Figura 6.22: Comparação entre os valores numéricos e previstos por diversas normas



Fonte: Autor (2025)

Quanto aos modelos com *steel decking*, nenhuma das normas apresentaram previsões precisas, com valores apresentando mais de 200% de desvio. Contudo, tendo em vista a ausência da adaptação dos modelos de cálculo à presença do *steel decking*, a imprecisão dos valores previstos era um resultado esperado. Contudo, todas as normas demonstraram previsões superestimadas e não conservadoras, incluindo os resultados para modelos com *steel decking*, fazendo com que os valores previsto não sejam a favor da segurança estrutural da aplicação do conector U em vigas mistas.

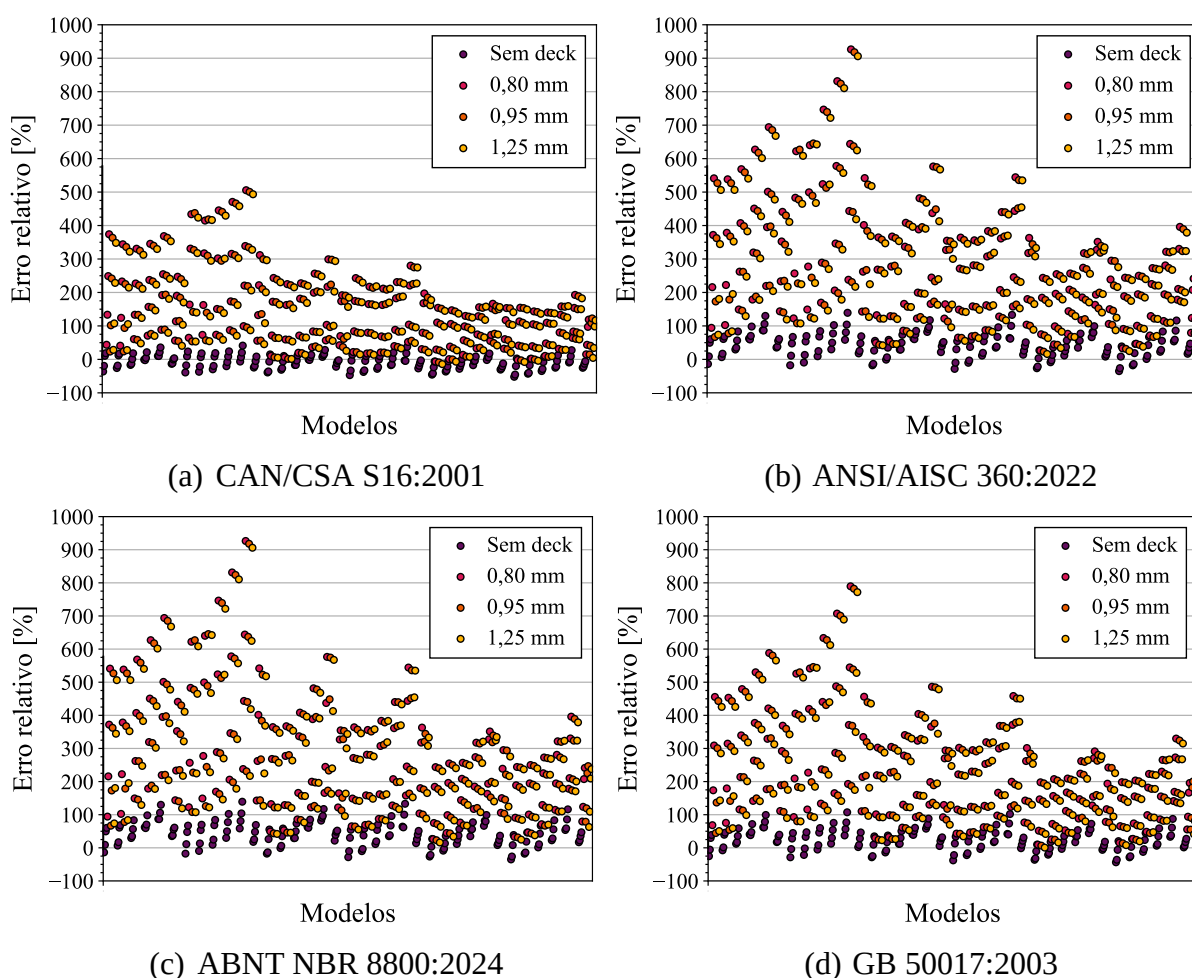
6.5.2. Efeito dos parâmetros sobre a precisão dos valores previstos

A comparação entre os valores previstos pelos modelos de cálculo recomendados pela normas e os resultados numérico obtidos é ilustrada pela Figura 6.23, tendo como ponto de

comparação a precisão relativa entre os valores, proporcionando uma melhor visualização dos não-conservadorismo apresentado pelos resultados previstos.

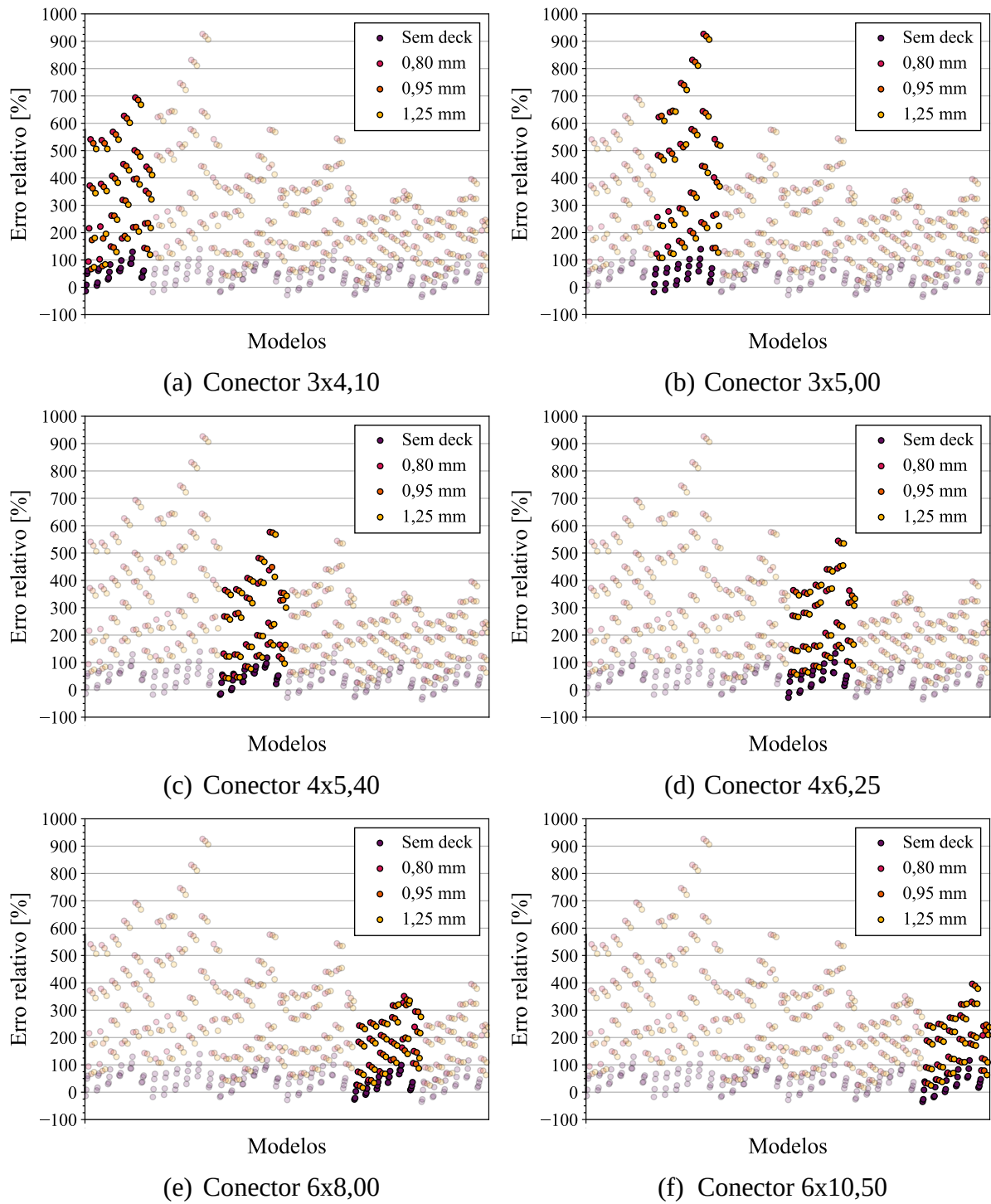
Com base na Figura 6.23, observa-se um padrão com relação à precisão dos valores previstos, permitindo uma melhor análise de quais parâmetros mais influenciaram na precisão dos modelos de cálculo normativos. Dessa forma, as Figura 6.24, Figura 6.25 e Figura 6.26 apresentam os resultados referentes a cada tipo de conector U, tipo de concreto e comprimento de conector U, respectivamente, tomando por base as previsões da norma ABNT NBR 8800:2024.

Figura 6.23: Comparação relativa entre os valores numéricos e previstos por diversas normas



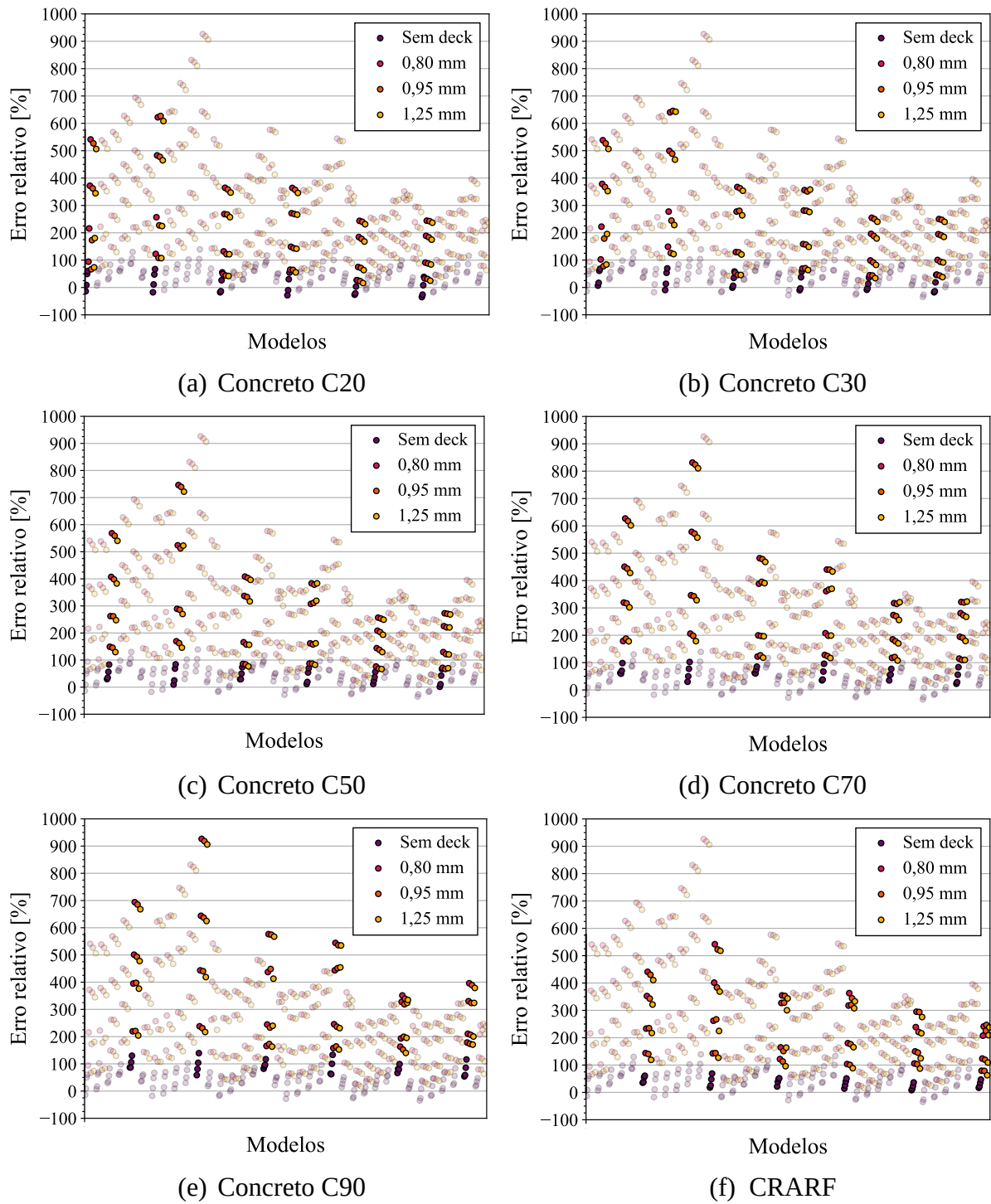
Fonte: Autor (2025)

Figura 6.24: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos tipos de conector



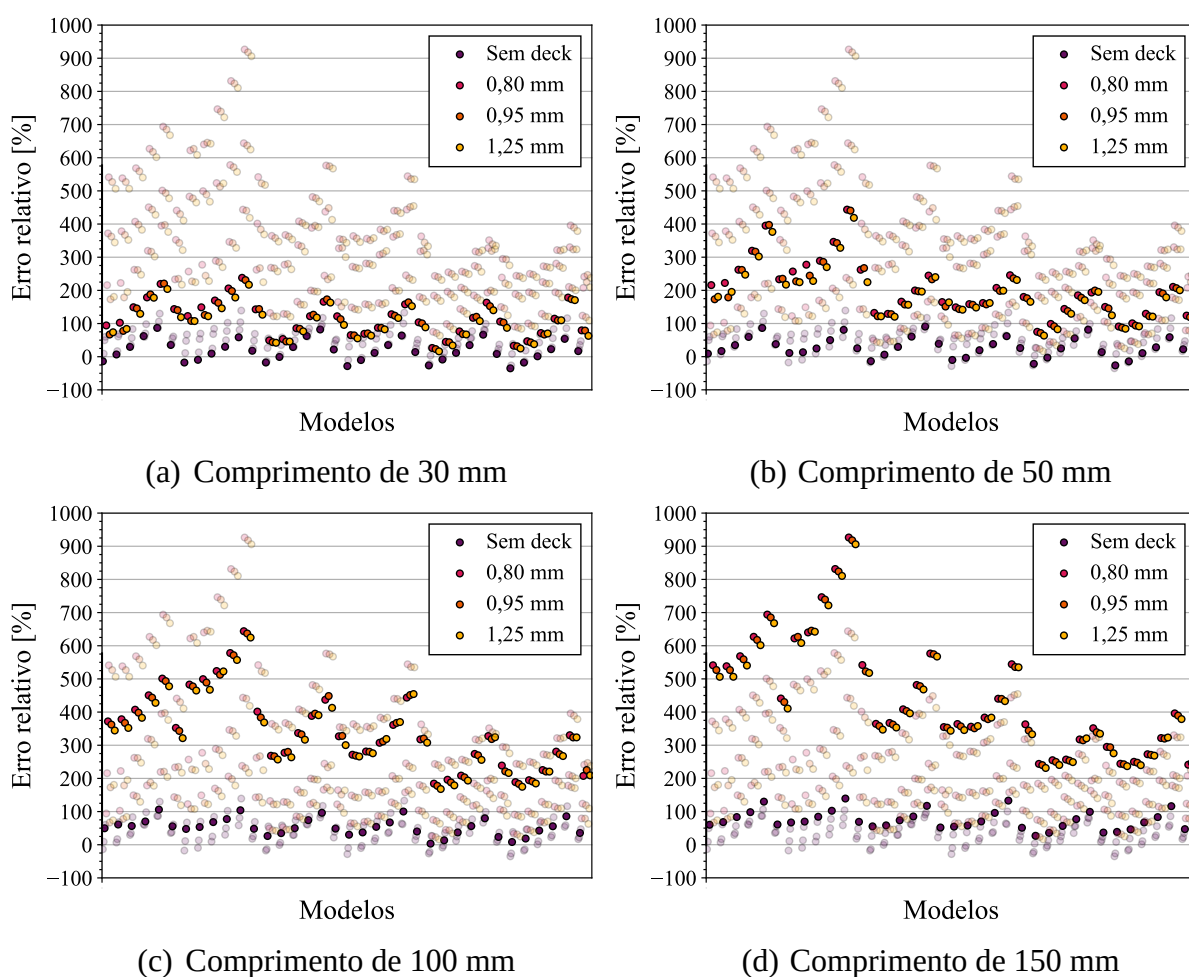
Fonte: Autor (2025)

Figura 6.25: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos tipos de concreto



Fonte: Autor (2025)

Figura 6.26: Desvios relativos da ABNT NBR 8800:2024 referentes aos comprimentos do conector



Fonte: Autor (2025)

Tendo em vista que os modelos de cálculo de todas as quatro normas possuem a mesma base, o comportamento observado para uma pode ser estendido às outras. Visto isso, pela Figura 6.24 é possível notar que as previsões para os conectores maiores se mostraram mais precisas que as para os demais, enquanto que os desvios para os conectores menores foram os maiores observados, em especial para o conector 3x5,00, que é mais robusto que o 3x4,10, demonstrando que as equações propostas pelas normas de modo geral, não favorecem conectores mais robustos ou resistentes.

