



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ADRIEL AUGUSTO DOS SANTOS SILVA

**Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas**

Uberlândia

2024

ADRIEL AUGUSTO DOS SANTOS SILVA

**Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas**

Texto de dissertação apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Construção Civil, Estruturas e Geotecnia

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

---

S586a  
2024 Silva, Adriel Augusto dos Santos, 1995-  
Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de  
ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas  
estacas metálicas [recurso eletrônico] / Adriel Augusto dos Santos Silva.  
- 2024.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.  
Modo de acesso: Internet.  
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2024.5135>  
Inclui bibliografia.  
Inclui ilustrações.

1. Engenharia Civil. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, 1976-, (Orient.).  
II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.

---

CDU: 624

André Carlos Francisco  
Bibliotecário Documentalista - CRB-6/3408



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
 Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
 Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP 38400-902  
 Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br



### ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 304, PPGEc				
Data:	27 de agosto de 2024	Hora de início:	9 h	Hora de encerramento:	11 h e 35 min
Matrícula do Discente:	12222ECV013				
Nome do Discente:	Adriel Augusto dos Santos				
Título do Trabalho:	Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estacas metálicas: Análise da ligação das estacas com o bloco				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Fernando Menezes de Almeida Filho - UFSCar, Alexandre Rossi - UFU e Rodrigo Gustavo Delalibera, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Rodrigo Gustavo Delalibera, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

**Aprovado**

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 27/08/2024, às 11:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Alexandre Rossi, Professor(a) do Magistério Superior**, em 27/08/2024, às 11:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fernando Menezes de Almeida Filho, Usuário Externo**, em 27/08/2024, às 11:35, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **5644966** e o código CRC **20560643**.

# RESUMO

O bloco de coroamento é projetado como um elemento de transição, transferindo as ações da superestrutura para as estacas. Embora amplamente utilizado, não existe um método de cálculo unificado ou consenso sobre os parâmetros a serem utilizados em seu dimensionamento. Geralmente, o método de bielas e tirantes é empregado em blocos considerados rígidos, enquanto o método das seções é usado para blocos flexíveis. Além disso, as limitações do conhecimento científico sobre o comportamento de blocos sobre estacas metálicas, juntamente com a escassez de literatura técnica disponível, resultam em divergências entre os métodos analíticos e na ausência de normatização. Isso pode levar a verificações equivocadas, resultando em superdimensionamento ou subdimensionamento desses elementos, o que pode causar desperdício de materiais ou comprometer a segurança estrutural das edificações. Diante dessas questões, este trabalho propôs investigar o comportamento mecânico de blocos adicionando uma chapa soldada no topo das estacas metálicas, referida como chapa de ligação, a fim de aumentar a área da zona nodal inferior e reduzir as tensões nessa região. Para o desenvolvimento dessa investigação, foram fabricados 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas de perfil W laminado, com variações de armaduras e espessuras das chapas de ligação. Os ensaios dos modelos experimentais permitiram a análise do comportamento geral dos modelos, da rigidez e força última, da deformação dos tirantes, das estacas, das armaduras longitudinais dos pilares e do concreto na região das bielas. Os resultados indicaram que a adição de uma chapa de ligação em blocos sobre estacas metálicas pode aumentar significativamente a capacidade resistente desses elementos. Para aprofundar o estudo, foram desenvolvidas simulações numéricas no *Software ABAQUS/CAE*<sup>®</sup>, utilizando os modelos ensaiados experimentalmente para aferir os modelos numéricos e compreender os fluxos de tensões e o comportamento mecânico dos modelos. Com o desenvolvimento dessas análises, espera-se contribuir para o avanço do conhecimento sobre o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas e buscar maneiras de otimizá-los.

**Palavras-chave:** Análise experimental; Análise numérica; Blocos sobre estacas; Estacas metálicas; Fundações.

# ABSTRACT

The pile cap is designed as a transition element that transfers loads from the superstructure to the piles. Although widely used, there is no unified calculation method or consensus on the parameters to be used in its design. Typically, the strut-and-tie method is employed for rigid pile caps, while the sections method is used for flexible pile cap. In addition, the limitations of scientific knowledge on the behavior of pile caps on steel piles, together with the scarcity of available technical literature, result in divergence between analytical methods and the absence of standardization. This can lead to incorrect verifications, resulting in oversizing or undersizing of these elements, which can cause material waste or compromise the structural safety of buildings. Considering these issues, this study proposed to investigate the mechanical behavior of pile caps by adding a welded plate on top of the steel piles, referred to as a connection plate. This plate increases the area of the lower nodal zone, reducing stresses in this region. For this investigation, 6 models of pile caps on two I-beam steel piles were fabricated, with variations in reinforcement and connection plate thicknesses. The experimental tests allowed for the analysis of the models' overall behavior, stiffness, and ultimate strength, the deformation of the ties, piles, column longitudinal reinforcements and the concrete in the strut region. The results showed that adding a connection plate to pile caps on steel piles can significantly increase their load-bearing capacity. To further the study, numerical simulations were conducted using ABAQUS/CAE<sup>®</sup> software, utilizing the experimentally tested models to validate the numerical models and understand the stress flows and mechanical behavior. Through these analyses, the study aims to advance knowledge on the mechanical behavior of pile caps on steel piles and explore ways to optimize them.

**Keywords:** Foundations; Numerical analysis; Experimental analysis; Pile caps; Steel piles.

# LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Bloco sobre duas estacas de perfil W laminado.....	12
Figura 2.1 - Arranjos de armadura em blocos sobre quatro estacas .....	16
Figura 2.2 - Arranjos de armadura em blocos sobre três estacas.....	17
Figura 2.3 - Bloco rompido com armadura em bigode.....	18
Figura 2.4 – Superfície da fratura de bloco ensaiado por Mautoni (1972).....	19
Figura 2.5 - Evolução das fissuras em bloco ensaiado por Mautoni (1972) .....	19
Figura 2.6 - Arranjos de armadura e tipos de ancoragem estudados por Taylor e Clarke (1976) .....	20
Figura 2.7 - Modelos de blocos estudados por Adebar, Kuchma e Collins (1990).....	21
Figura 2.8 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Adebar, Kuchma e Collins (1990) e suas principais trajetórias de tensões.....	23
Figura 2.9 - Bloco ensaiado por Delalibera (2006) .....	23
Figura 2.10 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006).....	24
Figura 2.11 - Modelos estudados por Munhoz (2014) .....	25
Figura 2.12 - Plano de ruptura de um bloco ensaiado por Tomaz (2018) .....	26
Figura 2.13 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Yun, Chae e Ramirez (2019) .....	27
Figura 2.14 - Modelo de bielas e tirantes com a consideração de nó comprimido dentro do bloco proposto por Santos, Carvalho e Stucchi (2019) .....	28
Figura 2.15 - Ações de cisalhamento e flexão em blocos sobre estacas proposto por Mogili e Hwang (2021).....	29
Figura 2.16 - Modelos de blocos estudados por Gonçalves, Delalibera e Filho (2022).....	30
Figura 2.17 - Modelos de blocos estudados por Boulifa, Goudjil e Samai (2023) .....	31
Figura 2.18 - Modelos das amostras ensaiadas por Laughery <i>et al.</i> (2024) .....	33
Figura 2.19 - Arranjos ensaiados por Sam e Iyer (1995).....	34
Figura 2.20 - Modelos ensaiados por Munhoz (2004).....	35
Figura 2.21 – Modelo de bloco simulado por Ramos (2007).....	37
Figura 2.22 - Modelos de blocos ensaiados por Buttignol e Almeida (2012) .....	39
Figura 2.23 - Modelo de bielas e tirantes tridimensional proposto por Metwally (2016) para o bloco (c) de Adebar, Kuchma e Collins (1990) .....	41
Figura 2.24 - Modelo de bielas e tirantes para blocos sobre quatro estacas sem armadura de cisalhamento proposto por Meléndez <i>et al.</i> (2019) .....	41
Figura 2.25 - Modelos de blocos ensaiados por Al-Sakin (2022) .....	42
Figura 3.1 - Método de identificação dos modelos .....	45
Figura 3.2 - Detalhamento esquemático do modelo BA <sub>s,sold0</sub> estudado por Gonçalves (2020)	46
Figura 3.3 - Detalhamento da soldagem na ligação.....	52
Figura 3.4 - Detalhamento dos modelos com tirantes de Ø12,5 mm .....	60
Figura 3.5 - Detalhamento dos modelos com tirantes de Ø20,0 mm .....	61
Figura 3.6 – Detalhamento das chapas de ligação das estacas .....	62
Figura 3.7 - Detalhamento dos pilares.....	62
Figura 3.8 - Vista isométrica dos modelos .....	63
Figura 3.9 - Modelo B3 A200 pronto para concretagem.....	64
Figura 3.10 - Abatimento do concreto dos blocos .....	65

Figura 3.11 - Modelo B3 A200 concretado .....	65
Figura 3.12 - Abatimento do concreto dos pilares.....	66
Figura 3.13 - Modelo BC1 A200 com o pilar concretado .....	66
Figura 3.14 – Posição dos extensômetros nos modelos com armadura de Ø12,5 mm.....	67
Figura 3.15 – Posição dos extensômetros nos modelos com armadura de Ø20,0 mm.....	68
Figura 3.16 - Detalhes do posicionamento dos extensômetros na estaca (dimensões em cm). 69	
Figura 3.17 - Localização dos extensômetros nos modelos .....	69
Figura 3.18 - Detalhes das posições dos extensômetros nos modelos .....	70
Figura 3.19 – Posição dos LVDTs nos modelos .....	71
Figura 3.20 - Sistema de ensaio em vista isométrica.....	72
Figura 3.21 - Detalhe das rótulas.....	72
Figura 3.22 - Sistema de ensaio em vista lateral com detalhes .....	73
Figura 4.1 - Corpo de prova durante o ensaio de tração.....	74
Figura 4.2 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø20,0 mm.....	75
Figura 4.3 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø12,5 mm.....	76
Figura 4.4 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø6,3 mm.....	76
Figura 4.5 - Corpo de prova durante o ensaio de compressão.....	77
Figura 4.6 - Corpo de prova durante o ensaio de módulo de deformação longitudinal com o extensômetro removível .....	79
Figura 4.7 - Corpo de prova durante o ensaio de compressão diametral.....	82
Figura 4.8 - Evolução da fissuração no bloco BC1 A200 .....	85
Figura 4.9 - Evolução da fissuração no bloco BC2 A200. ....	86
Figura 4.10 - Mostra a evolução da fissuração no bloco BC3 A200 .....	87
Figura 4.11 - Evolução da fissuração no bloco BC1 A125.....	88
Figura 4.12 - Deformações da alma do perfil das estacas .....	89
Figura 4.13 - Evolução da fissuração no bloco BC2 A125 .....	89
Figura 4.14 - Evolução da fissuração no bloco BC3 A125 .....	90
Figura 4.15 - Força vs. deslocamentos do modelo BC1 A200 .....	93
Figura 4.16 - Força vs. deslocamentos do modelo BC2 A200 .....	93
Figura 4.17 - Força vs. deslocamentos do modelo BC3 A200 .....	93
Figura 4.18 - Força vs. deslocamentos do modelo BC1 A125 .....	94
Figura 4.19 - Força vs. deslocamentos do modelo BC2 A125 .....	94
Figura 4.20 - Força vs. deslocamentos do modelo BC3 A125 .....	94
Figura 4.21 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC1 A200.....	95
Figura 4.22 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC2 A200.....	96
Figura 4.23 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC3 A200.....	96
Figura 4.24 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC1 A125.....	96
Figura 4.25 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC2 A125.....	97
Figura 4.26 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC3 A125.....	97
Figura 4.27 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC1 A200.....	98
Figura 4.28 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC2 A200.....	98
Figura 4.29 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC3 A200.....	99
Figura 4.30 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC1 A125.....	99
Figura 4.31 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC2 A125.....	99
Figura 4.32 – Força vs. deformação na estaca do modelo BC3 A125.....	100
Figura 4.33 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC1 A200.....	101
Figura 4.34 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC2 A200.....	101

Figura 4.35 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC3 A200.....	101
Figura 4.36 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC1 A125.....	102
Figura 4.37 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC2 A125.....	102
Figura 4.38 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC3 A125.....	102
Figura 4.39 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC1 A200	103
Figura 4.40 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC2 A200	104
Figura 4.41 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC3 A200	104
Figura 4.42 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC1 A125	104
Figura 4.43 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC2 A125	105
Figura 4.44 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC3 A125	105
Figura 5.1 - Detalhe da chapa de ligação do modelo BC3 A200 após ruptura.....	107
Figura 5.2 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 1 pol .....	108
Figura 5.3 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol .....	109
Figura 5.4 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol .....	109
Figura 5.5 - Força vs. deslocamento dos modelos com armadura de Ø20,0 nos tirantes.....	110
Figura 5.6 - Força vs. deslocamento dos modelos com armadura de Ø12,5 nos tirantes.....	110
Figura 5.7 - Força vs. deslocamento de todos os modelos .....	111
Figura 5.8 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 1 pol.....	113
Figura 5.9 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol.....	113
Figura 5.10 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol.....	113
Figura 5.11 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 1 pol.....	115
Figura 5.12 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol .....	116
Figura 5.13 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol .....	116
Figura 5.14 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 1 pol.....	117
Figura 5.15 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol.....	117
Figura 5.16 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol.....	118
Figura 5.17 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 1 pol .....	119
Figura 5.18 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 3/4 pol .....	119
Figura 5.19 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 1/2 pol .....	120
Figura 5.20 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 1 pol.....	122
Figura 5.21 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 3/4 pol.....	123
Figura 5.22 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 1/2 pol.....	123
Figura 5.23 - Força vs. deslocamento dos modelos ensaiados e do modelo de referência.....	124
Figura 6.1 - Elementos Finitos .....	129
Figura 6.2 - Modelo Discretizado.....	130
Figura 6.3 - Propriedades das interações de contato .....	131
Figura 6.4 Relação tensão-deformação para os elementos de aço .....	131
Figura 6.5 - Resposta do concreto ao carregamento uniaxial.....	132
Figura 6.6 - Ciclo de carga uniaxial - tração-compressão-tração .....	133
Figura 6.7 - Condições de contorno .....	134
Figura 6.8 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 1 pol ..	135
Figura 6.9 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol	135
Figura 6.10 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol .....	136