Por outro lado, o aumento da resistência do concreto, ilustrado pela Figura 6.25, demonstrou elevar o desvio percentual das previsões, em uma escala menor. Nota-se que os valores para o CRARF mostraram melhores precisões, contudo este comportamento se deve pelo fato de sua resistência ter sido maior, o aproximando da previsão não conservadora das normas.

Por fim, o aumento do comprimento do conector U, apresentado pela Figura 6.26, assim como o concreto, causou um aumento do desvio relativo observado, principalmente para os modelos com *steel decking*, mostrando que conectores mais longos tendem a ser superestimados pelas normas.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou melhor compreender o comportamento de conectores U em blocos sem e com formas *steel deck*, para conectores de diferentes tipos e comprimentos, assim como para concretos menos e mais resistentes, incluindo um concreto de alta resistência com agregado reciclado e reforçado com fibras (CRARF). Este estudo foi motivado pela escassez de pesquisas sobre o assunto, principalmente sobre a aplicação de conectores U em lajes com *steel deck*, que até o momento de realização deste trabalho, permanece quase que inexplorado pela literatura. Dessa forma, este trabalho foi realizado a partir da análise dos resultados de um estudo paramétrico desenvolvido por meio de análises numérico com base no método dos elementos finitos, onde foram analisados um total de 576 modelos, a fim de melhor compreender o efeito de parâmetros principais relacionados à capacidade resistente de conectores U aplicados em vigas mistas. Com base nos resultados obtidos, pôde-se concluir que:

- a. Os conectores U apresentam 7 possíveis modos de falha, sendo eles diretamente dependentes do uso ou não do *steel deck*, assim como pela altura do conector e, conseqüentemente, a altura da laje de concreto. Esses modos de falha foram: ruptura do conector U (RC); esmagamento do concreto (EC); ruptura do cone de cisalhamento (RCC); fissuração transversal superior (FTSL), inferior (FTIL) ou dupla (FTDL) da laje; e fissuração generalizada da laje (FGL). Os modos de falha RC e EC são comumente observados em conectores de cisalhamento, principalmente conectores pino com cabeça, e no caso do conector U, se mostraram trabalhar em conjunto, onde o EC se desenvolveu sempre como um efeito secundário do RC, que agiu como modo de falha principal para modelos sem *steel decking* e para modelos com *steel deck* e conectores altos. A falha por RCC foi exclusiva para modelos com *steel deck*, assim como as falhas FTSL, FTIL e FTDL, sendo todas elas motivadas pela fragilização da laje de concreto por conta da introdução do *steel deck*, enquanto que a FGL surgiu majoritariamente entre os modelo sem *steel deck* com conectores longos, onde se observou que os conectores apresentavam a tendência de “tombar” (rotacionar a alma e mesa superior por conta da formação de uma rótula plástica simples na base da alma), fazendo com que a mesa superior destes empurrassem o

- concreto de dentro para fora, gerando uma fissuração generalizada da laje de concreto;
- b. O *steel deck* não se mostrou influente quanto ao impacto de sua espessura sobre a capacidade resistente dos modelos. Contudo, a perda de resistência a carregamento causada pela aplicação do *steel deck* foi avaliada entre 50% a mais de 300%, mostrando que a laje de concreto foi altamente desfavorecida por conta da perda de volume de concreto e mudança do fluxo de esforços internos causados pelo *steel deck*;
 - c. O tipo de conector U utilizado introduziu variações em medidas de altura, largura e espessura da alma. A largura do conector U não se mostrou influenciar nos resultados obtidos, sendo esta retirada como parâmetro de avaliação. A altura do conector U se mostrou influente de forma condicional. Para modelos sem *steel deck*, a altura não demonstrou grande impacto, exceto para conectores longos, onde a tendência observada para estes conectores de “tombarem” não ocorreu para conectores altos, vistos que a rotação destes causariam maiores níveis de momento fletor ao longo da alma do conector U. Para modelos com *steel deck* a altura se mostrou influente de forma indireta, visto que os modelos se beneficiaram do maior volume de concreto recorrente do uso de um conector mais alto. Por fim, a espessura da alma se mostrou um parâmetro de grande influência para os conectores em geral dentre os modelos sem *steel deck*, mas não apresentando grandes efeitos para modelos com *steel deck*, visto que os modos de falha encontrados nestes não eram diretamente dependentes da espessura da alma do conector;
 - d. O comprimento do conector apresentou uma influência majoritariamente linear sobre todos os modelos analisados, onde conectores mais longo resultariam em resistências a carregamento proporcionalmente maiores, independente do uso ou não de *steel deck*;
 - e. A resistência do concreto também demonstrou um comportamento semelhante ao do comprimento do conector, contudo o taxa de aumento da resistência a carregamento tendeu a reduzir para concretos mais resistentes, indicando que a resistência do concreto apresentaria menor influência quanto maior ela fosse, comportamento este reforçado pelo surgimento de modos de falha por RC em modelos com concreto de alta resistência;

- f. A introdução das fibras de aço através do CRARF causou um ganho na resistência a carregamento entre modelos para todos os parâmetros analisados, sendo este ganho maior para conectores mais longos. Esse comportamento é reforçado pelo fato de os modelos, de modo geral, apresentarem formações de fissuras que poderiam ou não evoluir para modos de falha principais ou secundários. Dessa forma, o controle à fissuração resultante da adição de fibras auxiliou ao permitir que o concreto absorvesse mais energia antes do processo de fissuração se tornar um agravante;
- g. De modo geral, os modelos de cálculo propostos pelas normas CAN/CSA S16:2001, ANSI/AISC 360:2022, ABNT NBR 8800:2024 e GB 50017:2003, se mostraram contra à segurança por preverem resistências a carregamento superestimadas e não conservadores, para modelos sem e com *steel deck*. Para os modelos com *steel deck*, os resultados previstos demonstraram desvios relativos atingindo quase 1000%, sendo estes desvios principalmente induzidos pela variação do comprimento e tipo dos conectores, e com menor influência dos tipos de concreto empregados.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados obtidos por este trabalho, foram observados diversos pontos a serem melhores investigados, de modo a se ter uma compreensão mais completa confiável sobre o comportamento de conectores U em vigas mistas. Portanto, os seguintes pontos de pesquisas são sugeridos:

- a. Estudo paramétrico envolvendo a altura da laje de concreto de forma independente à altura do conector U, observando o impacto sobre os modos de falha e as resistências a carregamento obtidas;
- b. Estudo paramétrico voltado especificamente às características geométricas do conector U, de forma a melhor se compreender o impacto das espessuras e altura do conector sobre a resistência a carregamento;
- c. Estudo paramétrico com foco na utilização de concreto com diversos volumes de fibras de aço para lajes com *steel deck*, de modo a melhor se averiguar o impacto das fibras no comportamento da laje de concreto e sobre os modos de falha;
- d. Estudo experimental baseado no estudo paramétrico conduzido pelo presente trabalho, para averiguação e comprovação dos comportamentos e fenômenos observados numericamente.

REFERÊNCIAS

ABBASS, W.; KHAN, M. I.; MOURAD, S. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 168, p. 556–569, 2018.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222:2011**: Concreto e argamassa - Determinação à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT. 2011.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15823-2:2017**: Concreto autoadensável Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual — Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro: ABNT. 2017a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15823-1:2017**: Concreto autoadensável Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado. Rio de Janeiro: ABNT. 2017b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522:2017**: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT. 2017c.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16940:2021**: Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais). Rio de Janeiro: ABNT. 2021.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 17054:2022**: Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT. 2022.

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

AHMAD, S.; KHAN, R. A.; SHAMIM, S.; CHANDRA, U. Effect of waste ceramic sanitary ware as partial replacement of aggregates and cement in concrete. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 8, n. 8, p. 205, 2023.

AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360**: Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC. 2022a.

AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360**: Specification for structural steel buildings. Chicago: AISC. 2022b.

- ALBERTI, M. G.; ENFEDAQUE, A.; GÁLVEZ, J. C. Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 85, p. 182–194, 2015.
- AL-MAHAIDI, R. S. H.; TAPLIN, G. R.; GOWRIPALAN, S. The serviceability testing and analysis of longform concrete slabs. Em: Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials 1999, 1999, [...]. 1999. p. 117–125.
- ALSAMSAM, I. **Serviceability criteria for composite floor systems**. 1991. Tese (Doutorado) - University of Minnesota, 1991.
- ASKAR, M. K.; AL-MAHAIDI, R. Composite slabs system: A review. Em: AIP Conference Proceedings, 1., 2024, [...]. 2024. v. 3091
- ASKAR, M. K.; HASSAN, A. F.; AL-KAMAKI, Y. S. S. Flexural and shear strengthening of reinforced concrete beams using FRP composites: A state of the art. **Case Studies in Construction Materials**, v. 17, n. May, 2022.
- ATAEI, A.; ZEYNALIAN, M. A study on structural performance of deconstructable bolted shear connectors in composite beams. **Structures**, v. 29, n. December 2020, p. 519–533, 2021.
- BENEDETTY, C. A.; KRAHL, P. A.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; SIQUEIRA, G. H.; DE ANDRADE SILVA, F. Interfacial mechanics of steel fibers in a High-Strength Fiber-Reinforced Self Compacting Concrete. **Construction and Building Materials**, v. 301, n. July, 2021.
- BENEDETTY, C. A.; KRAHL, P. A.; GOES, C. M. W.; DE ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; SILVA, F. A. Effects of fiber content, inclination angle, and casting point on the fiber-matrix interaction of High-Strength Fiber-Reinforced Self Compacting Concrete. **Construction and Building Materials**, v. 398, n. June, 2023.
- BENEDITO, A. V. **ESTUDO NUMÉRICO DA MUDANÇA DO PADRÃO DE FALHA EM VIGAS DE CONCRETO PELA VARIAÇÃO DO VOLUME DE FIBRAS**. 2023. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2023a.
- BENEDITO, A. V. et al. Numerical Study Of Fiber-Reinforced Concrete Beams Without Transverse Reinforcement Using Random Material Properties. **64º Congresso Brasileiro do Concreto**, 2023b.
- BODE, H.; KÜNZEL, R. Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegauseinandersetzungen als Verbundmittel. **Untersuchungsbericht**, v. 2, n. 88, 1988.
- BROUWERS, H. J. H.; RADIX, H. J. Self-compacting concrete: Theoretical and experimental study. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 11, p. 2116–2136, 2005.
- CABRAL JR., M.; TANNOA, L. C.; MOTTA, J. F. M.; DA SILVA RUIZA, M.; COELHO, J. M. Panorama da Indústria Cerâmica de Sanitários no Brasil. **Cerâmica Industrial**, v. 15, p. 12–18, 2010.

- CARDOSO, H. de S.; AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. Composite dowels as load introduction devices in concrete-filled steel tubular columns. **Engineering Structures**, v. 219, n. May, p. 110805, 2020.
- CARNEIRO, J. A.; LIMA, P. R. L.; LEITE, M. B.; TOLEDO FILHO, R. D. Compressive stress-strain behavior of steel fiber reinforced-recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 46, p. 65–72, 2014.
- CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. Em: Journal proceedings, 6., 1985, [...]. 1985. v. 82, p. 797–804.
- CARRILLO, J.; TORRES, D.; GUERRERO, H. Correlation between results obtained from four-point bending tests (4PBT) and double punch tests (DPT) in concrete reinforced with hooked-end steel fibers. **Engineering Structures**, v. 239, n. April, p. 112353, 2021.
- CASHELL, K. A.; ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. Influence of reinforcement properties on the failure of composite slabs in fire. Em: Structures in Fire: Proceedings of the Sixth International Conference, 2010, [...]. DEStech Publications, Inc., 2010. p. 374.
- CEN - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1990:2002+A1**: Eurocode - Basis of structural design. Brussels: CEN. 2002.
- CEN - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1994-1-1**: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 2004a.
- CEN - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 2004b.
- CHAN, R.; MOY, C. K. S.; GALO BARDES, I. Numerical and analytical optimisation of functionally graded concrete incorporating steel fibres and recycled aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 356, p. 129249, 2022.
- CHEN, L.; SUN, W.; CHEN, B.; SHI, Z.; LAI, J.; FENG, J. Multiscale study of fibre orientation effect on pullout and tensile behavior of steel fibre reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 283, p. 122506, 2021.
- CSA - CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **CAN/CSA-S16-01**: Limit states design of steel structures. Toronto: CSA. 2001.
- DENG, F.; DING, X.; CHI, Y.; XU, L.; WANG, L. The pull-out behavior of straight and hooked-end steel fiber from hybrid fiber reinforced cementitious composite: Experimental study and analytical modelling. **Composite Structures**, v. 206, n. June, p. 693–712, 2018.
- DING, X.; ZHAO, M.; LI, C.; LI, J.; ZHAO, X. A multi-index synthetical evaluation of pull-out behaviors of hooked-end steel fiber embedded in mortars. **Construction and Building Materials**, v. 276, p. 122219, 2021.
- EARLS, C. J. Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 51, n. 2, p. 147–175, 1999.

- EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R. Strength of shear studs in steel deck on composite beams and joists. **Engineering Journal**, v. 30, n. 2, p. 44–55, 1993.
- ELEMAM, W. E.; AGWA, I. S.; TAHWIA, A. M. Reusing ceramic waste as a fine aggregate and supplemental cementitious material in the manufacture of sustainable concrete. **Buildings**, v. 13, n. 11, p. 2726, 2023.
- FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, p. 106182, 2020.
- GRANT, J.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. Composite beams with formed steel deck. **Engineering Journal**, v. 14, n. 1, p. 24–43, 1977.
- GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 12, p. 1793–1798, 2001.
- HALICKA, A.; OGRODNIK, P.; ZEGARDLO, B. Using ceramic sanitary ware waste as concrete aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 48, p. 295–305, 2013.
- HAMODA, A.; HOSSAIN, K. M. A.; SENNAH, K.; SHOUKRY, M.; MAHMOUD, Z. Behaviour of composite high performance concrete slab on steel I-beams subjected to static hogging moment. **Engineering Structures**, v. 140, p. 51–65, 2017.
- HASSAN, M. K. **Behaviour of hybrid stainless-carbon steel composite beam-column joints**. 2016. Western Sydney University (Australia), 2016.
- HASSAN, M. K.; SUBRAMANIAN, K. B.; SAHA, S.; SHEIKH, M. N. Behaviour of prefabricated steel-concrete composite slabs with a novel interlocking system--numerical analysis. **Engineering Structures**, v. 245, p. 112905, 2021.
- KAMAR, A.; LASHEEN, M.; SHAAT, A.; ZAHER, A.; KHALIL, A. Factors affecting slip and stress distribution of concrete slabs in composite beams. **Engineering Structures**, v. 245, n. August, p. 112880, 2021.
- KRAHL, P. A.; DE MIRANDA SALEME GIDRÃO, G.; NETO, R. B.; CARRAZEDO, R. Effect of curing age on pullout behavior of aligned and inclined steel fibers embedded in UHPFRC. **Construction and Building Materials**, v. 266, p. 121188, 2021.
- KRAHL, P. A.; PEREIRA, M. F.; DALFRÉ, G. M.; SIQUEIRA, G. H. A novel approach to characterize the direct shear pullout behavior of single hooked steel fibers. **Cement and Concrete Composites**, v. 113, n. May, 2020.
- LEE, S. F.; JACOBSEN, S. Study of interfacial microstructure, fracture energy, compressive energy and debonding load of steel fiber-reinforced mortar. **Materials and Structures**, v. 44, n. 8, p. 1451–1465, 2011.
- LEE, Y.; KANG, S. T.; KIM, J. K. Pullout behavior of inclined steel fiber in an ultra-high strength cementitious matrix. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 10, p. 2030–2041, 2010.

- LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H. -P.; HARRE, W. Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. **Beton- und Stahlbetonbau**, v. 82, n. 12, p. 325–331, 1987.
- LI, L.; ZHENG, W. Z.; LU, S. S. Experimental study on mechanical properties of reactive powder concrete. **Journal of Harbin Institute of Technology**, n. 6, p. 795–800, 2010.
- LI, V. C.; LEUNG, C. K. Y. Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites. **Journal of engineering mechanics**, v. 118, n. 11, p. 2246–2264, 1992.
- LIMA, P. B. de; KRAHL, P. A.; SILVA, F. A.; CARDOSO, D. C. T. A modeling strategy for the flexural performance prediction of UHPC beams accounting for variability of properties. **Composite Structures**, v. 322, p. 117374, 2023.
- LIN, W.; YODA, T.; TANIGUCHI, N. Application of SFRC in steel-concrete composite beams subjected to hogging moment. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 101, p. 175–183, 2014.
- MALEKI, S.; BAGHERI, S. Behavior of channel shear connectors, Part I: Experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 64, n. 12, p. 1333–1340, 2008.
- MALEKI, S.; MAHOUTIAN, M. Experimental and analytical study on channel shear connectors in fiber-reinforced concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 8–9, p. 1787–1793, 2009.
- MANSUR, M. A.; CHIN, M. S.; WEE, T. H. Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression. **Journal of materials in civil engineering**, v. 11, n. February, p. 21–29, 1999.
- MARIMUTHU, V.; SEETHARAMAN, S.; JAYACHANDRAN, S. A.; CHELLAPPAN, A.; BANDYOPADHYAY, T. K.; DUTTA, D. Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic (m--k) values of the embossed profiled sheet. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 6, p. 791–803, 2007.
- MEDINA, C.; DE ROJAS, M. I. S.; THOMAS, C.; POLANCO, J. A.; FRÍAS, M. Durability of recycled concrete made with recycled ceramic sanitary ware aggregate. Inter-indicator relationships. **Construction and Building Materials**, v. 105, p. 480–486, 2016.
- MEDINA, C.; FRÍAS, M.; ROJAS, M. I. S. de. Microstructure and properties of recycled concretes using ceramic sanitary ware industry waste as coarse aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 31, p. 112–118, 2012.
- MEDINA, C.; ROJAS, M. I. S. de; FRÍAS, M. Reuse of sanitary ceramic wastes as coarse aggregate in eco-efficient concretes. **Cement and concrete composites**, v. 34, n. 1, p. 48–54, 2012.
- NAAMAN, A. E.; NAJM, H. Bond-slip mechanisms of steel fibers in concrete. **Materials Journal**, v. 88, n. 2, p. 135–145, 1991.
- NATIONAL STANDARDS OF PEOPLE’S REPUBLIC OF CHINA. **GB 50017:2003**: Code for Design of Steel Structures. Beijing: China Planning Press. 2003.

NÚMEROS DO SETOR CERÂMICO. **ANFACER - Associação Nacional dos Fabricantes de Cerâmica para Revestimentos, Louças Sanitárias e Congêneres**, 14 de dez. de 2024. Disponível em: <<https://www.anfacer.org.br/setor-ceramico/numeros-do-setor>>. Acesso em: 14 de dez. de 2024.

ODENBREIT, C.; NELLINGER, S. Mechanical model to predict the resistance of the shear connection in composite beams with deep steel decking. **Steel Construction**, v. 10, n. 3, p. 248–253, 2017.

ORTIGARA, Y. V. B.; LINTZ, R. C. C.; PIMENTEL, L. L.; ORTIGARA, M. C. R. S.; DE AVILA, A. E. P. G.; GACHET, L. A.; FONTANINI, P. S. P.; OTHERS. Influence of the use of sanitary ware waste in self-compacting concrete production. **Materials Today: Proceedings**, v. 65, p. 511–519, 2022.

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

PRATES, L. M. S.; FERREIRA, F. P. V.; ROSSI, A.; MARTINS, C. H. Modelling headed stud shear connectors of steel-concrete pushout tests with PCHCS and concrete topping. **Steel and Composite Structures**, v. 46, n. 4, p. 451–469, 2023.

REINHARDT, H. W.; CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A. Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 112, n. 11, p. 2462–2477, 1986.

ROSSI, A.; DE SOUZA, A. S. C.; NICOLETTI, R. S.; MARTINS, C. H. Stability behavior of Steel--concrete Composite Beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, v. 167, p. 108193, 2021.

ROSSI, A.; NICOLETTI, R. S.; DE SOUZA, A. S. C.; MARTINS, C. H. Numerical assessment of lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 172, p. 106192, 2020.

RUIZ, G.; LA ROSA, Á.; WOLF, S.; POVEDA, E. Model for the compressive stress--strain relationship of steel fiber-reinforced concrete for non-linear structural analysis. **Hormigón y Acero**, v. 69, p. 75–80, 2018.

SHARIATI, M.; RAMLI SULONG, N. H.; SHARIATI, A.; KUEH, A. B. H. Comparative performance of channel and angle shear connectors in high strength concrete composites: An experimental study. **Construction and Building Materials**, v. 120, p. 382–392, 2016.

SHEN, M. hui; CHUNG, K. F.; ELGHAZOULI, A. Y.; TONG, J. Z. Structural behaviour of stud shear connections in composite floors with various connector arrangements and profiled deck configurations. **Engineering Structures**, v. 210, n. September 2019, 2020.

SLUTTER, R. G.; DRISCOLL JR, G. C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. **Journal of the Structural Division**, v. 91, n. 2, p. 71–99, 1965.

SUBHANI, M.; KABIR, M. I.; AL-AMERI, R. Strengthening of steel-concrete composite beams with composite slab. **Steel Compos. Struct**, v. 34, n. 1, p. 91–105, 2020.

SUN, E. Q. Shear locking and hourglassing in MSC Nastran, ABAQUS, and ANSYS. Em: Msc software users meeting, 2006, [...]. 2006. p. 1–9.

TAHMASBI, F.; MALEKI, S.; SHARIATI, M.; RAMLI SULONG, N. H.; TAHIR, M. M. Shear capacity of C-shaped and L-shaped angle shear connectors. **PLoS ONE**, v. 11, n. 8, p. 1–19, 2016.

TORRES, C. A. B. **Efeito Da Orientação De Fibras De Aço E Propriedades Da Interface Fibra-Matriz No Comportamento Do Concreto Autoadensável De Alta Resistência**. 2022. 239 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2022.

WANG, W.; SHEN, A.; LYU, Z.; HE, Z.; NGUYEN, K. T. Q. Fresh and rheological characteristics of fiber reinforced concrete - A review. **Construction and Building Materials**, v. 296, p. 123734, 2021.

WU, Z.; SHI, C.; HE, W.; WU, L. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 103, p. 8–14, 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>>.

YU, R.; SPIESZ, P.; BROUWERS, H. J. H. Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRC). **Cement and Concrete Research**, v. 56, p. 29–39, 2014.

ZHANG, J.; LI, T.; HU, X.; GONG, S.; HONG, W.; FENG, J. Flexural behavior of steel-MPC based high performance concrete composite beams subjected to hogging moments. **Engineering Structures**, v. 276, n. November 2022, p. 115335, 2023.

ZHAO, C.; WANG, Z.; ZHU, Z.; GUO, Q.; WU, X.; ZHAO, R. Research on different types of fiber reinforced concrete in recent years: An overview. **Construction and Building Materials**, v. 365, n. December 2022, p. 130075, 2023.

ZHAO, H.; YUAN, Y. Experimental studies on composite beams with high-strength steel and concrete. **Steel and Composite Structures**, v. 10, n. 5, p. 373–383, 2010.

ZHAO, Q.; DU, Y.; PENG, Y.; XU, C.; HUANG, G. Shear performance of short channel connectors in a steel-UHPC composite deck. **International journal of steel structures**, v. 20, p. 300–310, 2020.

APÊNDICES

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.1: Modos de falha para os modelos com conector 3x4,10 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > EC			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RCC		0.80 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC			150 mm	FTSL > RCC
	0.95 mm	30 mm	RCC		0.95 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC			150 mm	FTSL > RCC
	1.25 mm	30 mm	RCC		1.25 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC			150 mm	FTSL > RCC

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.2: Modos de falha para os modelos com conector 3x4,10 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > EC	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	FGL > RC			150 mm	FGL > RC
	0.80 mm	30 mm	RC > RCC		0.80 mm	30 mm	RC > FTIL
		50 mm	RCC > RC			50 mm	FTIL > RC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	FTSL
		150 mm	FTLS > RCC			150 mm	FTSL
	0.95 mm	30 mm	RC > RCC		0.95 mm	30 mm	RC > FTIL
		50 mm	RCC > RC			50 mm	FTIL > RC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	FTSL
		150 mm	FTLS > RCC			150 mm	FTSL
	1.25 mm	30 mm	RC > RCC		1.25 mm	30 mm	RC > FTIL
		50 mm	RCC > RC			50 mm	FTIL > RC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	FTSL
		150 mm	FTLS > RCC			150 mm	FTSL

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.3: Modos de falha para os modelos com conector 3x4,10 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC + FGL)			100 mm	RC > EC
		150 mm	FGL > RC			150 mm	RC > (EC + FGL)
	0.80 mm	30 mm	RC > (EC + FTIL)		0.80 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	FTIL			50 mm	RCC
		100 mm	FTSL			100 mm	RCC
		150 mm	FTSL			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC > (EC + FDDL)		0.95 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	FDDL			50 mm	RCC
		100 mm	FTSL			100 mm	RCC
		150 mm	FTSL			150 mm	RCC > FTSL
	1.25 mm	30 mm	FTIL > RC		1.25 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	FDDL			50 mm	RCC
		100 mm	FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	FTSL			150 mm	RCC > FTSL

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.4: Modos de falha para os modelos com conector 3x5,00 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RCC > FTSL		0.80 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC > FTSL			50 mm	RCC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC > FTSL			150 mm	FTSL > RCC
	0.95 mm	30 mm	RCC > FTSL		0.95 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC > FTSL			50 mm	RCC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC > FTSL			150 mm	FTSL > RCC
	1.25 mm	30 mm	RCC > FTSL		1.25 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RCC > FTSL			50 mm	RCC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC > FTSL			150 mm	FTSL > RCC

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.5: Modos de falha para os modelos com conector 3x5,00 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > (EC+FGL)	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > (EC+FGL)			50 mm	RC > (EC+FGL)
		100 mm	RC > (EC+FGL)			100 mm	RC > (EC+FGL)
		150 mm	FGL > RC			150 mm	FGL > RC
	0.80 mm	30 mm	FTSL > RCC		0.80 mm	30 mm	RC > FTSL
		50 mm	FTSL > RCC			50 mm	RC > FTSL
		100 mm	FTSL > RCC			100 mm	RC > FTSL
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RC > FTSL
	0.95 mm	30 mm	FTSL > RCC		0.95 mm	30 mm	RC > FTSL
		50 mm	FTSL > RCC			50 mm	RC > FTSL
		100 mm	FTSL > RCC			100 mm	RC > FTSL
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RC > FTSL
	1.25 mm	30 mm	FTSL > RCC		1.25 mm	30 mm	RC > FTSL
		50 mm	FTSL > RCC			50 mm	RC > FTSL
		100 mm	FTSL > RCC			100 mm	RC > FTSL
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RC > FTSL

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.6: Modos de falha para os modelos com conector 3x5,00 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC+FGL)			100 mm	RC > EC
		150 mm	FGL > RC			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RCC > RC		0.80 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	RC			50 mm	RCC
		100 mm	RC			100 mm	RCC
		150 mm	RC			150 mm	RCC > FTSL
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RCC > RC
		50 mm	FTDL			50 mm	RCC
		100 mm	FTSL			100 mm	RCC
		150 mm	FTSL			150 mm	RCC > FTSL
	1.25 mm	30 mm	FTSL > FTDL		1.25 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	FTSL			50 mm	RCC
		100 mm	FTSL			100 mm	RCC
		150 mm	FTSL			150 mm	RCC > FTSL

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.7: Modos de falha para os modelos com conector 4x5,40 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > (EC + FGL)			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RCC		0.80 mm	30 mm	RCC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC > (FTSL + FGL)			150 mm	RCC > (FTSL + FGL)
	0.95 mm	30 mm	RCC > FTSL		0.95 mm	30 mm	RCC > FTSL
		50 mm	RCC > FTSL			50 mm	RCC > FTSL
		100 mm	RCC > FTSL			100 mm	RCC > FTSL
		150 mm	RCC > (FTSL + FGL)			150 mm	RCC > (FTSL + FGL)
	1.25 mm	30 mm	RCC > FTSL		1.25 mm	30 mm	RCC > FTSL
		50 mm	RCC > FTSL			50 mm	RCC > FTSL
		100 mm	RCC > (FTSL + FGL)			100 mm	RCC > (FTSL + FGL)
		150 mm	RCC > (FTSL + FGL)			150 mm	RCC > (FTSL + FGL)

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.8: Modos de falha para os modelos com conector 4x5,40 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > EC	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC + FGL)			100 mm	RC > (EC + FGL)
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC > RCC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC > RCC
		100 mm	RCC > FGL			100 mm	RC > RCC
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC
		100 mm	RCC > FGL			100 mm	RC > RCC
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC
		100 mm	FTSL > RCC			100 mm	RCC
		150 mm	FTSL > RCC			150 mm	RCC > (FTSL + FGL)

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.9: Modos de falha para os modelos com conector 4x5,40 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC + FGL)			100 mm	RC > EC
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RC			50 mm	RC > RCC
		100 mm	RC > RCC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RCC			150 mm	RCC > RC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RC			50 mm	RC > (EC + RCC)
		100 mm	RC > RCC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RCC			150 mm	RCC > RC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC			50 mm	RC > (EC + RCC)
		100 mm	RC > RCC			100 mm	RC > RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC > RC

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.10: Modos de falha para os modelos com conector 4x6,25 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > (EC + FGL)
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RCC		0.80 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC > RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RCC		0.95 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RCC		1.25 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.11: Modos de falha para os modelos com conector 4x6,25 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > EC	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > (EC + FGL)
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC
		100 mm	RCC > FGL			100 mm	RCC
		150 mm	RCC > FGL			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC
		100 mm	RCC > FGL			100 mm	RCC
		150 mm	RCC > FGL			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC > RCC			50 mm	RC
		100 mm	RCC > FGL			100 mm	RCC
		150 mm	RCC > FGL			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.12: Modos de falha para os modelos com conector 4x6,25 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC + FGL)			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RC			50 mm	RC > RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > RC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RC			50 mm	RC > RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > RC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC > RCC
		50 mm	RC			50 mm	RC > RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC > RC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.13: Modos de falha para os modelos com conector 6x8,00 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > (EC + FGL)
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC > RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC > RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC > RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.14: Modos de falha para os modelos com conector 6x8,00 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > EC	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > (EC + FGL)			100 mm	RC > EC
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RC			100 mm	RC
		150 mm	RC			150 mm	RC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RC			100 mm	RC
		150 mm	RC			150 mm	RC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RC			100 mm	RC
		150 mm	RC			150 mm	RC

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.15: Modos de falha para os modelos com conector 6x8,00 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > EC			100 mm	RC > EC
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > EC
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RC			100 mm	RC > RCC
		150 mm	RC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RC			100 mm	RC > RCC
		150 mm	RC > FTIL			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RC > FTIL			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

Apêndice A.16: Modos de falha para os modelos com conector 6x10,50 – Concretos C20 e C30

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C20	Sem deck	30 mm	RC > EC	C30	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > (EC + FGL)			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC > RCC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC > RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC > RCC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC > RC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC > RCC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RCC			50 mm	RCC
		100 mm	RCC			100 mm	RCC
		150 mm	RCC			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE A: MODOS DE FALHA DOS MODELOS

Apêndice A.17: Modos de falha para os modelos com conector 6x10,50 – Concretos C50 e C70

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C50	Sem deck	30 mm	RC > EC	C70	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > FGL
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC > FGL
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RC
		150 mm	RCC			150 mm	RC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RC > EC
		150 mm	RCC			150 mm	RC > RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC
		100 mm	RCC			100 mm	RC > EC
		150 mm	RCC			150 mm	RC > RCC

Fonte: Autor (2025)

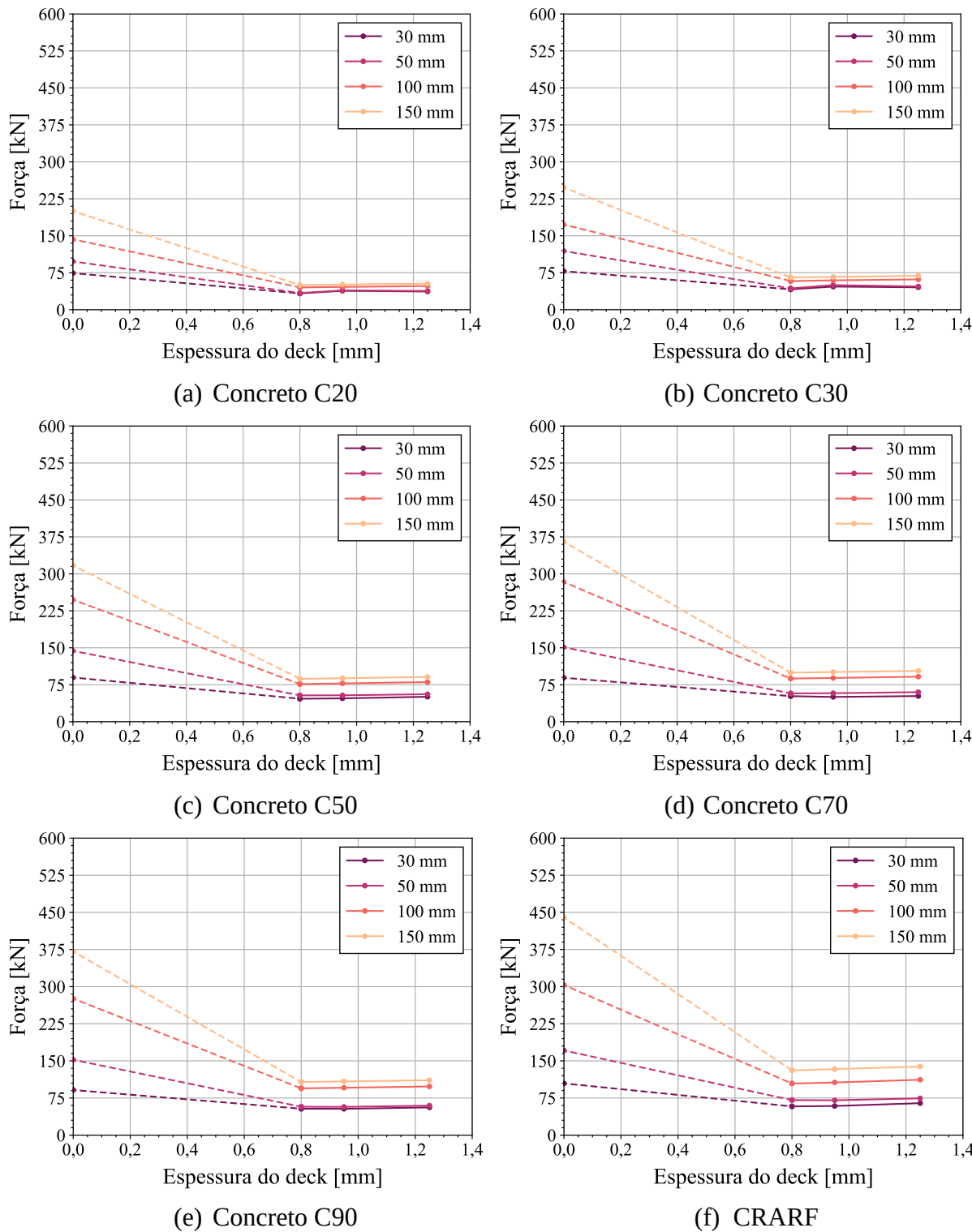
Apêndice A.18: Modos de falha para os modelos com conector 6x10,50 – Concretos C90 e CRARF

Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha	Concreto	Espessura do deck	Comprimento do conector	Modo de falha
C90	Sem deck	30 mm	RC > EC	CRARF	Sem deck	30 mm	RC > EC
		50 mm	RC > EC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > FGL			100 mm	RC > EC
		150 mm	RC > FGL			150 mm	RC
	0.80 mm	30 mm	RC		0.80 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > EC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RC > EC			150 mm	RCC
	0.95 mm	30 mm	RC		0.95 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > EC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RC > EC			150 mm	RCC
	1.25 mm	30 mm	RC		1.25 mm	30 mm	RC
		50 mm	RC			50 mm	RC > EC
		100 mm	RC > EC			100 mm	RC > (EC + RCC)
		150 mm	RC > EC			150 mm	RCC

Fonte: Autor (2025)

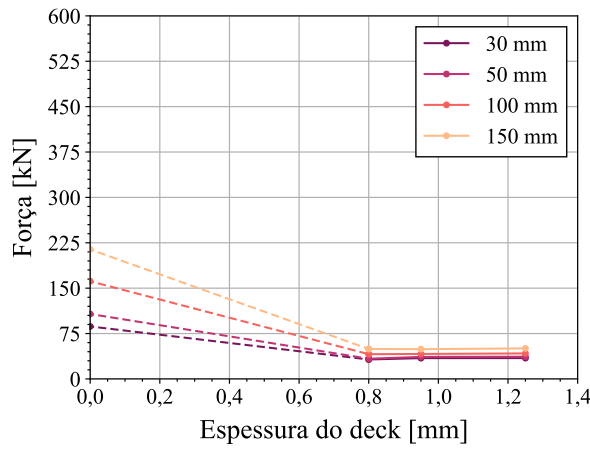
APÊNDICE B: INFLUÊNCIA DO STEEL DECKING NOS MODELOS

Apêndice B.1: Influência do steel decking para os modelos com conector 3x4,10

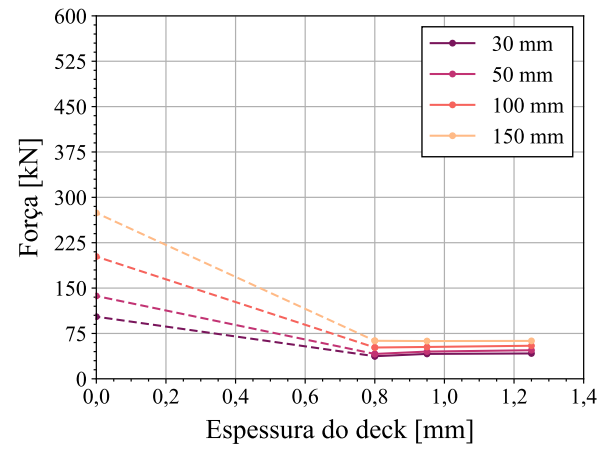


Fonte: Autor (2025)

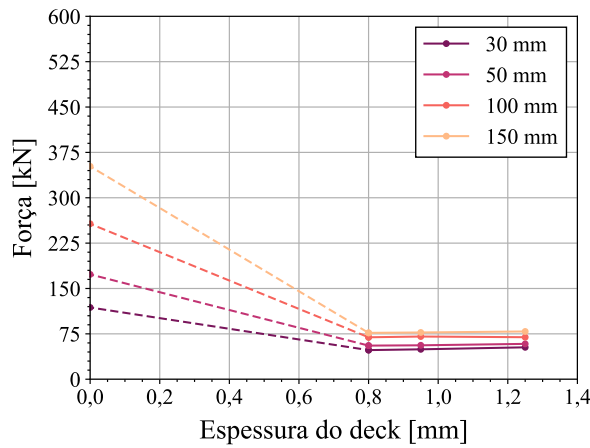
Apêndice B.2: Influência do *steel decking* para os modelos com conector 3x5,00



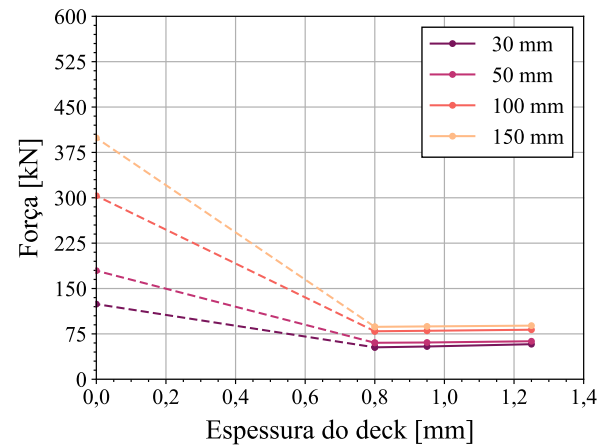
(a) Concreto C20



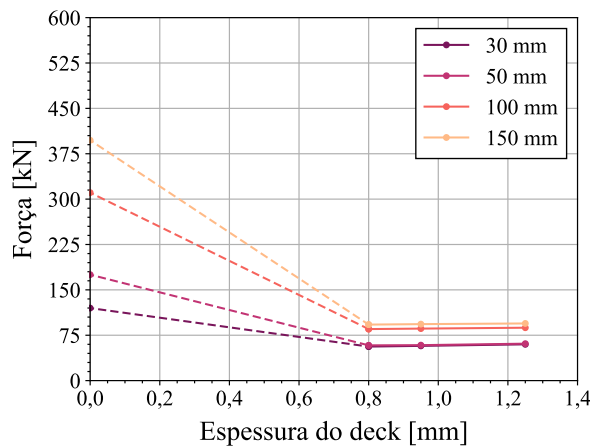
(b) Concreto C30



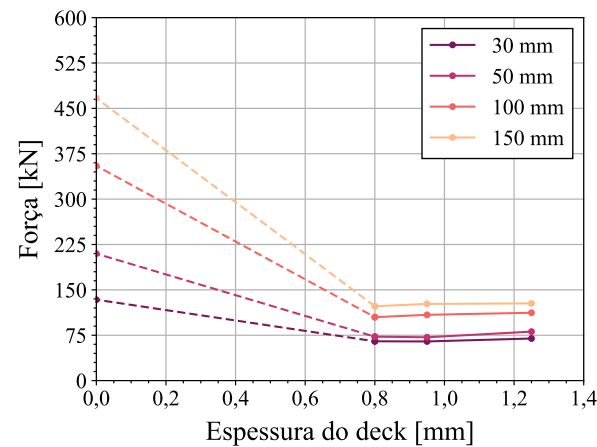
(c) Concreto C50



(d) Concreto C70



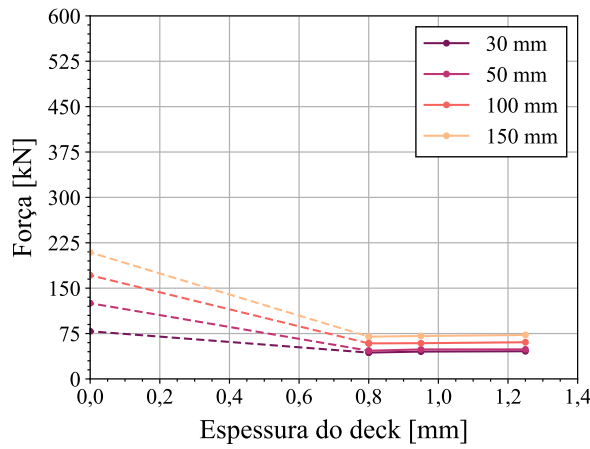
(e) Concreto C90



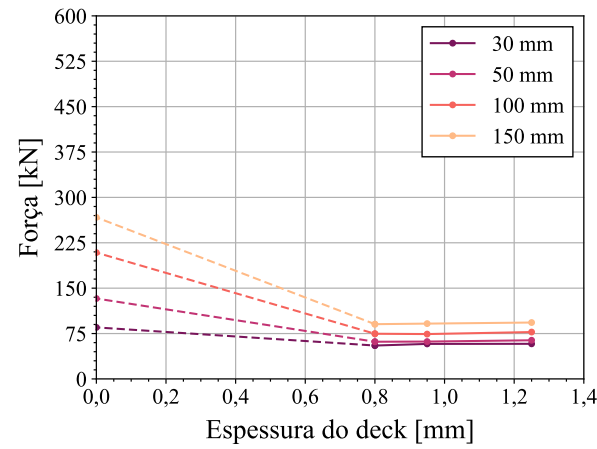
(f) CRARF

Fonte: Autor (2025)