Figura 6.11 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 1 pol.....	136
Figura 6.12 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol .....	137
Figura 6.13 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol .....	137
Figura 6.14 - Força vs. deslocamento BC1 A200 .....	139
Figura 6.15 - Força vs. deslocamento BC2 A200 .....	140
Figura 6.16 - Força vs. deslocamento BC3 A200 .....	140
Figura 6.17 - Força vs. deslocamento BC1 A125 .....	140
Figura 6.18 - Força vs. deslocamento BC2 A125 .....	141
Figura 6.19 - Força vs. deslocamento BC3 A125 .....	141

# LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades geométricas dos modelos ensaiados experimentalmente.....	46
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto e a força última do modelo de referência ..	47
Tabela 3.3 - Propriedades geométricas do perfil utilizado .....	52
Tabela 3.4 - Dimensionamento dos blocos .....	59
Tabela 3.5 - Verificação do perfil .....	59
Tabela 3.6 - Dimensionamento dos pilares.....	59
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas das barras de aço .....	75
Tabela 4.2 - Informações referentes ao ensaio de compressão .....	78
Tabela 4.3 - Informações referentes ao ensaio de módulo de deformação longitudinal .....	79
Tabela 4.4 - Comparação entre os resultados experimentais e os métodos de cálculo para módulo de elasticidade secante.....	81
Tabela 4.5 - Informações referentes ao ensaio de tração por compressão diametral.....	83
Tabela 4.6 – Progressão da fissuração nos modelos .....	91
Tabela 4.7 - Forças de reação nas estacas.....	92
Tabela 5.1 - Força e abertura da primeira fissura .....	106
Tabela 5.2 - Comparação entre as forças últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967).....	111
Tabela 5.3 - Análise entre as tensões máximas calculadas pelo método analítico de Blévet e Frémy (1967) e os resultados experimentais de uma das barras da armadura dos tirantes ....	114
Tabela 5.4 - Comparação entre as tensões últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967).....	120
Tabela 5.5 - Análise entre as forças últimas experimentais e pelo método de Tomaz <i>et al.</i> (2018) da zona nodal superior .....	122
Tabela 5.6 - Resistência à compressão e a força última dos modelos .....	124
Tabela 6.1 - Tipo e dimensão dos elementos finitos.....	129
Tabela 6.2 - Análise entre as tensões de tração últimas .....	138
Tabela 6.3 - Comparação entre as forças últimas experimentais e numéricas .....	141

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	11
<b>1.1. Considerações iniciais</b> .....	11
<b>1.2. Justificativa</b> .....	14
<b>1.3. Objetivos</b> .....	14
<i>1.3.1. Objetivo Geral</i> .....	14
<i>1.3.2. Objetivo específico</i> .....	14
<b>1.4. Síntese da metodologia</b> .....	15
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	16
<b>2.1. Pesquisas com ênfase experimental</b> .....	16
<b>2.2. Pesquisas com ênfase numérica</b> .....	34
<b>2.3. Comentários finais do capítulo</b> .....	44
<b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	45
<b>3.1. Considerações iniciais</b> .....	45
<b>3.2. Modelo de referência</b> .....	46
<b>3.3. Dimensionamento e detalhamento dos modelos</b> .....	47
<i>3.3.1. Verificação das tensões nodais</i> .....	47
<i>3.3.2. Dimensionamento da armadura de tração</i> .....	48
<i>3.3.3. Ancoragem da armadura de tração</i> .....	49
<i>3.3.4. Verificação das estacas</i> .....	51
<i>3.3.5. Dimensionamento dos pilares</i> .....	56
<i>3.3.6. Detalhamento dos modelos</i> .....	58
<b>3.4. Características dos concretos</b> .....	63
<b>3.5. Construção dos modelos</b> .....	64
<b>3.6. Instrumentação dos modelos</b> .....	67
<i>3.6.1. Instrumentação nas armaduras e estacas</i> .....	67
<i>3.6.2. Instrumentação no concreto</i> .....	69
<i>3.6.3. Instrumentação nos blocos</i> .....	70
<b>3.7. Sistema de ensaio</b> .....	71
<b>4. APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS</b> .....	74
<b>4.1. Considerações iniciais</b> .....	74
<b>4.2. Propriedades mecânicas das barras de aço</b> .....	74

<b>4.3.</b>	<b>Propriedades mecânicas do concreto</b> .....	76
4.3.1.	<i>Resistência à compressão</i> .....	77
4.3.2.	<i>Módulo de deformação e de elasticidade</i> .....	78
4.3.3.	<i>Resistência à tração</i> .....	82
<b>4.4.</b>	<b>Comportamento dos modelos</b> .....	84
4.4.1.	<i>Descrição dos ensaios</i> .....	84
4.4.2.	<i>Fissuração dos modelos</i> .....	90
4.4.3.	<i>Reações das estacas</i> .....	91
4.4.4.	<i>Deslocamentos verticais e horizontais</i> .....	92
4.4.5.	<i>Deformações dos tirantes</i> .....	95
4.4.6.	<i>Deformações das estacas</i> .....	98
4.4.7.	<i>Deformação nas armaduras longitudinais dos pilares</i> .....	100
4.4.8.	<i>Deformação do concreto na região das bielas</i> .....	103
<b>5.</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b> .....	106
5.1.	<b>Considerações iniciais</b> .....	106
5.2.	<b>Comportamento geral dos modelos</b> .....	106
5.3.	<b>Rigidez e força última dos modelos</b> .....	108
5.4.	<b>Deformação da armadura principal de tração do bloco - tirante</b> .....	112
5.5.	<b>Deformação das estacas</b> .....	115
5.6.	<b>Deformação das armaduras longitudinais dos pilares</b> .....	116
5.7.	<b>Deformação do concreto na região das bielas</b> .....	118
5.7.1.	<i>Zona nodal superior e inferior</i> .....	118
5.7.2.	<i>Centro da biela</i> .....	122
5.8.	<b>Comparação com o modelo de referência</b> .....	124
5.9.	<b>Comentários finais do capítulo</b> .....	125
<b>6.</b>	<b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA</b> .....	128
6.1.	<b>Considerações iniciais</b> .....	128
6.2.	<b>Elementos finitos e malha</b> .....	128
6.3.	<b>Interação entre as partes</b> .....	130
6.4.	<b>Modelos Constitutivos</b> .....	131
6.4.1.	<i>Aço</i> .....	131
6.4.2.	<i>Concreto</i> .....	132
6.5.	<b>Condições de contorno</b> .....	134

<b>6.6.</b>	<b>Análise dos resultados</b> .....	134
<b>6.6.1.</b>	<i>fluxo de tensões de compressão</i> .....	135
<b>6.6.2.</b>	<i>fluxo de tensões de tração</i> .....	136
<b>6.6.3.</b>	<i>Rigidez e força última dos modelos</i> .....	138
<b>6.7.</b>	<b>Comentários finais do capítulo</b> .....	142
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	143
<b>7.1.</b>	<b>Considerações finais</b> .....	143
<b>7.2.</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	146
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	147

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Considerações iniciais

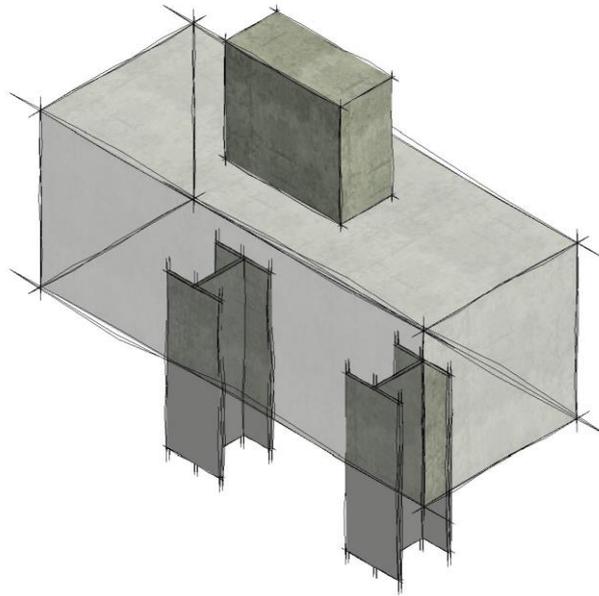
As fundações são elementos fundamentais em qualquer construção civil, sendo responsáveis por transferir as cargas da superestrutura para o solo de forma segura e estável, garantindo a estabilidade da edificação ao longo de sua vida útil.

As fundações são classificadas em dois principais tipos, fundações rasas e fundações profundas. Sendo que, os fatores considerados indispensáveis ao se escolher o tipo de fundação são, as características do solo e os esforços solicitantes. As fundações rasas, como sapatas e radiers, são adequadas para solos de boa capacidade resistente nas camadas superiores, enquanto as fundações profundas, como estacas e tubulões, são utilizadas em solos de baixa capacidade resistente ou em situações em que é necessário alcançar camadas mais resistentes.

As estacas metálicas são utilizadas como elementos de fundação, majoritariamente em construções industriais, estruturas de contenção, edifícios de múltiplos pavimentos, viadutos, pontes e pilares de divisa com o objetivo de eliminar vigas de equilíbrio. Há várias razões para sua utilização quando comparadas aos outros tipos de estacas, dentre as quais se destacam: o nível de vibração reduzido durante a cravação, a possibilidade de cravação em solos de difícil transposição, resistência elevada à compressão, tração, flexão e a simplicidade na utilização devido a facilidade em fazer cortes e emendas.

Após definido o tipo de estaca, é essencial a utilização de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento ou bloco sobre estacas (Figura 1.1). Esse componente é projetado para atuar como um elemento de transição, transferindo as ações da superestrutura para as estacas, portanto, os blocos de coroamento devem ser rígidos o suficiente para que as suas deformações não influenciem nos esforços atuantes na superestrutura e nem no terreno de fundação.

Figura 1.1 - Bloco sobre duas estacas de perfil W laminado



Fonte: O autor.

Embora esses elementos sejam amplamente utilizados, não existe um método de cálculo unificado e nem um consenso quanto aos parâmetros a serem utilizados em seu dimensionamento. As pesquisas desenvolvidas a respeito de blocos sobre estacas nos últimos anos concentraram-se em dois diferentes modelos, o modelo de bielas e tirantes e a teoria geral da flexão, também conhecida como método das seções. Usualmente, o método de bielas e tirantes é empregado em blocos determinados como rígidos e o método das seções em blocos flexíveis.

O modelo de bielas e tirantes é uma generalização da clássica “Analogia da Treliça”, proposta por Ritter e Mörsh em meados do século XX. Essa metodologia baseia-se no teorema do limite inferior da análise plástica limite. Por meio desse teorema é possível estimar o valor das cargas máximas que uma estrutura poderá suportar, como também, determinar a posição e a quantidade de armadura que essa estrutura necessita (Meirinhos, 2008). Blévo e Frémy (1967) ensaiaram 116 modelos de blocos sobre estacas com o objetivo de investigar a aplicabilidade do modelo de bielas e tirantes, qual a sua relação com a ruína e a influência de diferentes arranjos de armaduras na fissuração e na ruptura. Essa pesquisa foi a base para grande parte dos estudos posteriores e novos modelos analíticos de dimensionamento de blocos rígidos.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) por meio da Norma Brasileira (NBR) 6118 (2023, p. 193) define bloco sobre estacas como “estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação”, isto é, um elemento, cujo todas as três dimensões possuem a mesma ordem de grandeza. Ela classifica seu comportamento

estrutural em dois modos, rígido e flexível, baseado em sua geometria. Entretanto, não apresenta critérios específicos para verificação do modelo rígido e para o modelo flexível ela indica as mesmas verificações relativas às lajes.

A norma espanhola *Instrucción de Hormigón Estructural* (2010) (EHE-08) também classifica os blocos em rígidos e flexíveis, outro ponto em comum entre a NBR 6118 (2023) e a EHE-08 (2010) é usar a geometria do bloco como parâmetro para essa classificação, porém, esses critérios são totalmente diferentes. Quanto aos critérios de verificação, a norma espanhola define que para blocos rígidos, o adotado é baseado no modelo de bielas e tirantes, enquanto para blocos flexíveis aplica-se a teoria geral da flexão. Normas como a *American Concrete Institute - Building Code Requirements for Structural Concrete* (2019) (ACI 318-19) e a *British Standards Institution - Eurocode 2: Design of Concrete Structures* (2023) (EN 1992-1-1) não classificam os modelos e não apresentam critérios específicos para verificação, apenas indica quais os métodos de verificação podem ser utilizados, podendo ser pelo método de bielas e tirantes ou métodos baseados na teoria geral da flexão.