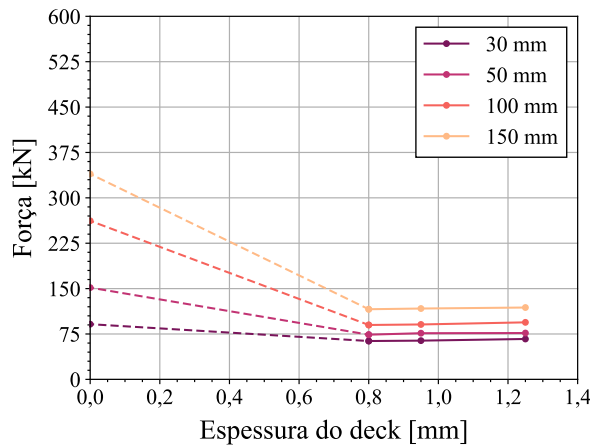
Apêndice B.3: Influência do *steel decking* para os modelos com conector 4x5,40



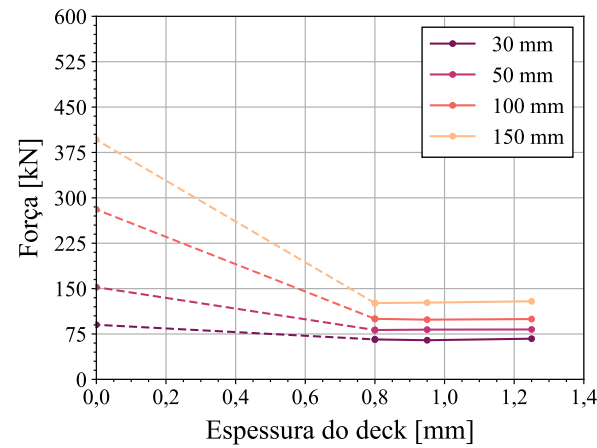
(a) Concreto C20



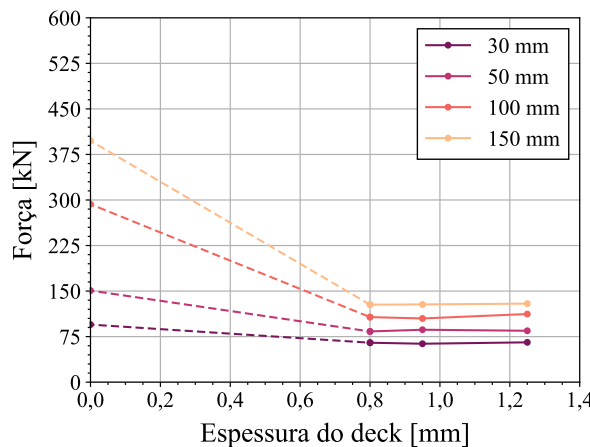
(b) Concreto C30



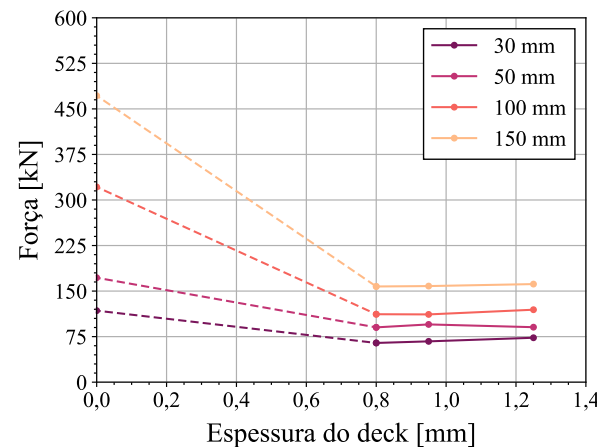
(c) Concreto C50



(d) Concreto C70



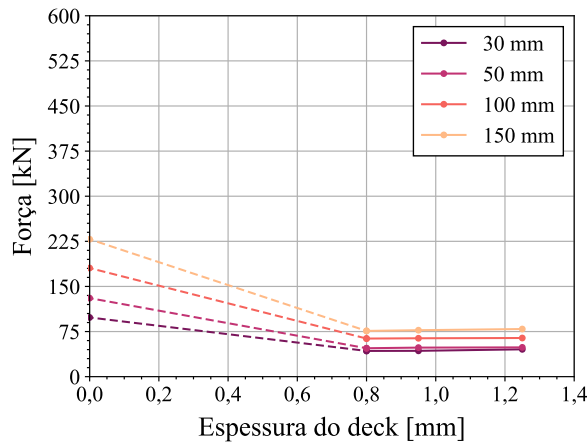
(e) Concreto C90



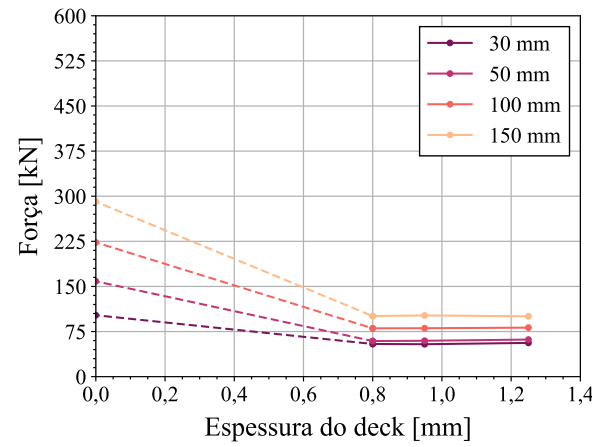
(f) CRARF

Fonte: Autor (2025)

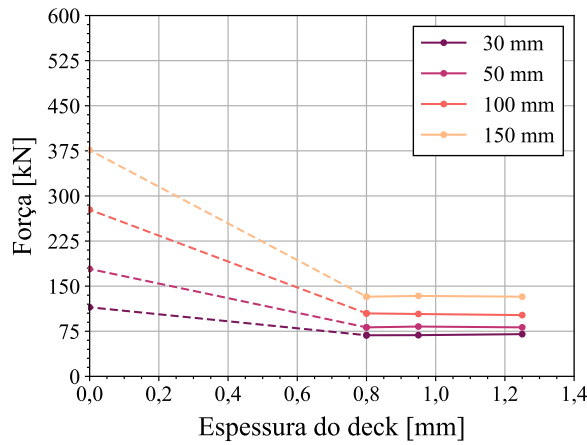
Apêndice B.4: Influência do *steel decking* para os modelos com conector 4x6,25



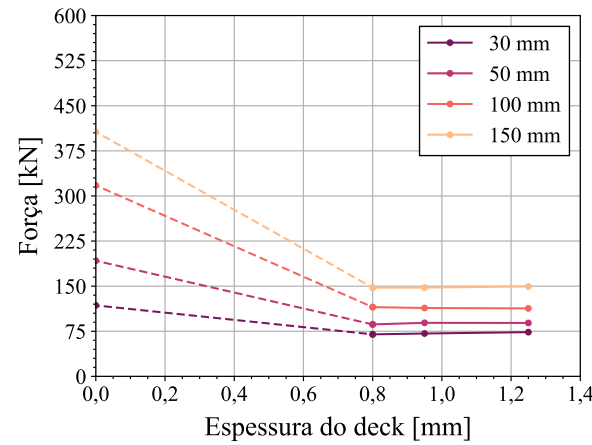
(a) Concreto C20



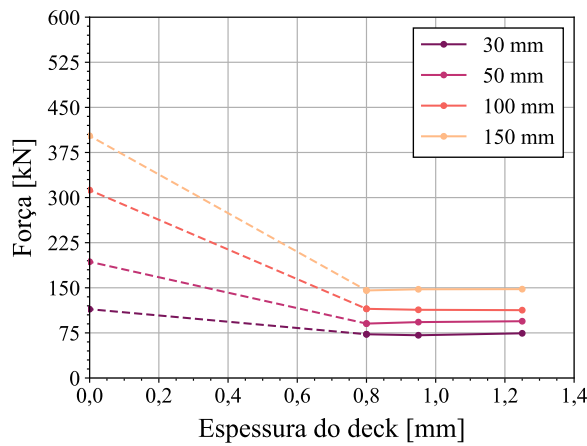
(b) Concreto C30



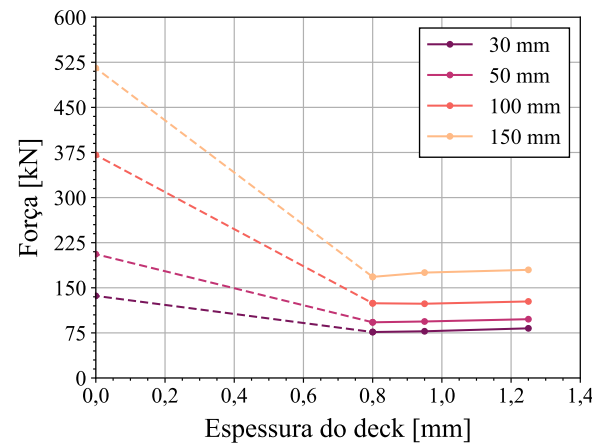
(c) Concreto C50



(d) Concreto C70



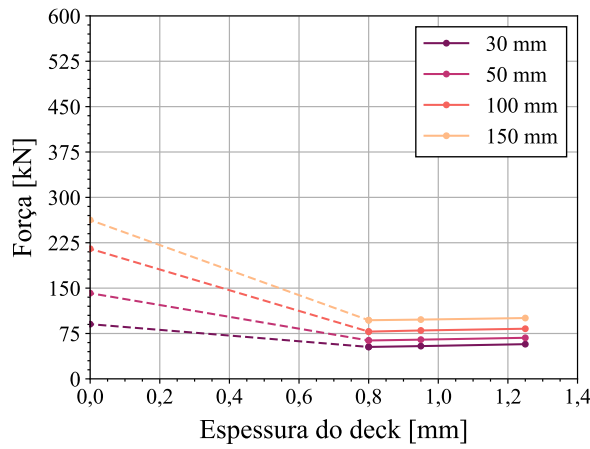
(e) Concreto C90



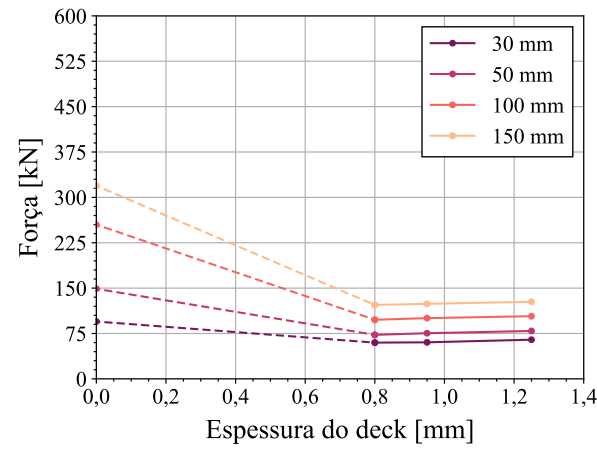
(f) CRARF

Fonte: Autor (2025)

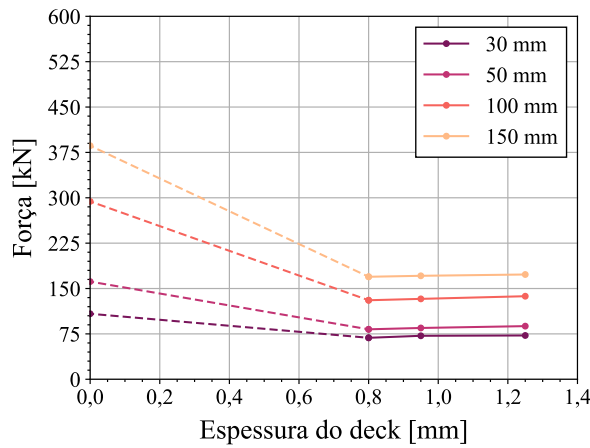
Apêndice B.5: Influência do *steel decking* para os modelos com conector 6x8,00



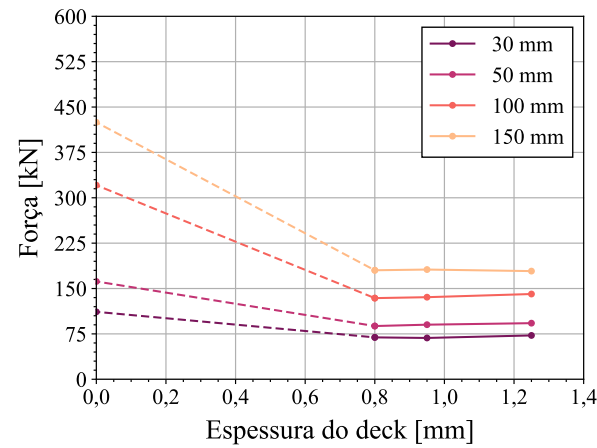
(e) Concreto C20



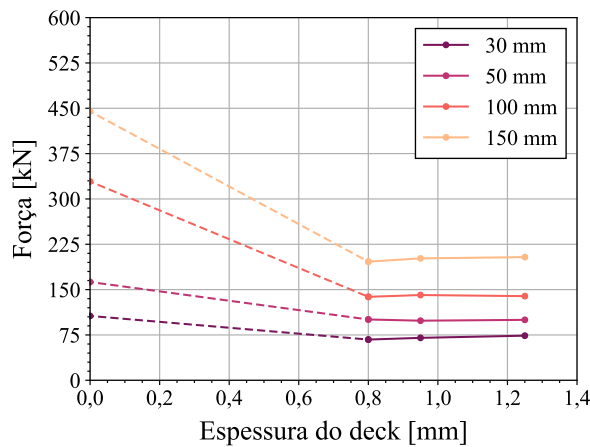
(f) Concreto C30



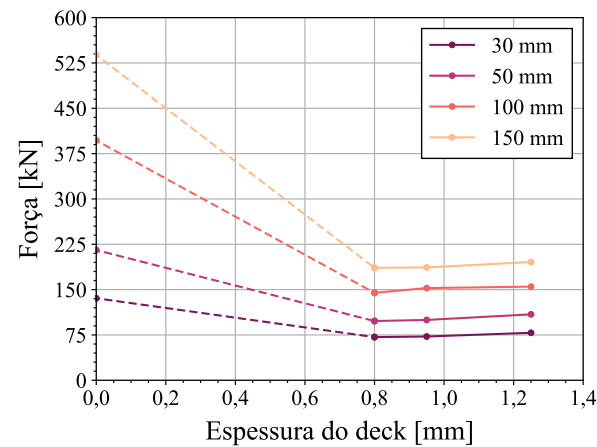
(g) Concreto C50



(h) Concreto C70



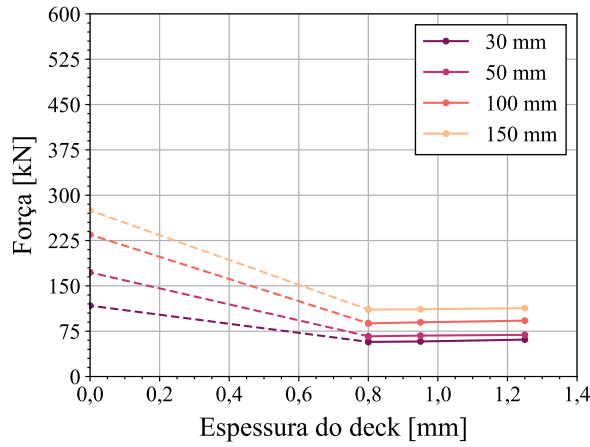
(i) Concreto C90



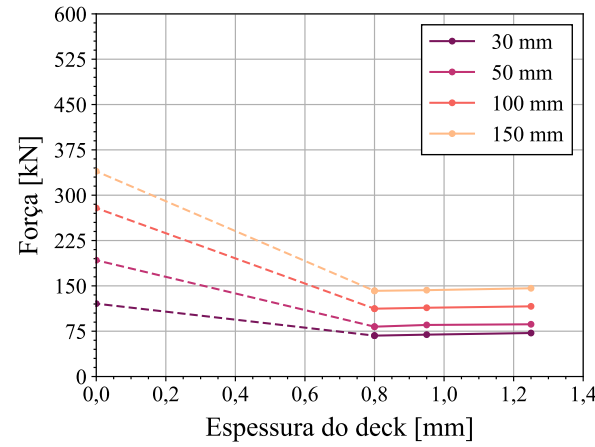
(j) CRARF

Fonte: Autor (2025)