Ainda não há um consenso em relação ao comportamento mecânico dos blocos sobre estacas, nem um procedimento padrão para o dimensionamento e verificação dos modelos. Além disso, as limitações do conhecimento científico sobre o comportamento de blocos sobre estacas metálicas e a escassez de literatura técnica no âmbito mundial, fazem com que engenheiros recorram a recomendações empíricas ou modelos de análise simplificados. Isso, por sua vez, leva a verificações equivocadas, podendo superdimensionar ou subdimensionar esses elementos, resultando em desperdício de materiais ou colocando em risco à segurança estrutural das edificações.

Dessa forma, torna-se claro a importância de analisar o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas, a fim de obter uma melhor compreensão dos fluxos de tensões e do comportamento das regiões nodais. Essa análise é importante para caracterizar, com maior precisão, o comportamento mecânico dessas áreas e contribuir para o desenvolvimento de um modelo analítico capaz de representá-lo de maneira eficiente. Nesse contexto, o presente estudo propõe investigar, por meio de análise experimental e simulações numéricas, qual a influência de uma chapa soldada no topo da estaca, referida como chapa de ligação e de sua espessura no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas, de perfil W laminado.

## 1.2. Justificativa

As limitações do conhecimento científico acerca do comportamento de blocos sobre estacas metálicas, aliadas à escassez de literatura técnica disponível, resultam em divergências entre os métodos analíticos e ausência de normatização. Além disso, por se tratar de um elemento enterrado, não é possível inspecioná-lo durante a fase de serviço.

Ao considerar a adição de uma chapa soldada no topo da estaca metálica, referida como chapa de ligação, propõe-se um aumento na área da zona nodal inferior. Essa abordagem sugere uma redução significativa das tensões nessa região, uma vez que, para todos os métodos analíticos baseados no modelo de bielas e tirantes, a tensão nodal inferior está diretamente ligada ao valor da área da seção transversal da estaca. Portanto, torna-se fundamental ampliar o conhecimento, por meio de pesquisa científica, sobre o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas para buscar maneiras de otimizá-los.

## 1.3. Objetivos

### 1.3.1. *Objetivo Geral*

O objetivo deste estudo é analisar o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas, de perfil W laminado, por meio de ensaios experimentais e simulações numéricas, a fim de obter uma melhor compreensão dos fluxos de tensões e do comportamento das regiões nodais.

### 1.3.2. *Objetivo específico*

Os objetivos específicos deste estudo são:

- Investigar qual a influência da chapa de ligação e de sua espessura no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas;
- Investigar qual a influência da quantidade de barras, nos tirantes, no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação;
- Investigar o comportamento da armadura longitudinal do pilar, na região ancorada no bloco, e qual a sua influência na zona nodal superior;
- Investigar o comportamento dos tirantes e qual a influência da biela de compressão na região de ancoragem;

- Realizar simulações numéricas, utilizando os modelos previamente ensaiados para fins de aferição, com o objetivo de compreender os fluxos de tensões nas principais direções e o comportamento nas zonas nodais.

#### 1.4. Síntese da metodologia

a) Realizar uma revisão bibliográfica com o intuito de compreender o comportamento mecânico de blocos sobre estacas, observando as recomendações existentes e os diversos modelos analíticos propostos na literatura técnica e normativa.

b) Ensaiar experimentalmente 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas, de perfil W laminado, em escala real, com a finalidade de analisar o seu comportamento mecânico. Para isso, foram realizados os seguintes ensaios:

- Ensaios para determinação das propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas;
- Ensaios de corpos de provas cilíndricos de concreto, com o objetivo de determinar a resistência à compressão, a tração e o módulo de elasticidade do concreto utilizado;
- Ensaios em três séries de blocos, série B1: blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação de 1 polegada (pol); série B2: blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação de 3/4 pol; e série B3: blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação de 1/2 pol.

c) Desenvolver simulações numéricas no *Software ABAQUS/CAE*<sup>®</sup>, utilizando os modelos ensaiados experimentalmente para aferir os modelos numéricos, com o objetivo de compreender os fluxos de tensões e o comportamento mecânico dos modelos.

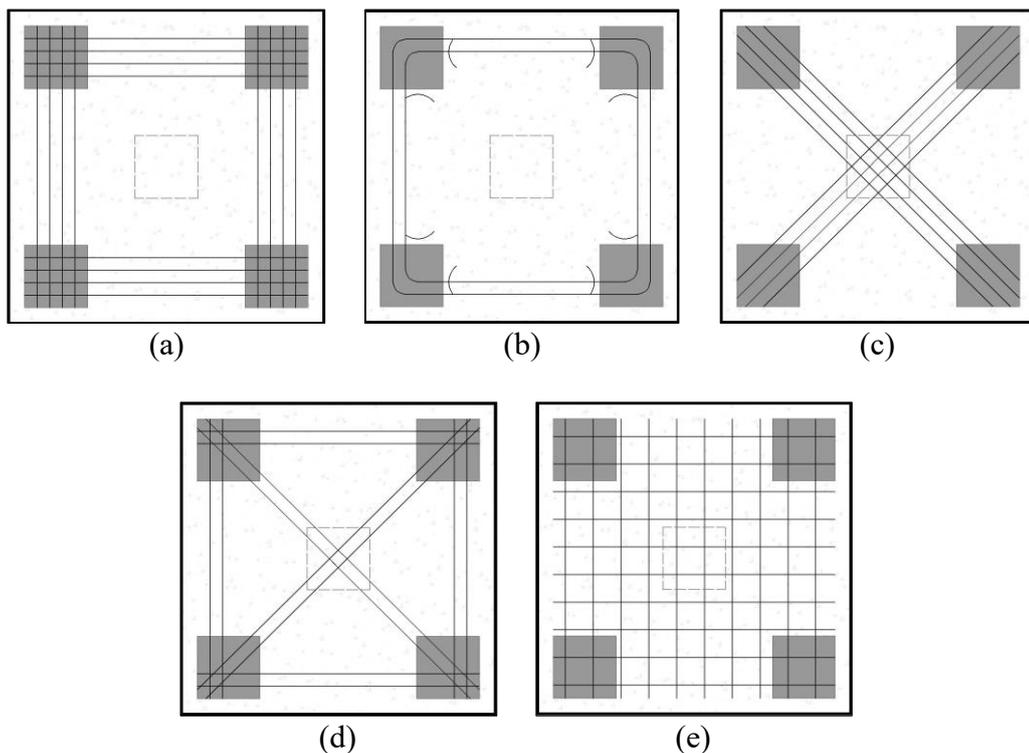
## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Pesquisas com ênfase experimental

Blévot e Frémy (1967) realizam seu programa experimental em duas etapas, a primeira consistiu em ensaiar blocos sobre estacas com escala reduzida, sendo estas 1:2 e 1:3. Foram ensaiados 51 blocos sobre quatro estacas, 37 blocos sobre três estacas e 6 blocos sobre duas estacas. As estacas eram de seção transversal quadrada com 14 centímetros (cm) de lado, os pilares também eram quadrados, normalmente com 15 cm de lado e em alguns casos 18 cm, para evitar a ruptura precoce por esmagamento. A distância entre os eixos das estacas era normalmente de 42 cm, ou seja, três vezes o lado da estaca. A figura 2.1 e a figura 2.2 mostram os tipos de arranjos ensaiados por Blévot e Frémy (1967) em blocos com escala reduzida sobre quatro e três estacas.

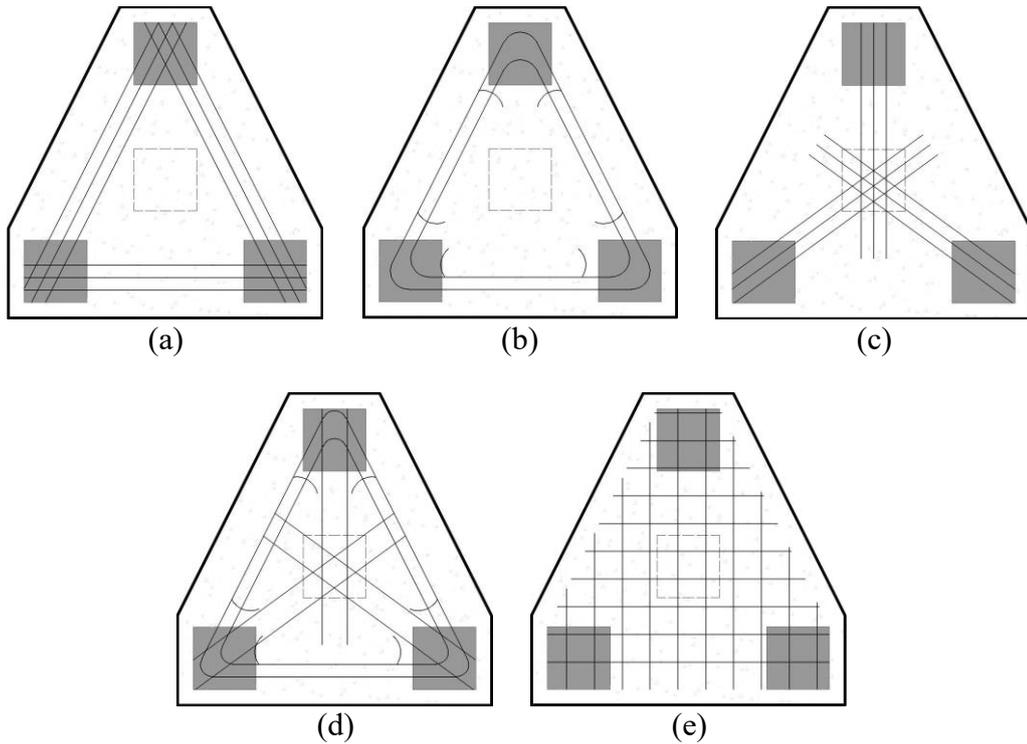
A segunda etapa foi realizada utilizando blocos em tamanho real, sendo, 8 blocos sobre quatro estacas, 8 blocos sobre três estacas e 6 blocos sobre duas estacas. Nesses modelos em escala real as seções transversais dos pilares eram quadradas com dimensões de 50 cm de lado e as estacas com lado de 35 cm, também quadradas.

Figura 2.1 - Arranjos de armadura em blocos sobre quatro estacas



Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967).

Figura 2.2 - Arranjos de armadura em blocos sobre três estacas



Fonte: Adaptado de Blévoit e Frémy (1967).

Através dos resultados experimentais os pesquisadores constataram que:

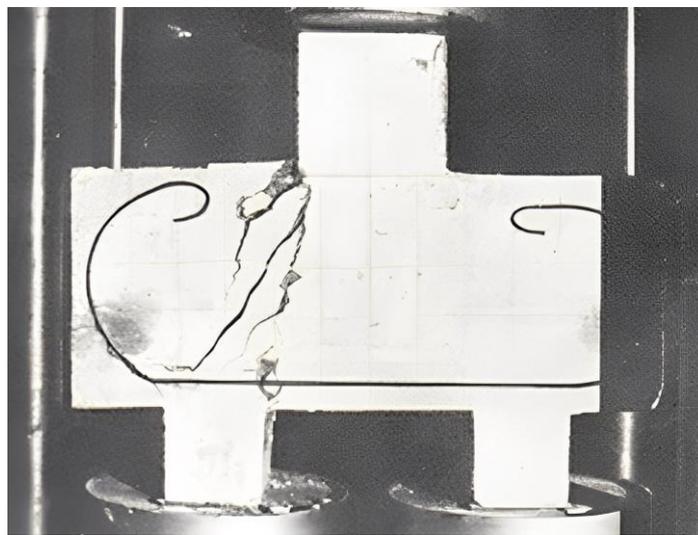
- Para blocos sobre duas estacas, a inclinação das bielas deve ser ao menos 45 graus ( $^{\circ}$ ), entretanto, em blocos com as bielas muito inclinadas, existe o alto risco de escorregamento das bielas de concreto próximo do pilar, então, limita-se a inclinação em 55 $^{\circ}$ ;
- Em blocos sobre três estacas, o limite mínimo e máximo das bielas deve estar entre 40 $^{\circ}$  e 55 $^{\circ}$ , mas recomenda-se que valores menores que 45 $^{\circ}$  devem ser evitados, pois, ao dimensionar tem-se quantidades de aço relativamente consideráveis, portanto, é mais prudente manter as bielas com inclinação de pelo menos 45 $^{\circ}$ ;
- Para blocos sobre quatro estacas definiu-se o limite das bielas entre 40 $^{\circ}$  e 55 $^{\circ}$ , mas mantendo as considerações dos blocos sobre três estacas, recomenda-se que valores menores que 45 $^{\circ}$  devem ser evitados, devido às consideráveis quantidades de aço necessárias para equilibrar as tensões de tração.

Mautoni (1972) realizou seu programa experimental em cinco etapas, o objetivo era analisar a carga de ruptura e qual o mecanismo de ruína de blocos sobre duas estacas. Os ensaios foram realizados em 20 blocos sobre duas estacas, todos possuíam as mesmas propriedades geométricas mudando apenas os arranjos de armaduras que eram de dois tipos, armadura em bigode e em laçada contínua.

Os pilares eram de seção transversal quadrada com 15 cm de lado, as estacas também eram quadradas com 10 cm de lado, a altura da armadura de tração variou entre 20 cm e 23 cm, o espaçamento entre eixos das estacas variou entre 31 cm e 45 cm.