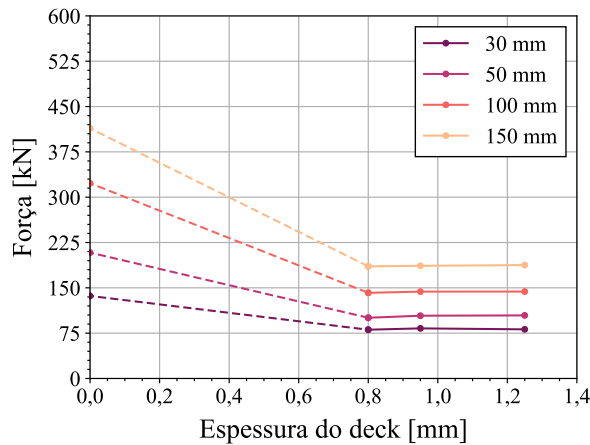
Apêndice B.6: Influência do *steel decking* para os modelos com conector 6x10,50



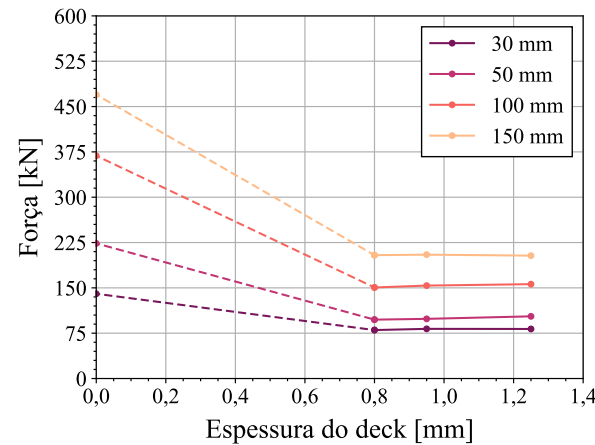
(a) Concreto C20



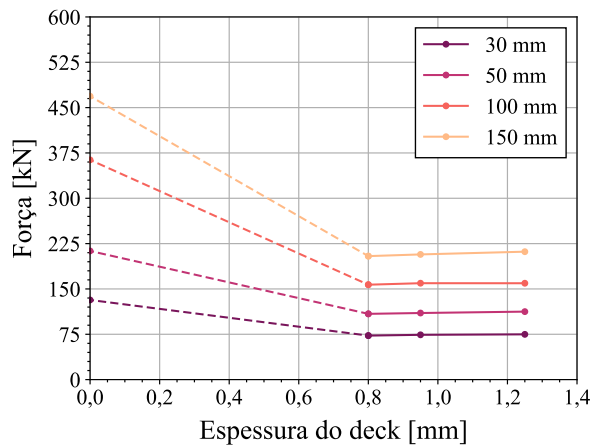
(b) Concreto C30



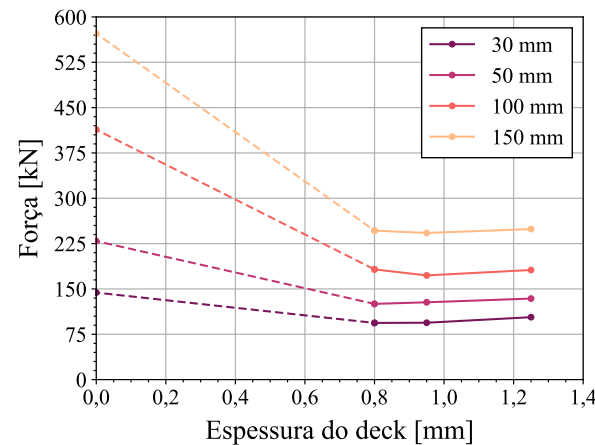
(c) Concreto C50



(d) Concreto C70



(e) Concreto C90

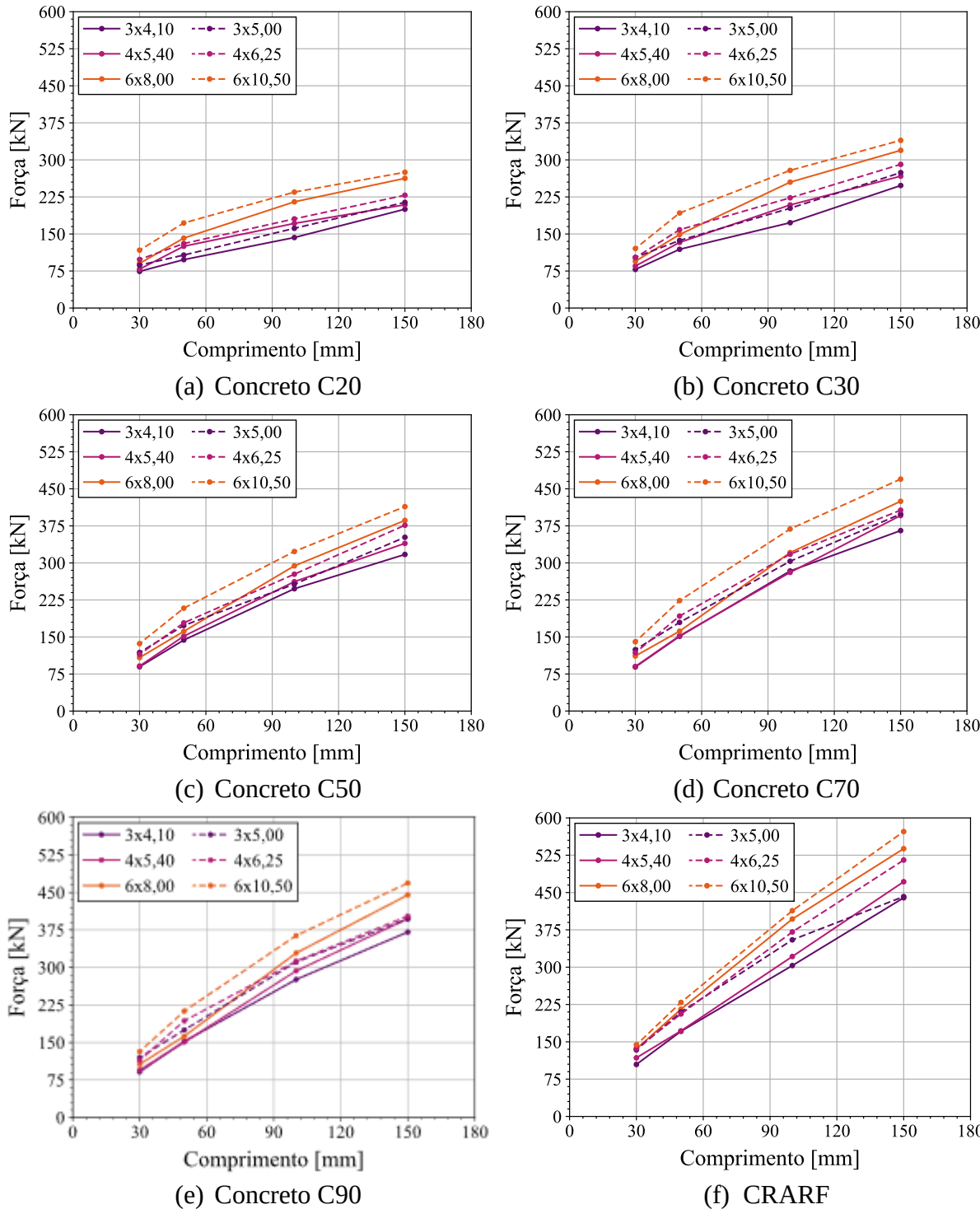


(f) CRARF

Fonte: Autor (2025)

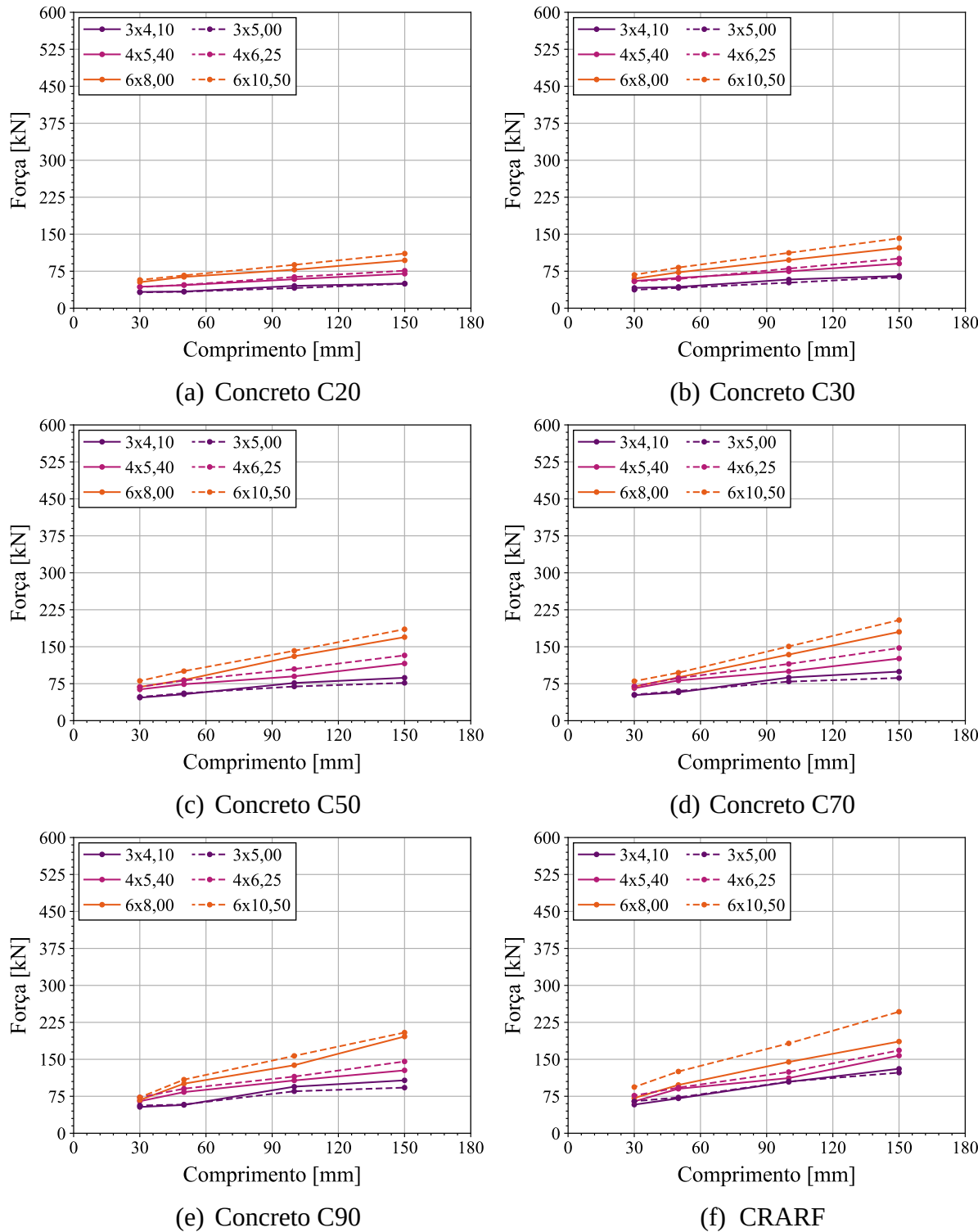
APÊNDICE C: INFLUÊNCIA DO CONECTOR NOS MODELOS

Apêndice C.1: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos sem *steel decking*



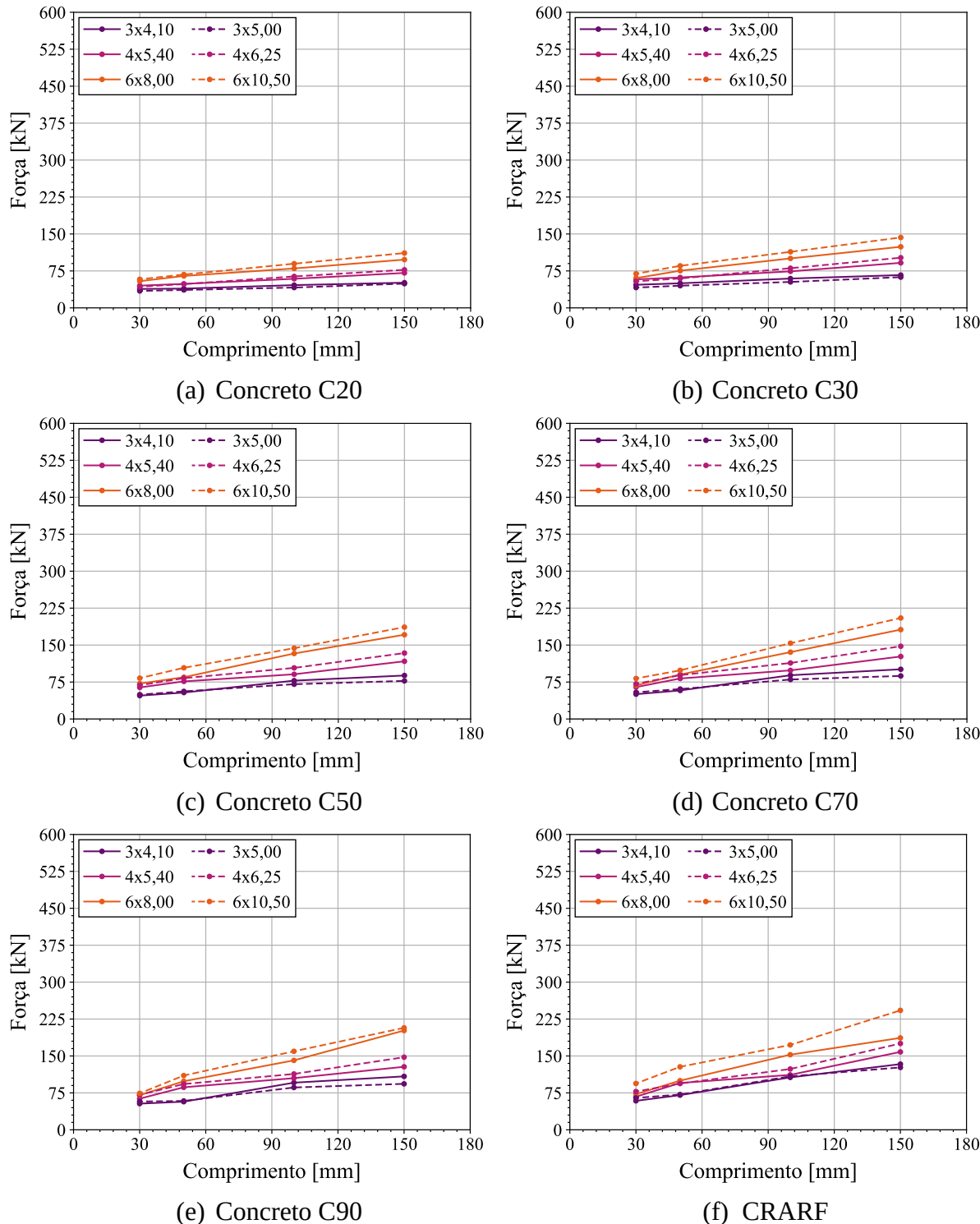
Fonte: Autor (2025)