No arranjo da armadura em bigode (Figura 2.3) as barras eram individuais, cada uma com dois trechos semicirculares, contendo ganchos de ancoragem nas extremidades. A armadura em laçada contínua tinha a forma de um fio enrolado com duas extremidades semicirculares separadas por um trecho central retangular.

Figura 2.3 - Bloco rompido com armadura em bigode

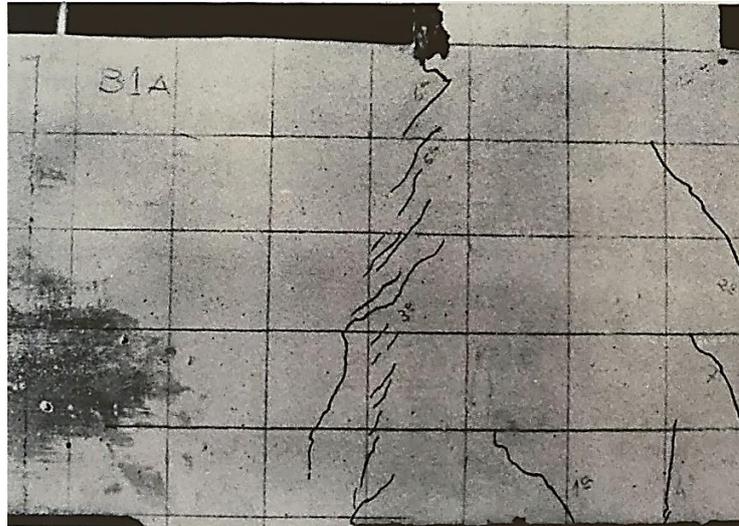


Fonte: Mautoni (1972).

Após os ensaios, Mautoni (1972) observou que as fissuras nos blocos obedeciam à várias naturezas e a carga em que a primeira fissura aparecia, variava entre 40% e 72% da carga de ruptura.

Com o propósito de tornar seu trabalho mais objetivo, o pesquisador descreveu a evolução da fissuração em um de seus blocos (Figura 2.5). Esse bloco foi armado com seis barras de 1/2 pol, com arranjo de armadura em laçada contínua, que se rompeu com carga de 80 tf. Com 78 tf a superfície da fratura por cisalhamento ficou nítida como mostrado na figura 2.4.

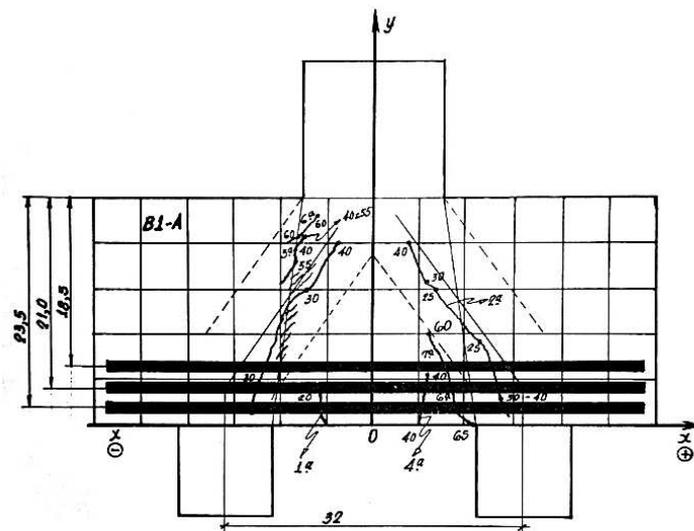
Figura 2.4 – Superfície da fratura de bloco ensaiado por Mautoni (1972)



Fonte: Mautoni (1972).

A primeira fissura apareceu por volta de 40% da carga de ruptura, próximo ao meio do vão, junto à armadura de tração, na região inferior do bloco. A fissuração continuou até a carga chegar próximo dos 75% da carga de ruptura, desse ponto em diante as fissuras praticamente estabilizaram em extensão e evoluíram apenas em abertura.

Figura 2.5 - Evolução das fissuras em bloco ensaiado por Mautoni (1972)



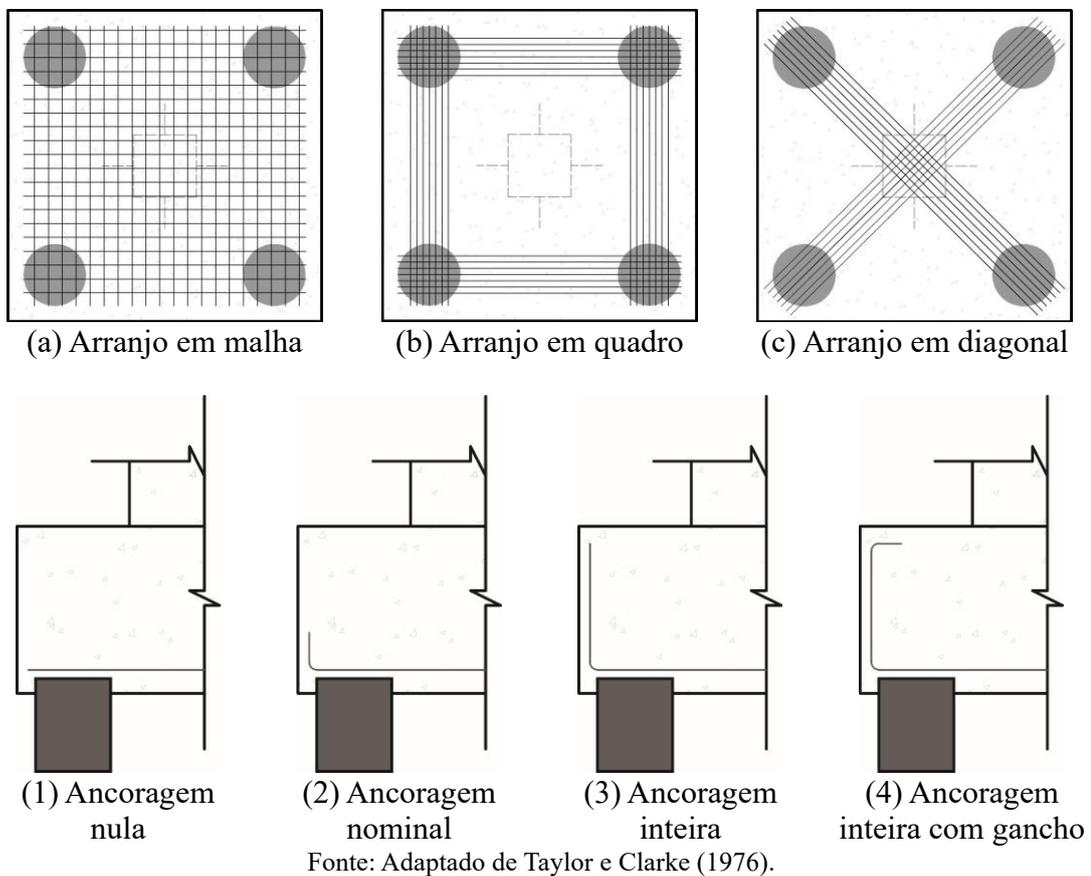
Fonte: Mautoni (1972).

Além de estudar a carga de ruptura e qual o mecanismo de ruína de blocos sobre duas estacas, Mautoni (1972) fez considerações construtivas sobre os dois modelos de arranjos das armaduras e propôs uma formulação que permite calcular a ruína de blocos, esta que ser por escoamento da armadura ou por cisalhamento do plano comprimido.

Taylor e Clarke (1976) investigaram, em seu trabalho, os problemas de detalhamento de estruturas em concreto armado. O trabalho foi iniciado devido a falhas que aconteceram na prática, por falta de informações sobre como os arranjos das armaduras afetavam a resistência de um elemento estrutural.

Foram ensaiados 15 blocos sobre quatro estacas, todos com propriedades geométricas iguais, variando o espaçamento entre as estacas, que era de duas ou três vezes o diâmetro da estaca, com três modelos de arranjos de armaduras e quatro tipos de ancoragem. A figura 2.6 mostra os arranjos e os tipos de ancoragem ensaiados por Taylor e Clarke (1976).

Figura 2.6 - Arranjos de armadura e tipos de ancoragem estudados por Taylor e Clarke (1976)



Após os ensaios, os pesquisadores observaram que os blocos com o arranjo em quadro (b) e com ancoragem nula (1) e nominal (2) tiveram a carga de ruptura 15% maior que os blocos com a arranjo em malha (a) e com ancoragem do nula (1), corroborando com os resultados da pesquisa realizada por Blévoit e Frémy em 1967.

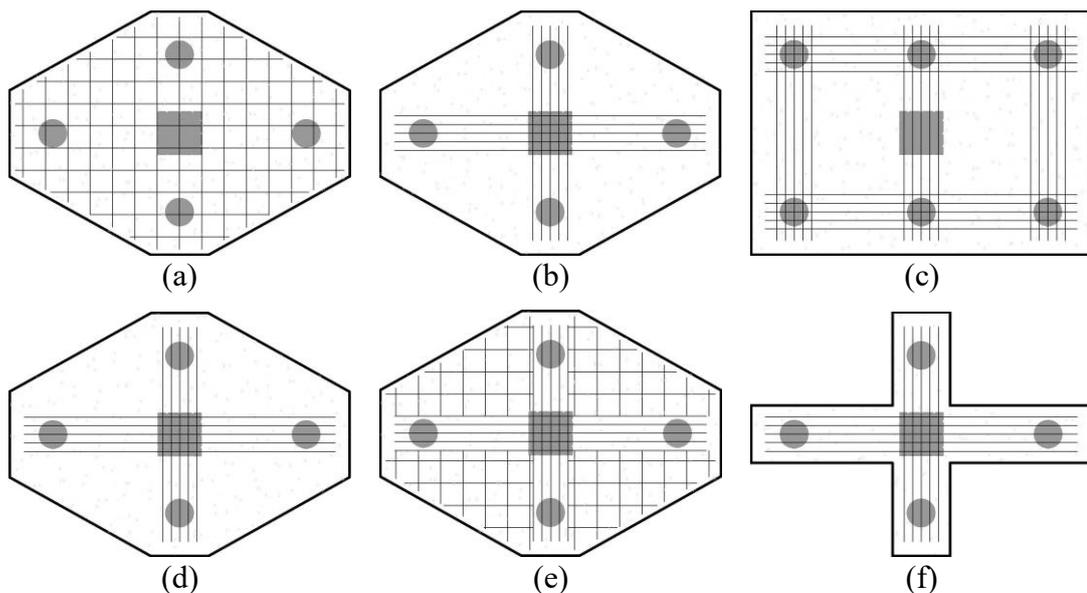
Além disso, para o arranjo (a), descobriu-se que quando utilizado a ancoragem (2) a carga de ruptura foi 5% maior e utilizado a ancoragem inteira (3) o aumento foi de 30%, quando comparada com a ancoragem (1).

Não houve nenhum aumento adicional para a ancoragem inteira com gancho (4), esse aumento de 30% provavelmente não foi um efeito da ancoragem e sim pelas extremidades das barras que se estendiam até a superfície da falha, que foi por cisalhamento e não por fendilhamento da biela.

Adebar, Kuchma e Collins (1990) ensaiaram 6 modelos de blocos sobre quatro e seis estacas, com o intuito de investigar a viabilidade do uso do modelo tridimensional de bielas e tirantes em projetos de bloco sobre estacas. Os modelos dos blocos são mostrados na figura 2.7.

Os blocos (a), (b), (d) e (e) continham as mesmas propriedades geométricas, variando apenas os arranjos das armaduras, o modelo (a) foi projetado seguindo os critérios definidos pelo ACI 318-83 (1983), o modelo (b) foi projetado utilizando o modelo de bielas e tirantes, o modelo (d) manteve os parâmetros do modelo (b) porém com o dobro da armadura, o modelo (e) foi semelhante ao modelo (d) exceto pelo reforço que foi distribuído. O modelo (c) foi apoiado sobre seis estacas e foi projetado utilizando o modelo de bielas e tirantes. O modelo (f) foi produzido para testar uma hipótese do ACI 318-83 (1983), ele foi construído exatamente igual ao modelo (d) exceto pelos cantos que foram desprezados. Devido a esses cantos desprezados, os critérios estabelecidos no ACI 318-83 (1983) previam que o modelo (f) teria uma resistência menor que o modelo (b) enquanto pelo modelo de bielas e tirantes considerava que teriam a mesma resistência.

Figura 2.7 - Modelos de blocos estudados por Adebar, Kuchma e Collins (1990)



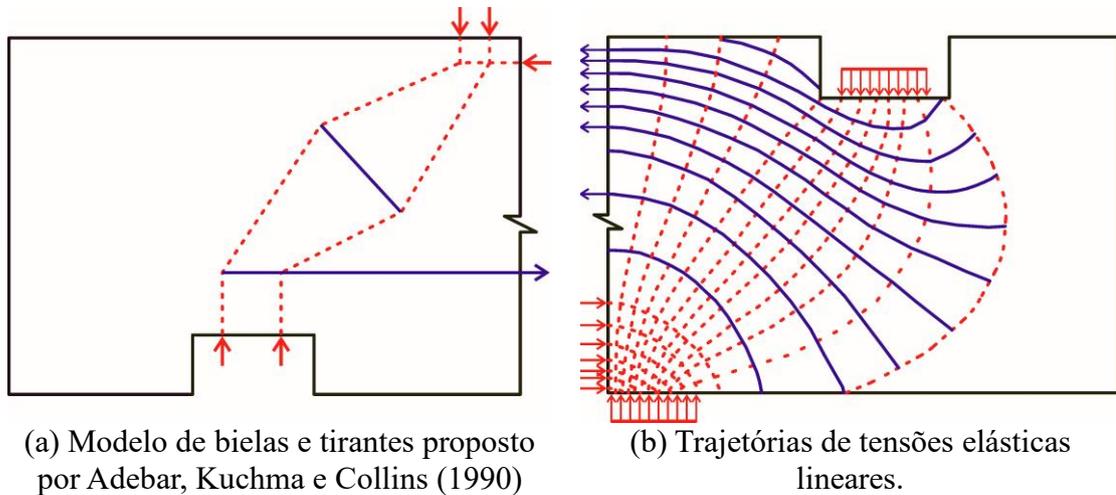
Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma e Collins (1990).

Após os ensaios os pesquisadores observaram que:

- O bloco de modelo (a) falhou com apenas 83% da carga prevista pelos cálculos do ACI 318-83 (1983). A baixa resistência desse modelo se deu pelo escoamento da armadura longitudinal na direção mais curta que provocou a ruptura por punção;
- No modelo (b), inicialmente, a maior parte da carga foi transferida para as duas estacas mais próximas do pilar. Depois que o tirante na menor direção rompeu, a distribuição da carga começou a mudar, o bloco se rompeu antes que ocorresse uma redistribuição significativa. A carga de ruptura foi próxima das tensões de cálculo;
- No modelo (c) aconteceu como no modelo (b), a maior parte das cargas foram resistidas pelas estacas mais próximas do pilar, o modelo rompeu-se com uma carga de cerca de 96% do calculado. A falha aconteceu por cisalhamento, um cone de punção se estendeu das faces internas das estacas até as bordas externas do pilar. As duas estacas mais próximas do pilar tiveram cargas individuais de cerca de 40% da carga de ruptura.
- Os modelos (d) e (e), ambos, falharam antes do escoamento dos tirantes. Novamente a superfície de ruptura se assemelhava com cones de cisalhamento. O modelo (e) foi mais resistente que o (d) devido a armadura distribuída e a maior resistência do concreto.
- O modelo (f) comportou-se como duas vigas curtas ortogonais que se cruzavam no meio do vão. Não houve escoamento em nenhum dos tirantes, a falha ocorreu por cisalhamento. As primeiras fissuras se formaram no meio do vão devido a flexão.

Baseado nas informações experimentais, os autores propuseram um modelo de bielas e tirantes refinado, mostrado na figura 2.8 (a), obtido por meio do método dos elementos finitos, considerando as trajetórias de tensões elásticas lineares (figura 2.8 (b)). Nota-se que entre os pontos de aplicação da carga, as tensões de compressão se espalham desenvolvendo tensões de tração transversais.

Figura 2.8 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Adebar, Kuchma e Collins (1990) e suas principais trajetórias de tensões



(a) Modelo de bielas e tirantes proposto por Adebar, Kuchma e Collins (1990)

(b) Trajetórias de tensões elásticas lineares.

Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma e Collins (1990).

Delalibera (2006), em sua pesquisa, analisou a ação de força excêntrica em blocos sobre duas estacas, observando o comportamento das bielas, dos tirantes e quais as diferenças quando comparados com ação de força centrada. Avaliou a eficiência dos ganchos nas barras dos tirantes e se eles poderiam ser desprezados sem perdas na segurança estrutural dos blocos. Por fim, o autor desenvolveu um modelo refinado de bielas e tirantes, aplicados a blocos sobre duas estacas. Ao todo, foram ensaiados 14 blocos sobre duas estacas em 4 modelos diferentes, que variavam a altura do bloco, as dimensões do pilar e a excentricidade da força. A figura 2.9 mostra um dos blocos ensaiados por Delalibera (2006)

Figura 2.9 - Bloco ensaiado por Delalibera (2006)



Fonte: Delalibera (2006).

Após os ensaios experimentais, o pesquisador constatou que o comportamento de todos os blocos era semelhante, todos apresentaram o mesmo modo de ruína, os modelos com excentricidade tiveram capacidade resistente menor que os sem excentricidade, isso aconteceu devido a concentração de tensões em um dos lados do bloco.

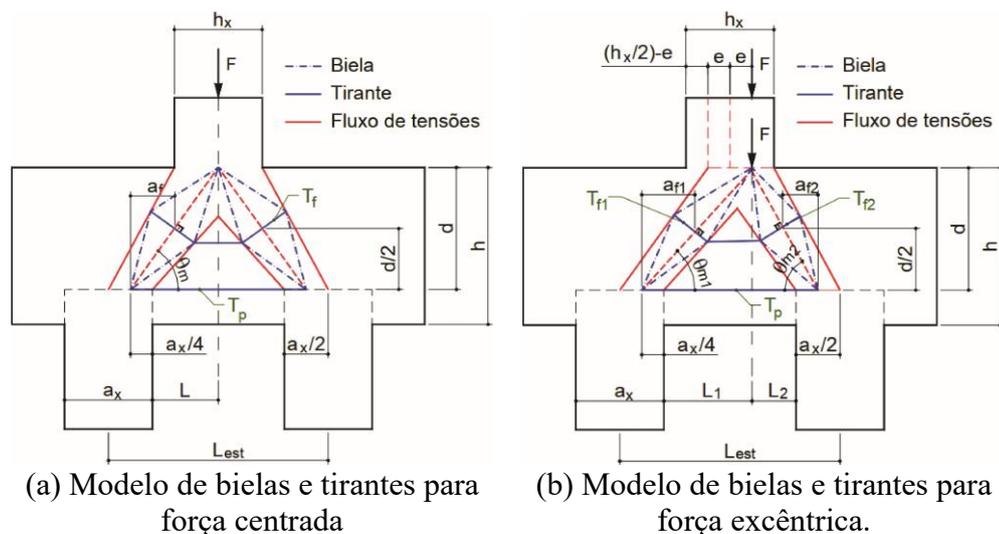
Em todos os modelos a primeira fissura apareceu na face inferior do bloco junto à estaca e se propagou até a face superior do bloco junto ao pilar. Embora as fissuras apresentassem grandes aberturas, a capacidade resistente do bloco só foi perdida quando se iniciou o processo de esmagamento do concreto junto ao pilar, na maioria das vezes, a ruptura aconteceu antes do escoamento da armadura de tração.

Os modelos em que o ângulo de inclinação da biela de compressão foi maior, a capacidade resistente do bloco foi maior, enquanto os modelos de menor inclinação da biela tiveram menor capacidade resistente.

Foi observado também que, nos modelos com a armadura de fendilhamento, as tensões de tração existentes na direção perpendicular às bielas foram menores. Além disso, a força última dos modelos que não tinham armaduras complementares foi inferior aos modelos que possuíam esse reforço. Com relação aos ganchos, verificou-se não existir influência na força última nos modelos ensaiados.

Delalibera (2006) idealizou seu modelo de bielas e tirantes em função do principal fluxo de tensões de compressão, A figura 2.10 mostra os modelos de bielas e tirantes propostos pelo pesquisador.

Figura 2.10 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006)

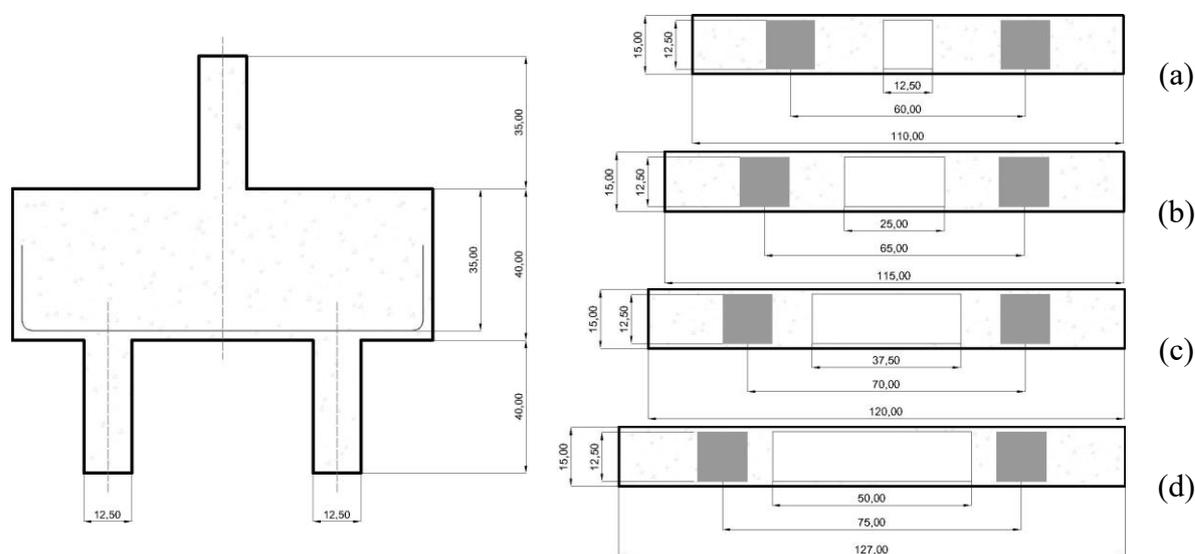


Fonte: Adaptado de Delalibera (2006).

Munhoz (2014), em sua pesquisa, analisou o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas quando se altera a seção transversal e a taxa de armadura dos pilares. Os blocos foram dimensionados de acordo com o modelo de bielas e tirantes proposto por Blévoet e Fremy (1967) e seguindo as orientações propostas por Fusco (1995) e pela NBR 6118 (2007).

O trabalho experimental consistiu em ensaiar 12 blocos sobre duas estacas, separados em 4 modelos (Figura 2.11), com escala de 1:2 e submetidos à ação de carga centrada. As seções dos pilares eram de 12,5 cm x 12,5 cm; 12,5 cm x 25,0 cm; 12,5 cm x 37,5 cm, 12,5 cm x 50,0 cm e as taxas de armaduras adotadas eram de 1%, 2,5% e 4%.

Figura 2.11 - Modelos estudados por Munhoz (2014)



Fonte: Adaptado de Munhoz (2014).

De acordo com os resultados, a pesquisadora pôde concluir que todos os modelos tiveram comportamento semelhante, os blocos de modelo (a), que são os de pilares de seção quadrada, tiveram a abertura das primeiras fissuras mais tardiamente. A evolução das fissuras, em todos os modelos, foi similar e após a ruína foi observado a formação de um arco demarcando a trajetória do fluxo de tensões de compressão.

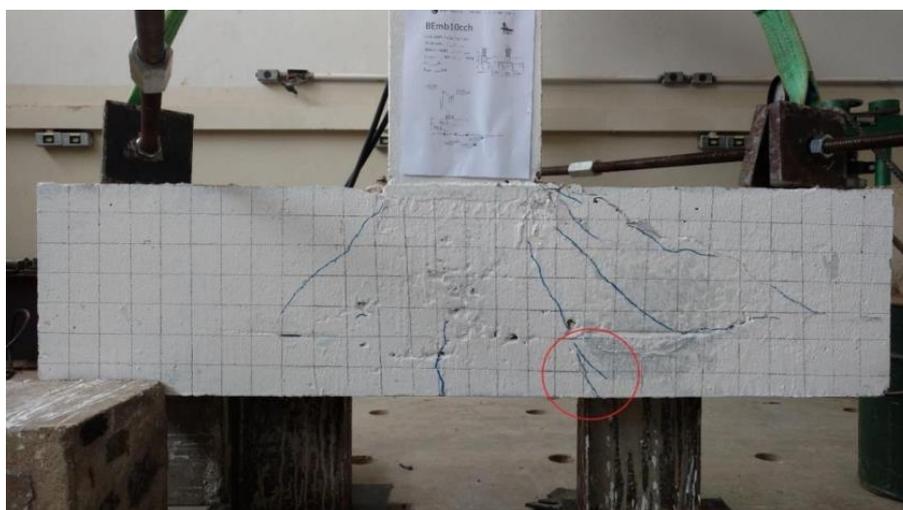
Quanto as taxas de armaduras dos pilares, observou-se que não tiveram influência direta nos deslocamentos, na formação e na inclinação das bielas de compressão. Quanto as seções transversais dos pilares, elas influenciaram diretamente nos deslocamentos e na formação das bielas de compressão. A pesquisadora observou também que, em pilares mais alongados os deslocamentos foram maiores.

Tomaz (2018) analisou as tensões nodais inferiores e superiores em blocos sobre duas estacas metálicas e qual a influência do embutimento das estacas em blocos de concreto armado.

Seu programa experimental consistiu em ensaiar 4 blocos sobre duas estacas de perfil metálico, variando o embutimento das estacas no bloco e adotando uma chapa soldada no topo das estacas. Os modelos ensaiados apresentavam embutimentos iguais a 10 cm, 20 cm e 30 cm, sendo que, para o embutimento de 10 cm havia dois modelos, um com uma chapa soldada no topo de cada estaca e outro sem chapa, como nos outros modelos.

Após os ensaios, Tomaz (2018) constatou que a medida em que o embutimento aumentou, a ruína deixou de ser definida por tração diagonal seguida por esmagamento do concreto na zona nodal superior e passou a ser pelo efeito de punção, padrão observado também em trabalhos anteriores. A figura 2.12 mostra um dos modelos ensaiados por Tomaz (2018).

Figura 2.12 - Plano de ruptura de um bloco ensaiado por Tomaz (2018)



Fonte: Tomaz (2018).

O uso das chapas soldadas no topo das estacas metálicas melhorou o comportamento estrutural do bloco, obtendo uma capacidade resistente maior que o modelo equivalente sem chapa, a força última do bloco foi cerca de 9% maior.