Apêndice C.2: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos com *steel decking* de 0,80 mm de espessura



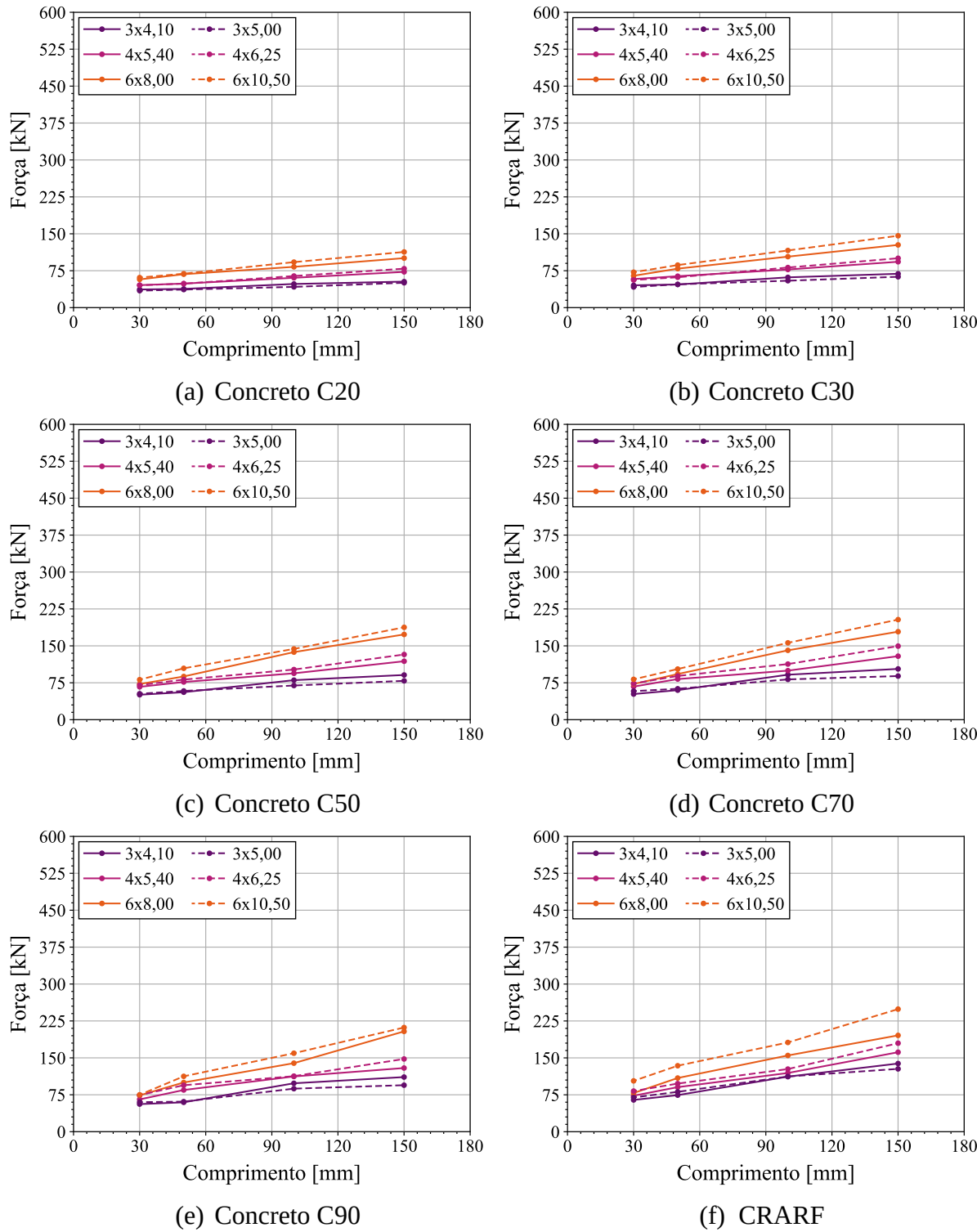
Fonte: Autor (2025)

Apêndice C.3: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos com *steel decking* de 0,95 mm de espessura



Fonte: Autor (2025)

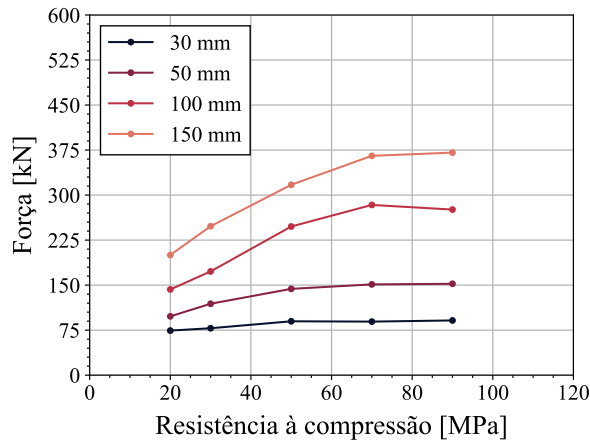
Apêndice C.4: Influência do tipo e comprimento do conector U em modelos com *steel decking* de 1,25 mm de espessura



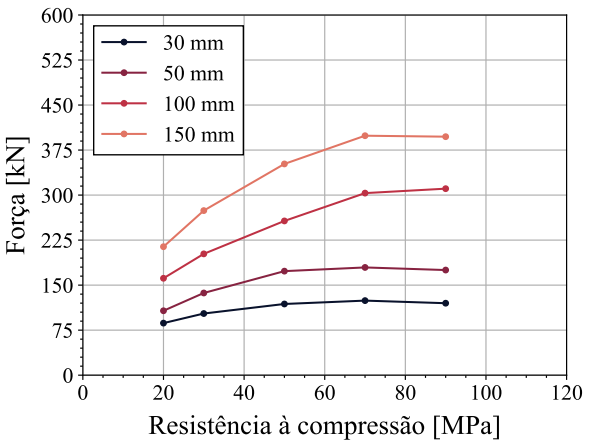
Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE D: INFLUÊNCIA DO CONCRETO NOS MODELOS

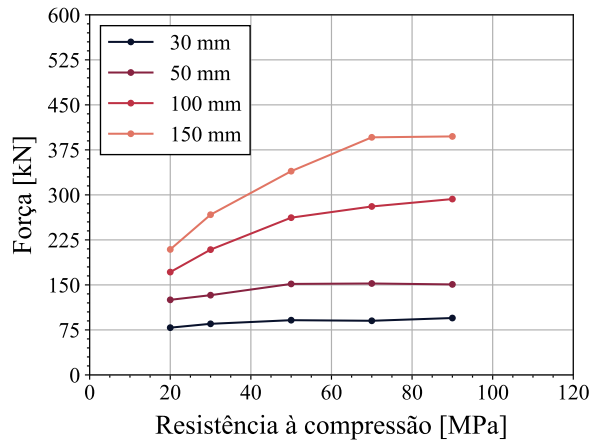
Apêndice D.1: Influência do concreto em modelos sem *steel decking*



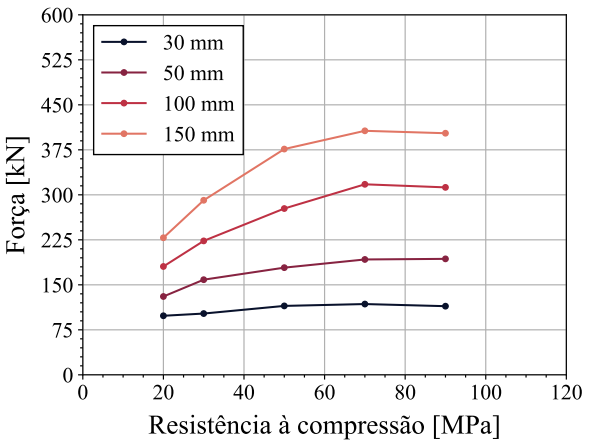
(g) Conector 3x4,10



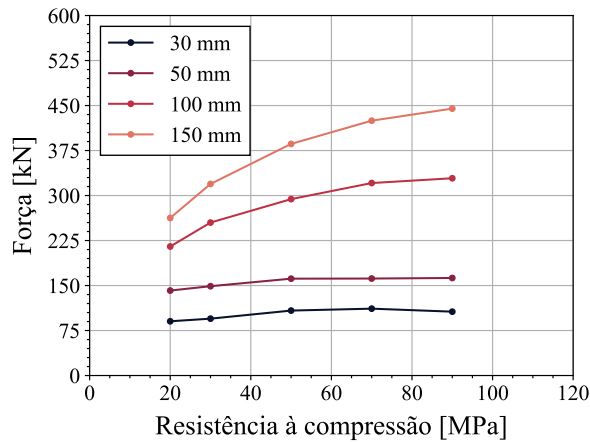
(h) Conector 3x5,00



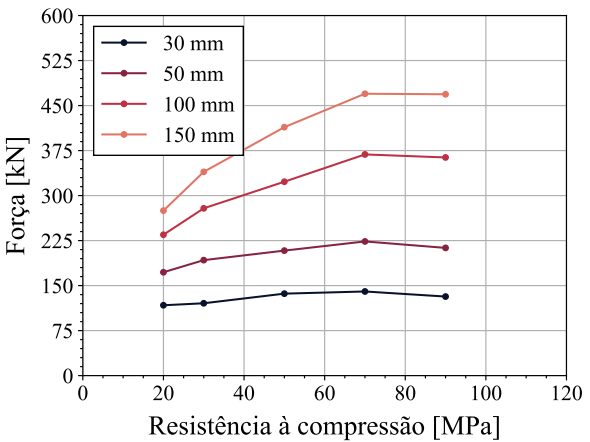
(i) Conector 4x5,40



(j) Conector 4x6,25



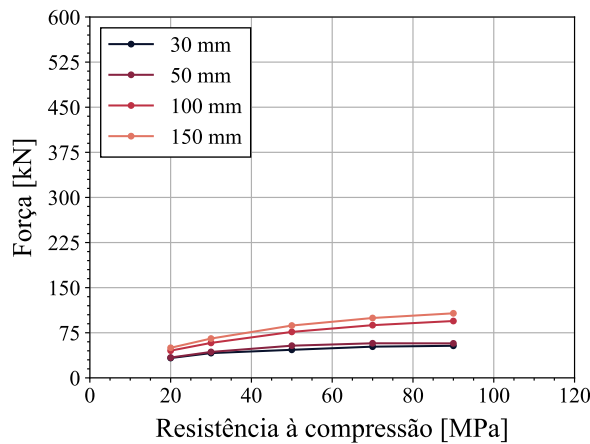
(k) Conector 6x8,00



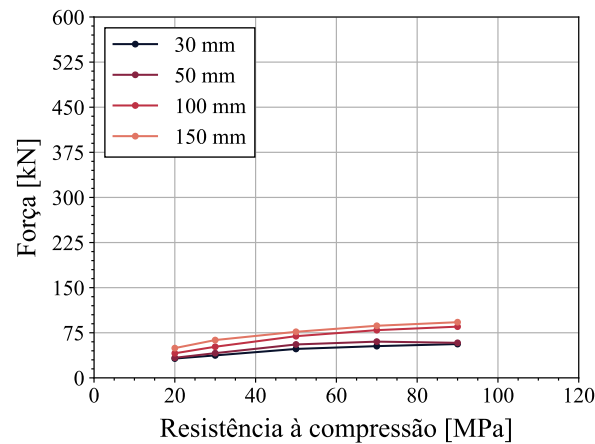
(l) Conector 6x10,50

Fonte: Autor (2025)

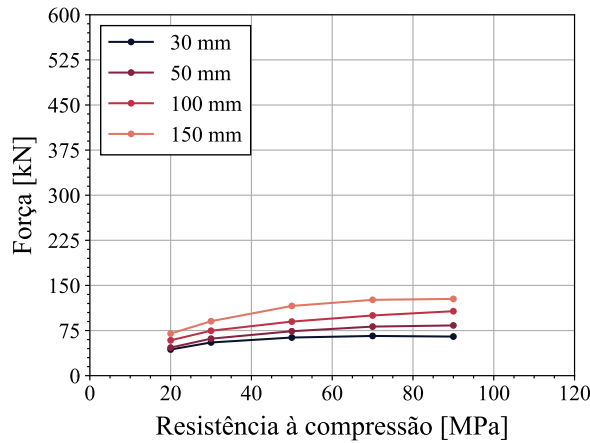
Apêndice D.2: Influência do concreto em modelos com *steel decking* de 0,80 mm de espessura