A rigidez dos modelos não foi afetada pelo uso dos perfis metálicos, todos apresentaram comportamento rígido, com deformações muito pequenas e ruptura frágil. Por fim, ao analisar as tensões nodais o pesquisador deduziu que para a zona nodal inferior, deve-se considerar uma área de atuação maior que a área do perfil metálico, ele propôs considerar pelo menos a área do perfil mais a área do concreto confinado entre as abas.

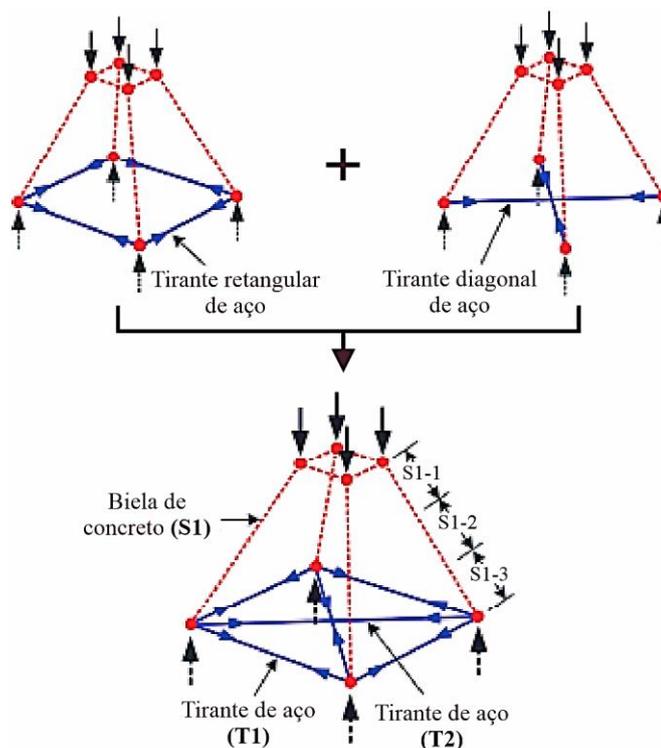
Yun, Chae e Ramirez (2019), em sua pesquisa, apresentaram um método refinado para análise e projeto de blocos sobre estacas de concreto armado (Figura 2.13). Nesse método é demonstrado um modelo de bielas e tirantes tridimensional estaticamente indeterminado,

inserindo tirantes diagonais, com a finalidade de considerar a capacidade de carga de tração em regiões específicas.

Para a determinação da capacidade de carga das bielas e dos tirantes, foi utilizada uma técnica iterativa, na qual se ajusta as tensões axiais das treliças de concreto e das zonas nodais para que sejam iguais às resistências efetivas. Essas resistências efetivas são calculadas considerando os efeitos dos estados de tensão tridimensionais e o grau de confinamento fornecidos pela armadura.

Para a verificação do novo método Yun, Chae e Ramirez (2019), realizaram uma análise comparativa entre os métodos atuais e o proposto, utilizando dados experimentais de 115 blocos sobre quatro estacas ensaiados por outros pesquisadores até a ruptura.

Figura 2.13 - Modelo de bielas e tirantes proposto por Yun, Chae e Ramirez (2019)



Fonte: Adaptado de Yun, Chae e Ramirez (2019).

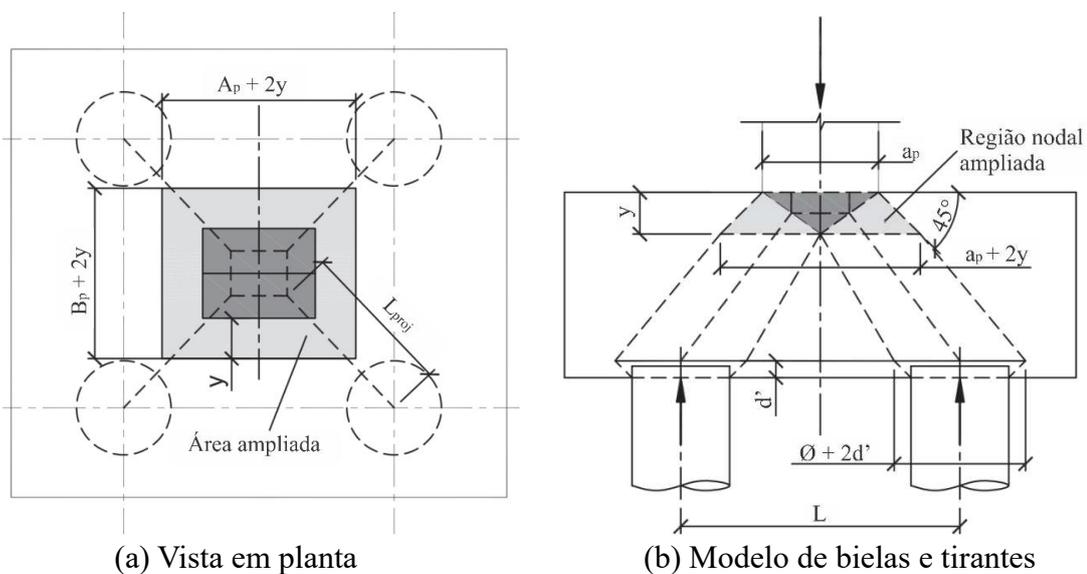
O método de bielas e tirantes tridimensional proposto pelos autores apresentou razões médias entre a resistência experimental e a resistência prevista pelo modelo analítico na faixa de 1,19 a 1,27, enquanto os métodos do ACI 318-14 (2014) e do *American Association of State Highway and Transportation Officials* (2018) (AASHTO) 8ª edição, obtiveram uma variação de 2,15 e 1,82. Os métodos seccionais tradicionais e as disposições dos modelos de bielas e

tirantes bidimensionais tem limitações consideráveis quando se trata de prever a resistência à tração em regiões críticas.

Santos, Carvalho e Stucchi (2019) propôs um novo modelo de bielas e tirantes (Figura 2.14), no qual relaciona-se o método clássico de Blévoet e Frémy (1967), as disposições estabelecidas pela NBR 6118 (2014) e os conceitos atuais de bielas e tirantes e campos de tensões.

Esse novo método de cálculo mescla o modelo simplificado de Blévoet e Frémy (1967) com o conceito de abertura de carga utilizada por Fusco (1995), proporcionando uma abordagem mais consistente na região nodal superior. Ele foi desenvolvido devido a obrigatoriedade em se utilizar os limites de resistência de nós e de bielas proposto pela NBR 6118 (2014).

Figura 2.14 - Modelo de bielas e tirantes com a consideração de nó comprimido dentro do bloco proposto por Santos, Carvalho e Stucchi (2019)



Fonte: Adaptado de Santos, Carvalho e Stucchi (2019).

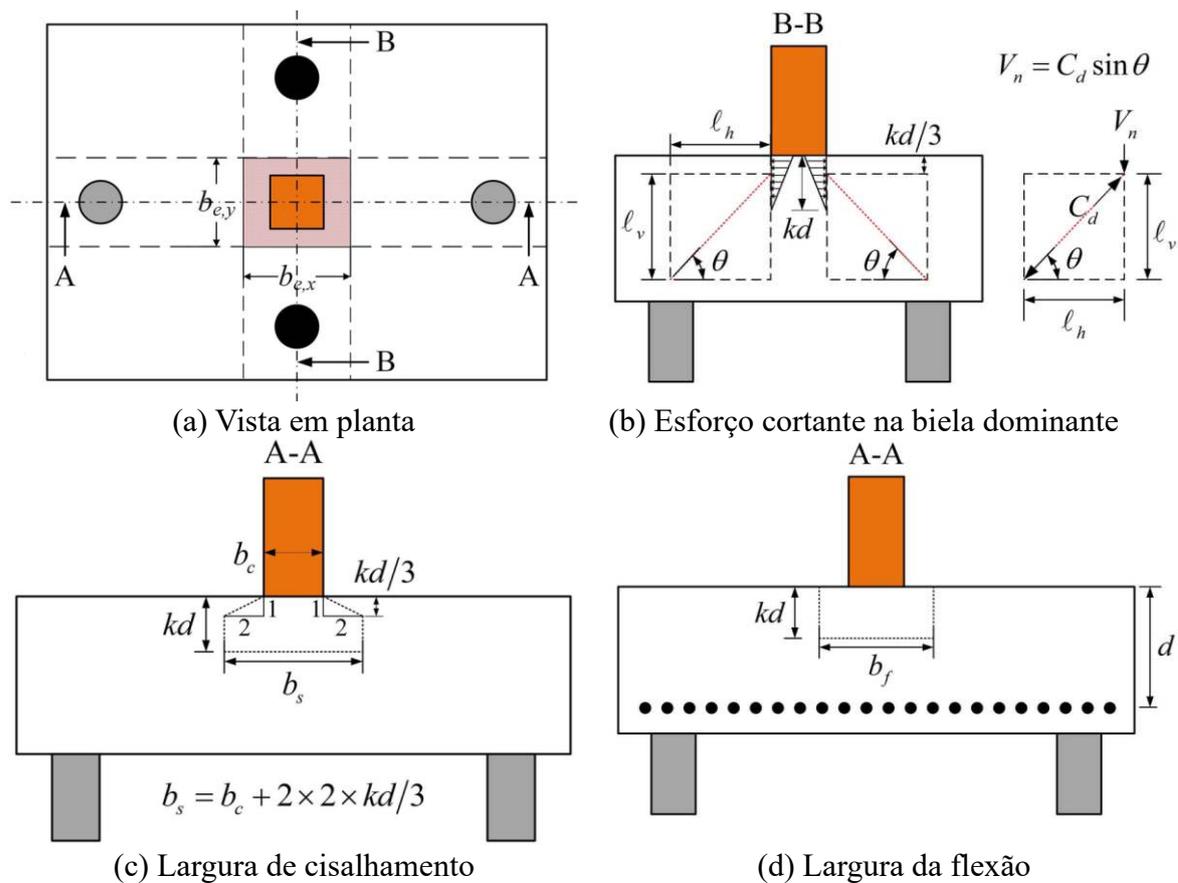
O modelo proposto por Santos, Carvalho e Stucchi (2019) pressupõe que ocorre uma redistribuição dos esforços internos, de modo que o Estado-Limite Último (ELU) é alcançado quando: a resistência da região nodal superior e a força resistente da armadura são simultaneamente atingidos. Segundo os autores essa proposta é adequada desde que a região nodal inferior, ligação bloco-estaca, não atinja a ruptura, já que a capacidade de redistribuição dos esforços no bloco tem influência direta com o escoamento das armaduras.

Mogili e Hwang (2021) propuseram um modelo analítico (Figura 2.15) para prever a capacidade resistente de blocos sobre estacas de diversas geometrias, arranjos de armaduras e

disposição de estacas. Esse modelo se baseia no método de bielas e tirantes e considera a influência de parâmetros críticos para estimar a resistência à flexão e ao cisalhamento de forma combinada.

O modelo analítico apresentado também pode prever a resistência de blocos com disposição assimétrica de estacas, avaliando a proporção da resistência, por meio de caminhos de cargas das bielas dominantes que possuem maior rigidez e inclinação, e das bielas não dominantes que possuem menor rigidez e inclinação. Para validar o método, foram realizados testes em 21 blocos, dos quais 6 foram ensaiados por Adebar, Kuchma e Collins (1990) e 15 ensaiados por Clarke (1973). Esses ensaios abrangeram uma grande variedade de parâmetros e modos de falha. Além disso, as estimativas do método foram comparadas com as com as disposições estabelecidas no ACI 318-19 (2019).

Figura 2.15 - Ações de cisalhamento e flexão em blocos sobre estacas proposto por Mogili e Hwang (2021).



O modelo analítico proposto pelos pesquisadores, previu a ruptura por flexão em 9 dos 15 blocos ensaiados por Clarke (1973), enquanto o restante falhou por cisalhamento. A relação

média de todos os modelos, entre a carga de ruptura experimental e a carga prevista pelo modelo analítico, foi de 1,39.

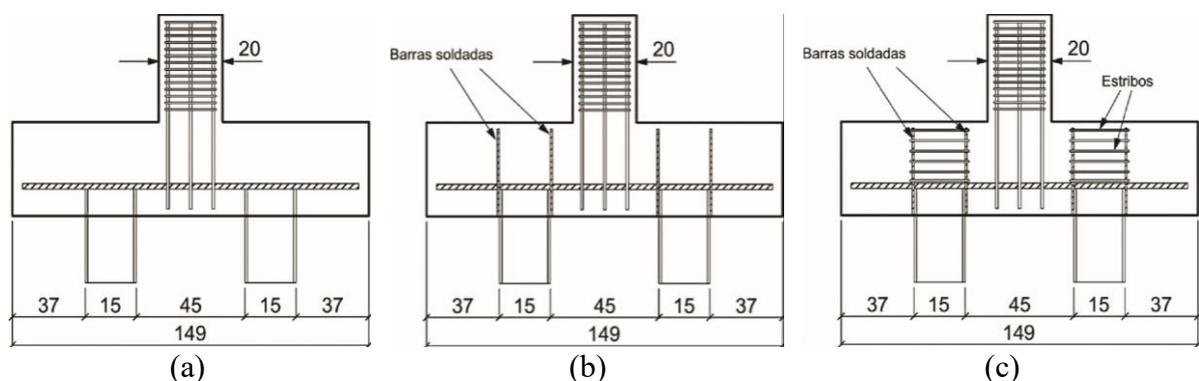
Para os blocos ensaiados experimentalmente por Adebar, Kuchma e Collins (1990), o modelo analítico proposto previu a carga de ruptura com uma relação média em 1,18, além de prever o modo de falha em todos os modelos, que foi por cisalhamento.