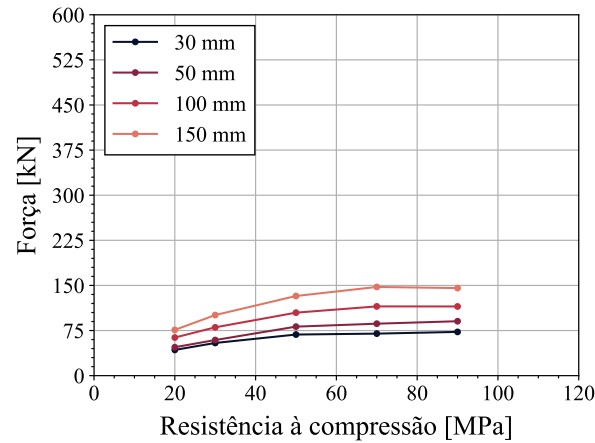
(a) Conector 3x4,10



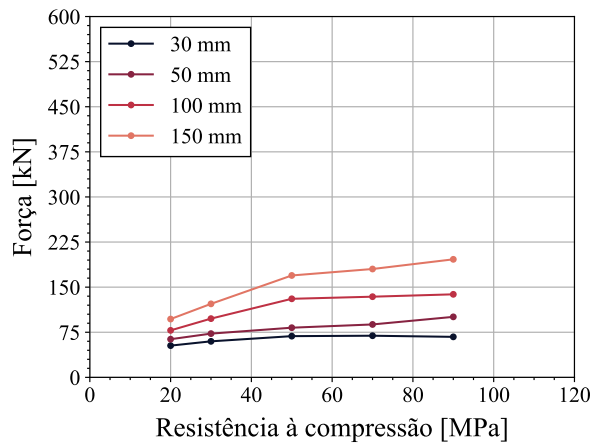
(b) Conector 3x5,00



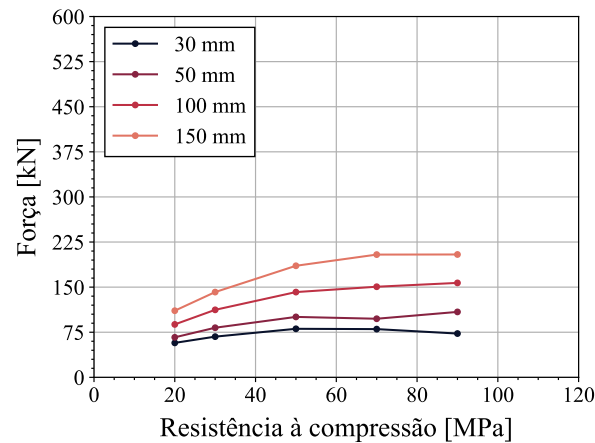
(a) Conector 4x5,40



(b) Conector 4x6,25



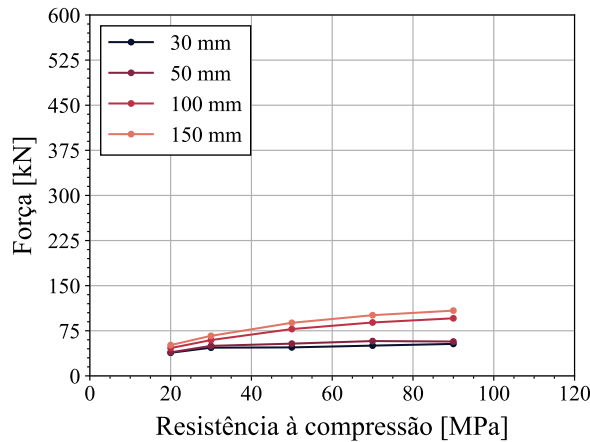
(a) Conector 6x8,00



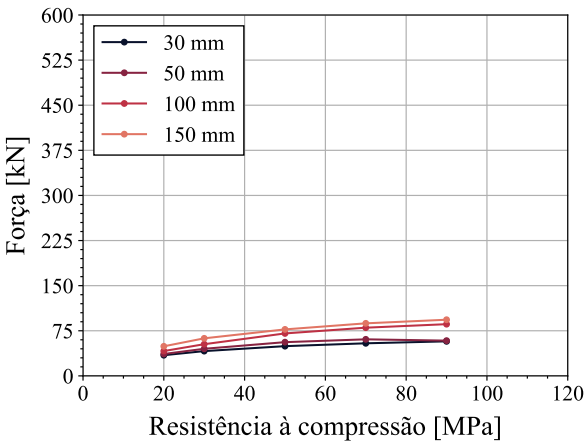
(b) Conector 6x10,50

Fonte: Autor (2025)

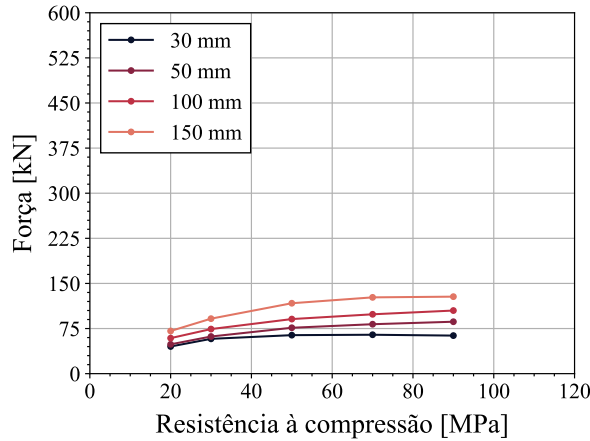
Apêndice D.3: Influência do concreto em modelos com *steel decking* de 0,95 mm de espessura



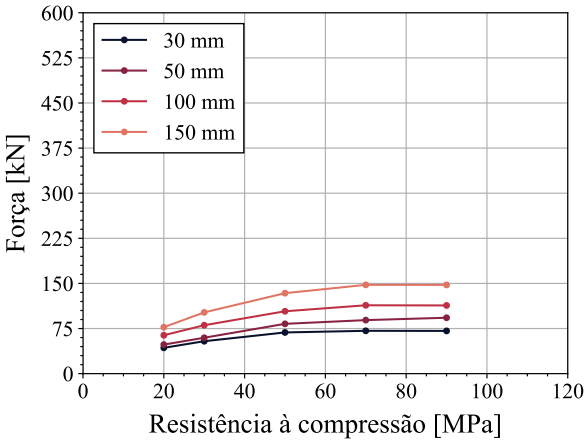
(a) Conector 3x4,10



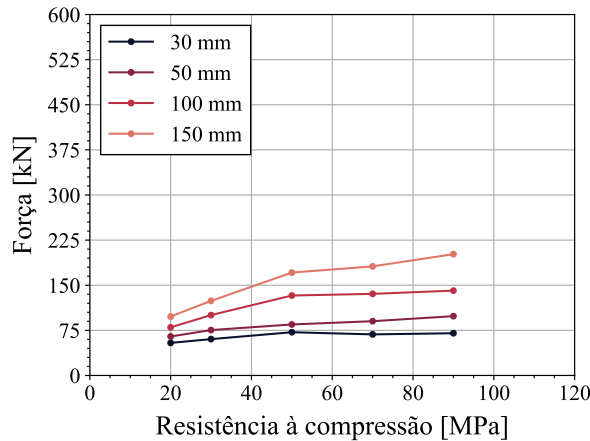
(b) Conector 3x5,00



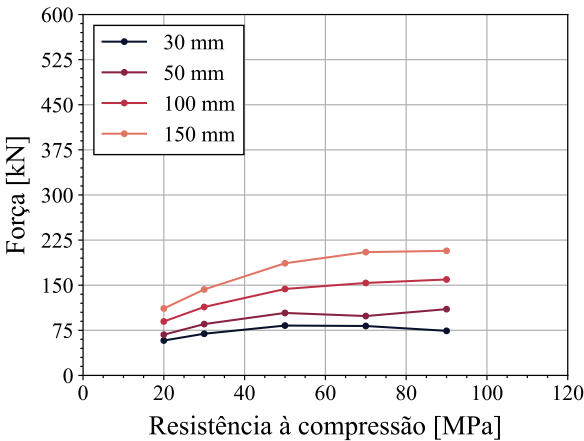
(a) Conector 4x5,40



(b) Conector 4x6,25



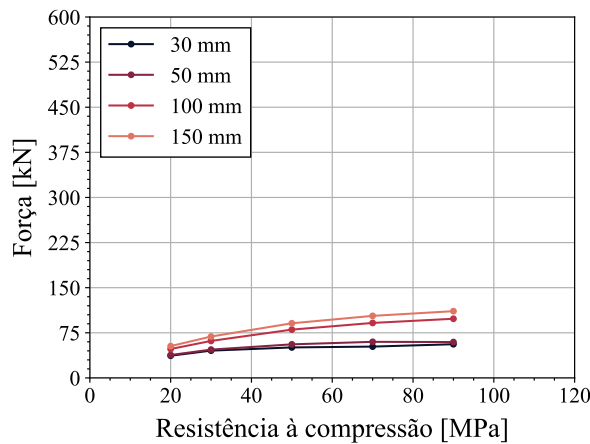
(a) Conector 6x8,00



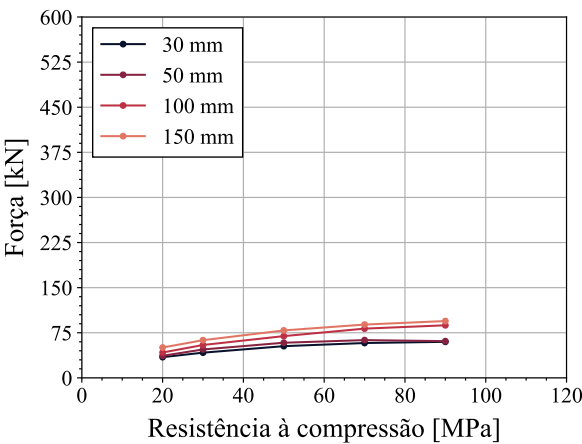
(b) Conector 6x10,50

Fonte: Autor (2025)

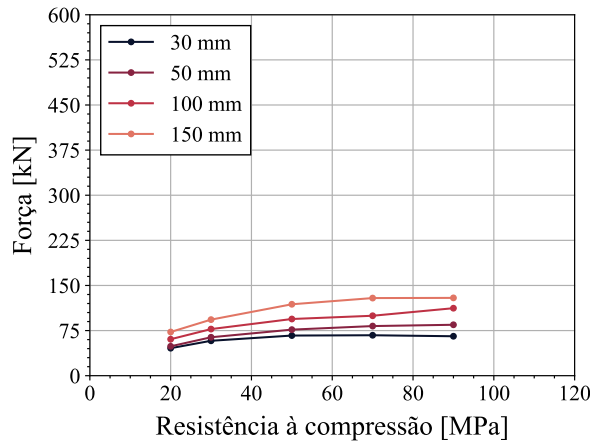
Apêndice D.4: Influência do concreto em modelos com *steel decking* de 1,25 mm de espessura



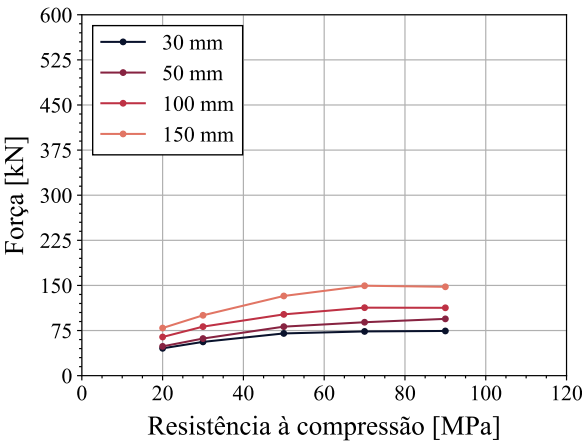
(a) Conector 3x4,10



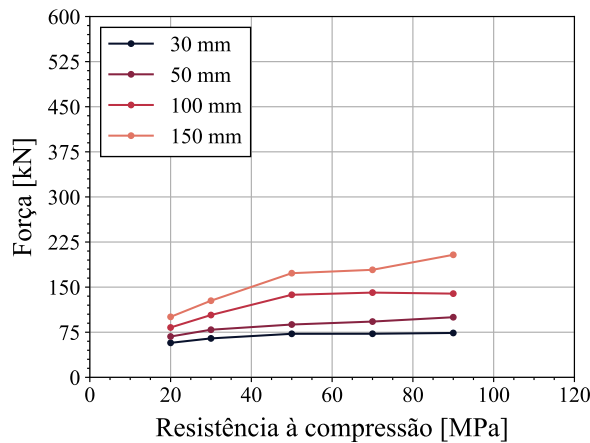
(b) Conector 3x5,00



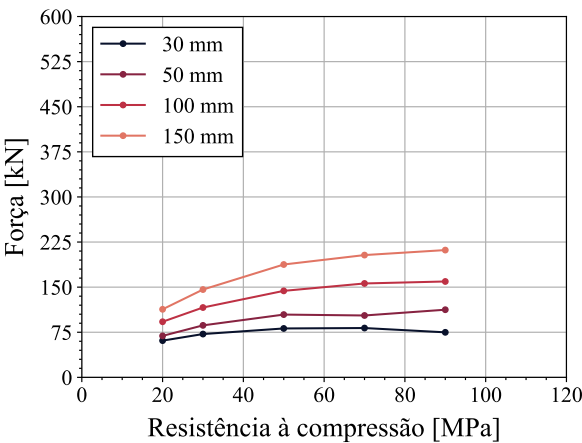
(c) Conector 4x5,40



(d) Conector 4x6,25



(c) Conector 6x8,00

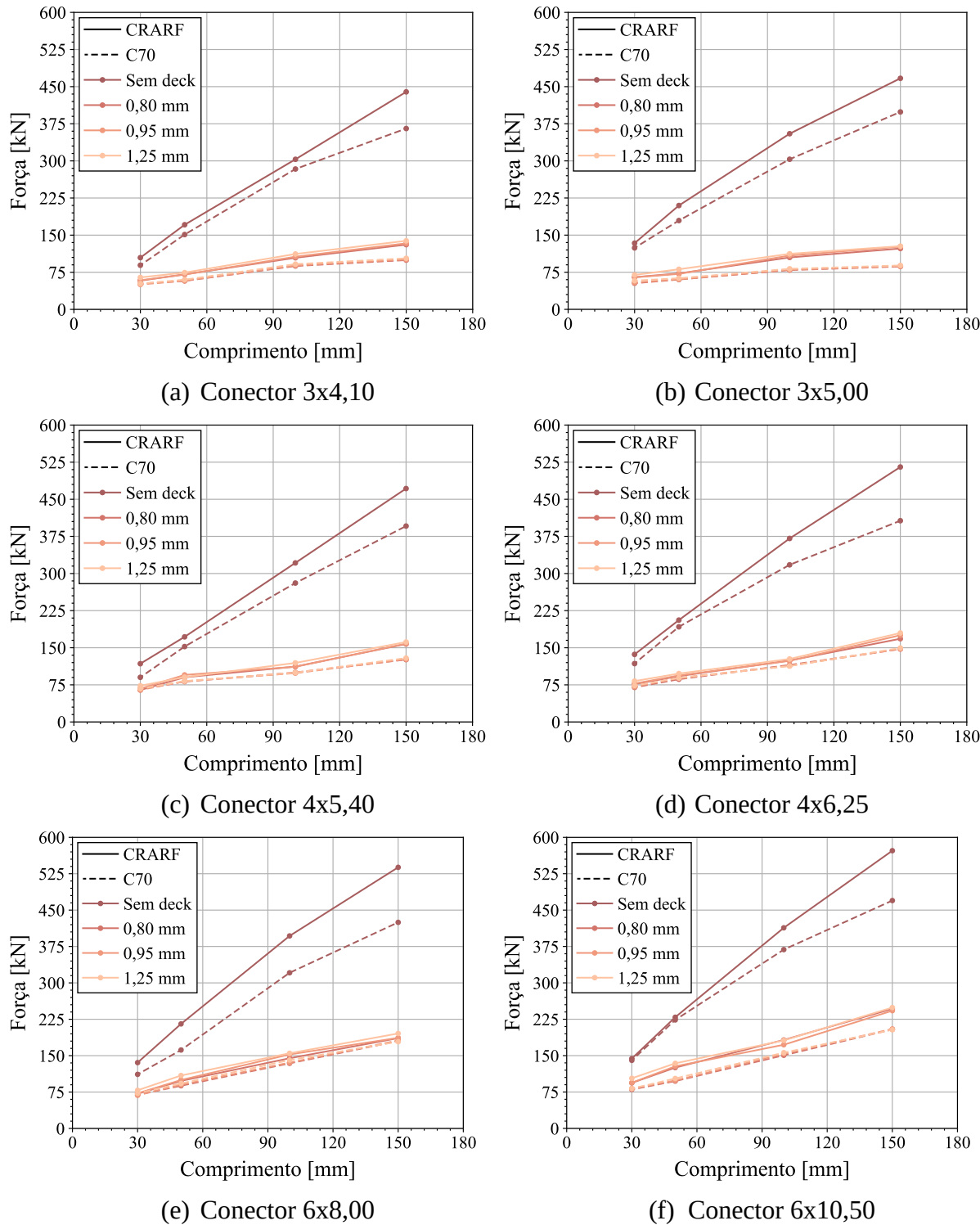


(d) Conector 6x10,50

Fonte: Autor (2025)

APÊNDICE E: INFLUÊNCIA DAS FIBRAS DE AÇO NOS MODELOS

Apêndice E.1: Influência das fibras de aço do CRARF comparadas ao concreto C70



Fonte: Autor (2025)