Comparativamente, as previsões para os modelos de Clarke (1973) foram mais conservadoras em relação às de Adebar, Kuchma e Collins (1990). Além disso, observou-se que o modelo proposto pode ser adaptado, com uma precisão considerável, para blocos sobre estacas com arranjos complexos e assimétricos, frequentemente encontrados em projetos práticos.

Gonçalves, Delalibera e Filho (2022) ensaiaram 3 blocos sobre duas estacas metálicas, para analisar o seu comportamento e avaliar qual a influência de diferentes tipos de arranjos de armaduras na ligação bloco-estaca.

Todos os blocos tinham as mesmas propriedades geométricas, o espaçamento entre as estacas era de 45 cm, aproximadamente 3 vezes a altura do perfil metálico. O modelo (a) não apresentava nenhum tipo de arranjo na ligação bloco-estaca, os modelos (b) e (c) apresentavam arranjos no topo das estacas metálicas, esses arranjos consistiam em armaduras que eram soldadas em cada extremidade da mesa do perfil. Essas armaduras eram compostas por barras de  $\varnothing 10,0$  mm colocadas até a face superior do bloco, além disso, o modelo (c) apresentava estribos espaçados a cada 5 cm. Na figura 2.16 são mostrados os modelos de blocos ensaiados pelos pesquisadores.

Figura 2.16 - Modelos de blocos estudados por Gonçalves, Delalibera e Filho (2022)



Fonte: Adaptado de Gonçalves, Delalibera e Filho (2022).

O comportamento geral dos blocos foi semelhante, com ruptura por fendilhamento da biela e esmagamento do concreto na região nodal superior. As primeiras fissuras surgiram

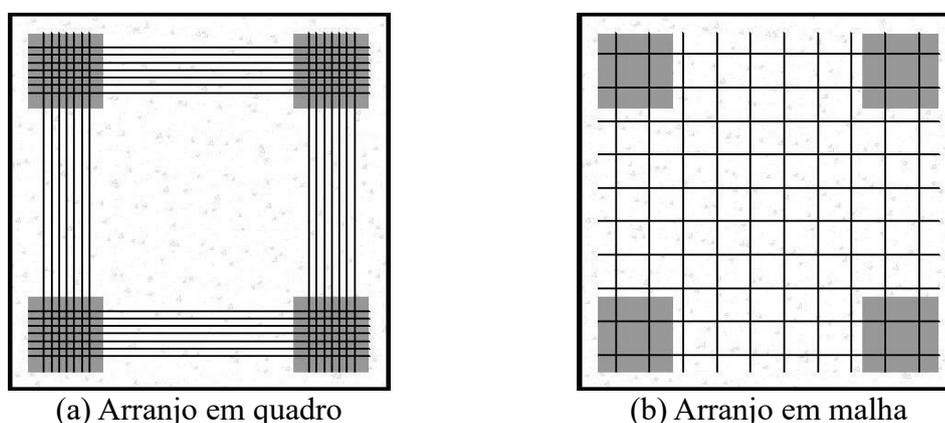
próximas às estacas em sentido vertical, nos estágios com carregamento mais alto, surgiram fissuras inclinadas na região das bielas e embora houvesse grandes aberturas nessa região, o bloco só se rompeu quando ocorreu o esmagamento do concreto na região nodal superior, próximo ao pilar, comportamento similar ao dos blocos ensaiados por Delalibera (2006). O bloco de modelo (c), em razão dos estribos colocados na armadura de reforço, conseguiu distribuir melhor a fissuração na região das bielas, a fissuração predominante foi vertical diferente dos demais modelos que apresentaram fissuras inclinadas.

Por fim, os pesquisadores concluíram que as armaduras de reforços na ligação bloco-estaca e os estribos ao longo dela não influenciaram na capacidade resistente do bloco. Também foi analisado que os critérios de caracterização dos blocos, de acordo com a NBR 6118 (2014), são inadequados, pois, segundo a norma os blocos eram classificados como flexíveis, entretanto, apresentaram comportamento rígido.

Boulifa, Goudjil e Samai (2023) propôs um novo modelo analítico, para blocos sobre quatro estacas, que se concentrou em avaliar a contribuição do concreto e das armaduras em relação ao modo de falha, considerando a influência da relação entre a profundidade efetiva e o vão de cisalhamento. O modelo apresentado pressupõe que a capacidade resistente de blocos sobre quatro estacas é equivalente ao limite inferior de resistência, considerando a falha por flexão ou por cisalhamento.

Para a validação de seu modelo, foram utilizados 107 blocos documentados na literatura técnica. Os blocos apresentavam disposições de armaduras em quadro e em malha conforme mostrado na figura 2.17, com a relação entre vão e profundidade variando entre 0,25 e 0,80. Nenhum dos modelos incluía armaduras de cisalhamento e todos os corpos de prova foram submetidos a carregamento centrado em um pilar quadrado.

Figura 2.17 - Modelos de blocos estudados por Boulifa, Goudjil e Samai (2023)



(a) Arranjo em quadro

(b) Arranjo em malha

Fonte: Adaptado de Boulifa, Goudjil e Samai (2023).

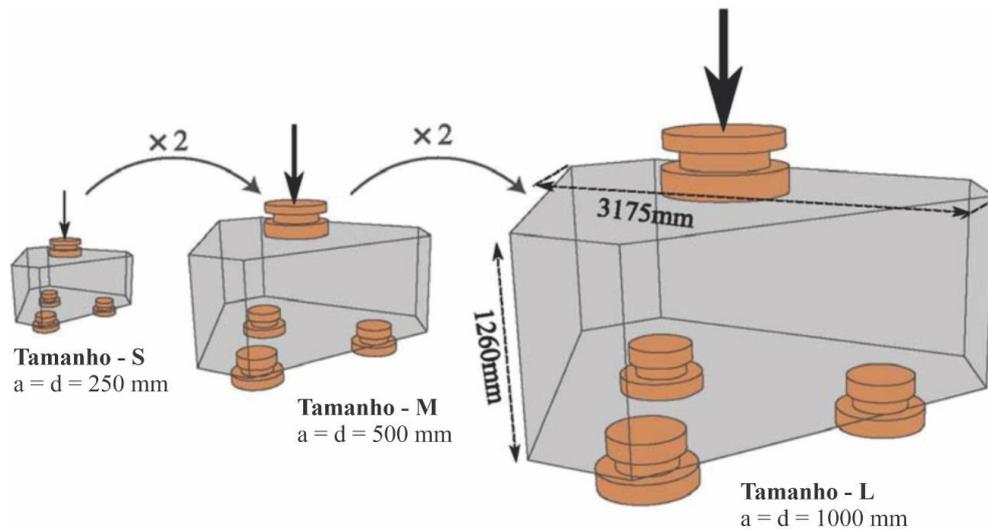
Após realizar os ensaios, os pesquisadores observaram que, nos casos de blocos com ruptura por flexão, a contribuição das armaduras tem maior predominância para capacidade resistente global. No entanto, é importante considerar também a contribuição do concreto. Além disso, a interação entre o concreto e as armaduras desempenha um papel fundamental para a determinação da capacidade resistente em blocos sujeitos a ruptura por cisalhamento ou por uma combinação de cisalhamento e flexão.

O modelo proposto previu corretamente o modo de ruptura de 83 dos 107 blocos avaliados, com um coeficiente de variação de 8,8% entre os valores da carga experimental e os do modelo analítico. De acordo com os autores, o desempenho do modelo foi considerado satisfatório, especialmente quando comparado com os resultados obtidos pelo ACI 318-19 (2019), onde a variação entre os valores da carga experimental e os do modelo analítico é de 31%.

O estudo conduzido por Laughery *et al.* (2024) investigou, por meio de análise experimental, qual a influência do efeito tamanho na resistência ao cisalhamento bidirecional em blocos sobre estacas. Os ensaios foram realizados em 12 amostras triangulares, simulando a configuração de blocos sobre três estacas.

Para realização dos ensaios foram criadas séries de amostras com dimensões escalonadas linearmente. Os corpos de prova maiores (tamanho - L) tinham uma profundidade efetiva e um vão de cisalhamento de 1000 milímetros (mm), os de tamanho médio (tamanho - M) possuíam uma profundidade efetiva e um vão de cisalhamento de 500 mm, enquanto os corpos de prova menores (tamanho - S) apresentavam uma profundidade efetiva e um vão de cisalhamento de 250 mm. A maioria das amostras foi moldada com concreto de 40 MPa de resistência à compressão. No entanto, para avaliar o impacto dessa variável na resistência ao cisalhamento bidirecional, alguns corpos de prova foram construídos com concreto de alta resistência (60 MPa). Todas as séries utilizaram agregado graúdo de 10 mm. As variáveis analisadas foram a profundidade efetiva, a taxa de armadura e a resistência à compressão do concreto.

Figura 2.18 - Modelos das amostras ensaiadas por Laughery *et al.* (2024)



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

Após concluir os ensaios, os pesquisadores observaram que as amostras apresentavam uma rigidez inicial semelhante, entretanto, apresentavam rigidezes e resistências pós fissuração diferentes, as amostras de tamanho - L apresentaram a rigidez pós-fissuração e a força última inferiores às amostras de tamanho - S.

Após a fissuração das amostras, a deformação no aço das armaduras começou a aumentar rapidamente à medida em que o carregamento era aplicado. Apesar desse aumento na deformação das armaduras, estas permaneceram no regime elástico até a ruptura, validando a falha por cisalhamento nos corpos de prova.

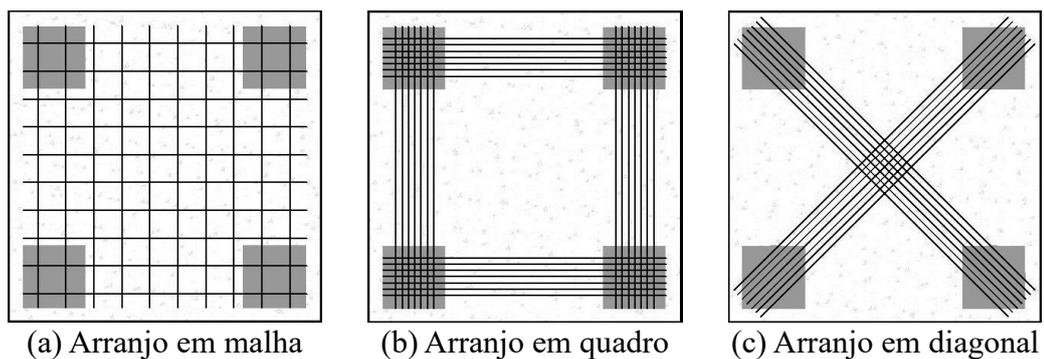
A redução da resistência devido ao efeito tamanho não foi tão significativa quanto as disposições sugeridas pelo ACI 318-19 (2019) para o cisalhamento bidirecional. Conforme a profundidade efetiva aumentou de 250 mm para 500 mm, a resistência média foi reduzida 13%. Com o novo aumento na profundidade efetiva, de 500 mm para 1000 mm, a redução foi ainda menor, apenas 1%. Essa redução total, de 14%, é significativamente menor do que a redução de 37% proposta nas verificações do ACI 318-19 (2019) e de 29% proposta na norma japonesa *Standard Specification for Concrete Structures - Design* (2017) (JSCE-15).

## 2.2. Pesquisas com ênfase numérica

Sam e Iyer (1995) realizaram um estudo por meio de análise numérica não linear, pelo método dos elementos finitos, para investigar o comportamento estrutural de blocos sobre quatro estacas.

Foram modelados 3 blocos retangulares sobre quatro estacas, as seções transversais idealizadas, dos pilares e das estacas, eram quadradas e o espaçamento entre as estacas foi de três vezes a sua dimensão lateral. Nos locais idealizados, das estacas e dos pilares, foram inseridos apenas os carregamentos. Todos os modelos continham as mesmas quantidades de armaduras variando apenas os arranjos. A figura 2.19 mostra os arranjos ensaiados por Sam e Iyer (1995).

Figura 2.19 - Arranjos ensaiados por Sam e Iyer (1995)



Fonte: Adaptado de Sam e Iyer (1995).

Após as simulações, os pesquisadores verificaram que o modelo com arranjo de armadura em malha apresentou maior rigidez, quando comparado com os outros dois arranjos, o bloco com arranjo em quadro foi o com menor rigidez. É interessante observar que os resultados obtidos divergiram de resultados experimentais de vários outros pesquisadores como por exemplo Blévoit e Frémy (1967), Clarke (1976) e Adebar, Kuchma e Collins (1990).

O padrão de falha dos modelos foi por punção, além disso, foi observado que em baixos níveis de carregamento, o comportamento dos blocos foi semelhante ao de uma viga, entretanto, nos estágios finais de carregamento, próximo a carga de ruptura, o comportamento dos blocos se deu pelo modelo de bielas e tirantes.

Miguel (2000) modelou 2 blocos sobre três estacas, sem armaduras, no *software* de análise por elementos finitos LUSAS, simulando as mesmas condições em que seriam expostos no laboratório, para obter informações preliminares sobre seu comportamento mecânico, antes de realizar os ensaios experimentais de sua pesquisa. As propriedades geométricas dos blocos

eram iguais, variando apenas o diâmetro das estacas, um dos modelos tinha estacas com diâmetro de 30 cm e o outro de 20 cm.

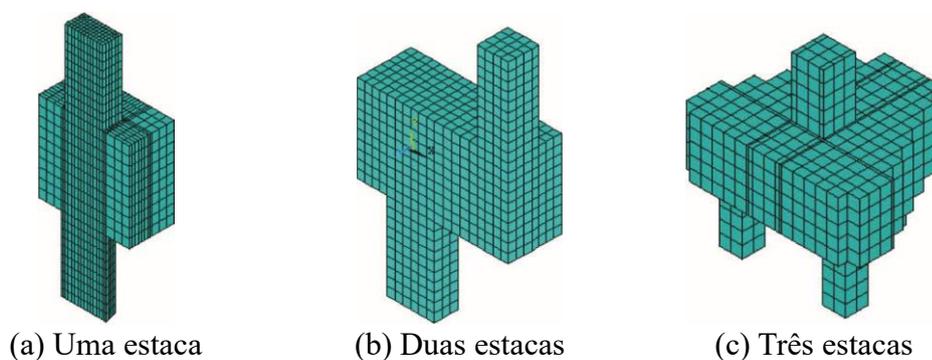
Após as análises, a pesquisadora notou que, conforme foi aumentando a força aplicada no pilar, a biela sofreu alargamento crescente e a taxa de crescimento das tensões de compressão na biela diminuíram, situação que não ocorreu na zona nodal inferior. No bloco com estacas de 20 cm de diâmetro as tensões de compressão na biela foram 16% maiores que no bloco com estacas de 30 cm. Na força característica os valores das tensões de tração foram similares, mas na força de cálculo as tensões de tração foram 28% maiores no bloco com estacas de 20 cm.

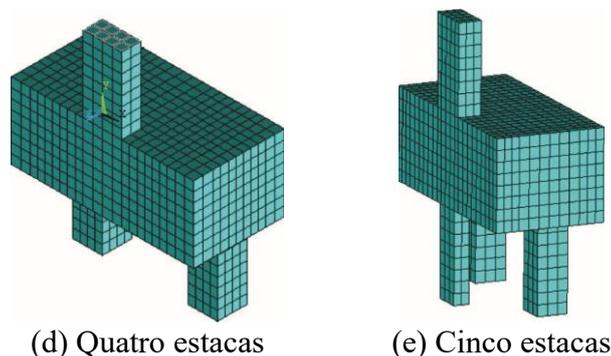
As tensões encontradas na zona nodal superior, nos dois modelos analisados, foram de compressão e os valores delas foram praticamente iguais, segundo Miguel (2000) o comportamento dessa região foi semelhante por causa das seções transversais dos pilares serem as mesmas. No que se refere aos deslocamentos, embora as variações fossem pequenas, estes foram maiores em quase todas as regiões analisadas do bloco com estacas de 20 cm diâmetro.

Munhoz (2004) realizou uma análise elástico linear pelo método dos elementos finitos, no *software* ANSYS®, em 33 blocos sobre estacas com a finalidade de compreender o seu comportamento mecânico, qual a influência da variação dos diâmetros das estacas e da seção transversal dos pilares, estudou também a formação dos campos de tensões e quais suas principais trajetórias, por fim, sugeriu uma representação mais refinada do método de bielas e tirantes em blocos sobre estacas.

Para isso foram modelados 4 blocos sobre uma estaca, 9 blocos sobre duas estacas, 7 blocos sobre três estacas, 7 blocos sobre quatro estacas e 5 blocos sobre cinco estacas, variando as dimensões dos pilares, os diâmetros das estacas e a altura dos blocos. A figura 2.20 mostra cada um dos modelos de blocos simulados por Munhoz (2004).

Figura 2.20 - Modelos ensaiados por Munhoz (2004)





(d) Quatro estacas

(e) Cinco estacas

Fonte: Adaptado de Munhoz (2004).

De acordo com os resultados das simulações numéricas, Munhoz (2004) pôde constatar que:

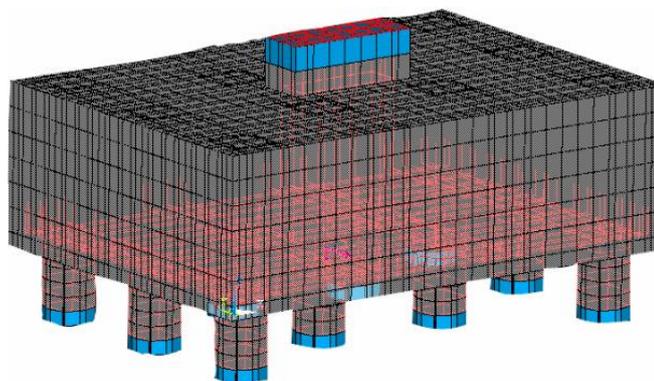
- Para blocos sobre uma estaca com a mesma geometria e variando o diâmetro da estaca, as tensões de compressão foram semelhantes, já as tensões de tração apresentaram um acréscimo conforme reduziu-se o diâmetro da estaca;
- Para blocos sobre duas estacas, conforme aumentou-se o diâmetro das estacas, as tensões de compressão e de tração ao longo das bielas reduziram. Nos blocos com estacas de mesmo diâmetro e variando as dimensões dos pilares, foi observado que conforme aumentou-se a seção transversal do pilar as tensões de tração diminuíram;
- Em blocos sobre três estacas com a mesma geometria e variando o diâmetro das estacas, constatou-se que a distribuição das forças de compressão é semelhante ao modelo de Blévoit e Frémy (1967), mas as regiões nodais são divergentes. Conforme aumentou-se o diâmetro das estacas, as tensões de compressão e de tração ao longo das bielas diminuíram, comportamento similar aos de blocos sobre duas estacas;
- Para blocos sobre quatro estacas com a mesma geometria e variando diâmetro das estacas, o comportamento foi semelhante aos blocos sobre duas e três estacas, conforme aumentou-se o diâmetro das estacas as tensões de compressão diminuíram. Quanto às tensões de tração, houve variações, mas sem relevância.
- Em blocos sobre cinco estacas com a mesma geometria e variando os diâmetros das estacas, verificou-se o mesmo comportamento dos outros modelos, conforme foi aumentando o diâmetro das estacas as tensões de compressão diminuíram, mas nesses modelos ocorreram variações significativas. Referente às tensões de tração, estas se concentraram próximo à estaca central. Para os blocos com estacas de mesmo diâmetro e variando a seção transversal dos pilares, conforme mudou-se a geometria dos pilares ocorreram mudanças na distribuição de tensões de compressão.

Ramos (2007) simulou, por meio de análise numérica, o comportamento estrutural de 32 blocos sobre dez estacas com objetivo de analisar as reações nas estacas, os fluxos de tensões em suas principais direções, e, por fim, fazer uma comparação entre a análise numérica e o método analítico de dimensionamento da *Federation Internationale du Béton* (1970) (CEB-FIP).

As propriedades geométricas de todos os modelos analisados possuíam as mesmas dimensões em planta, variando apenas a altura, a resistência característica do concreto, os tipos de vinculações das estacas com o solo e as forças aplicadas.

Com relação as dimensões, todos os modelos tinham 360 cm de largura por 260 cm de comprimento, os valores referentes à altura variavam entre 80 cm, 115 cm e 200 cm. A resistência do concreto, variava entre 20 MPa, 25 MPa, 30 MPa e 45 MPa. A respeito da aplicação das forças, estas foram separadas em 4 casos, o primeiro foi considerado apenas carga vertical, o segundo considerou carga vertical e momentos fletores em duas direções, mas com baixa intensidade, o terceiro caso foi similar ao segundo, porém com maiores intensidades nos momentos fletores, no quarto e último caso, a intenção era conseguir o efeito de tração em uma das estacas. A figura 2.21 mostra um dos modelos simulados por Ramos (2007).

Figura 2.21 – Modelo de bloco simulado por Ramos (2007)



Fonte: Ramos (2007).

Após finalizar as simulações numéricas, o pesquisador observou que de forma geral quando se modificava os tipos de vinculações das estacas e o tipo de ação aplicada, ocorriam mudanças no comportamento estrutural dos modelos.

No primeiro caso, com blocos de altura de 80 cm, quando as vinculações das estacas com o solo eram do tipo deformável as reações eram semelhantes em todas as estacas, entretanto, quando as vinculações eram do tipo indeformável havia uma concentração de forças nas estacas centrais. Em ambos os casos as estacas centrais foram as mais solicitadas, para o

tipo de vinculação deformável a diferença do modelo numérico para o analítico foi de 12% e para o tipo de vinculação indeformável a diferença foi de 86%. Conforme foi aumentando a altura do bloco as variações foram reduzindo, para os blocos com altura de 115 cm a variação para o tipo deformável foi de 5% e para o tipo indeformável 52%, para os blocos de 200 cm de altura as variações foram de apenas 2% para o tipo deformável e de 18% para o tipo indeformável.

No segundo caso, em blocos com altura de 80 cm, para vinculação do tipo deformável, diferente do primeiro caso, não houve uniformização nas reações das estacas, referente ao modelo indeformável, a variação entre o modelo numérico e analítico foi bem maior, chegando em mais de 100% em uma das estacas. Conforme foi aumentando a altura dos blocos a distribuição das reações nas estacas foram se uniformizando, quando comparadas com os modelos de menor altura.

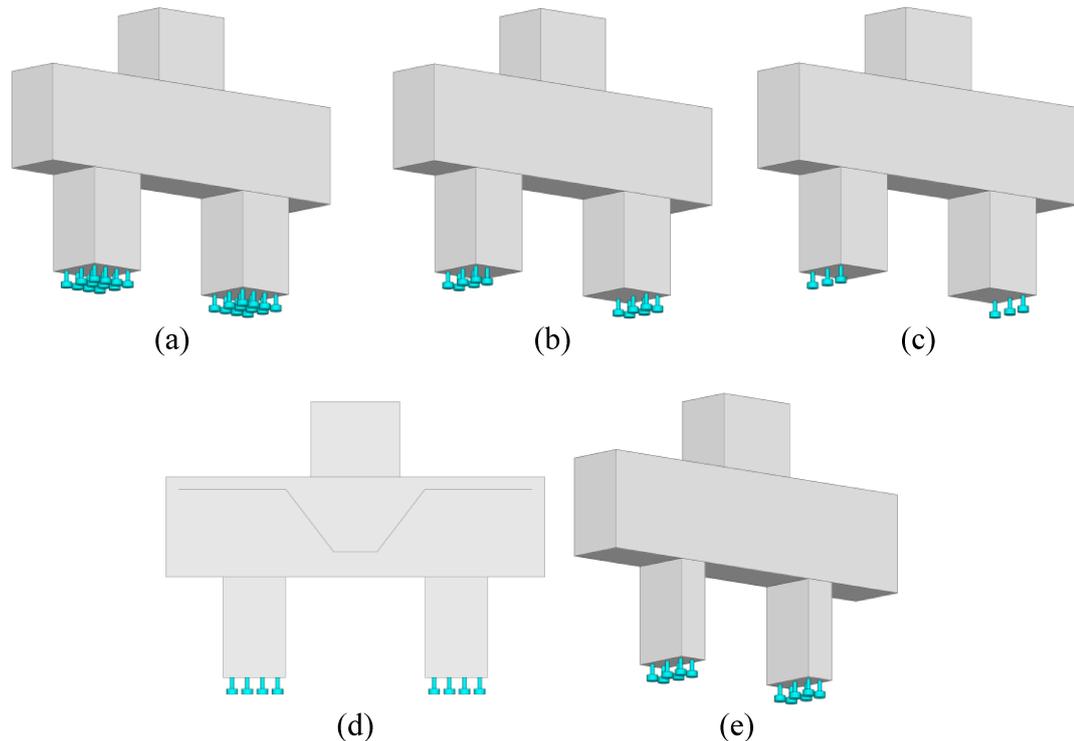
Para o terceiro caso, em vinculações do tipo deformável poucas alterações aconteceram, quando comparadas com os resultados do segundo caso, a relação entre o modelo numérico e analítico tiveram as mesmas ordens de grandezas, não houve uniformização das reações nas estacas, entretanto, com o aumento da rigidez do bloco a variação foi reduzindo. No tipo indeformável as estacas centrais continuaram sendo as mais carregadas e quando comparadas com os resultados analíticos as variações chegaram a 118%.

No quarto e último caso, segundo Ramos (2007), os modelos tiveram comportamento semelhante aos casos anteriores, conforme aumentou-se a altura dos blocos a distribuição das reações nas estacas tornaram-se mais uniformes, a variação das vinculações das estacas com o solo também influenciou o comportamento dos modelos. Para o tipo de solo deformável, a variação máxima entre o modelo numérico e o analítico alcançou 57% e para o tipo de solo indeformável, a variação alcançou valores ainda maiores, atingindo 148%.

Buttignol e Almeida (2012) estudaram o comportamento mecânico de 5 blocos sobre duas estacas, derivados do trabalho de Delalibera (2006), por meio de análise numérica não linear, utilizando o *software* de análise por elementos finitos ATENA 3D.

As propriedades geométricas e os arranjos das armaduras foram mantidos originais na modelagem dos blocos. A figura 2.22 mostra cada um dos modelos simulados por Buttignol e Almeida (2012), no modelo (a) todos os deslocamentos verticais dos nós da base das estacas foram impedidos, no modelo (b) a restrição foi de 50%, enquanto no modelo (c) a restrição foi de 25%, no modelo (d) foi acrescentada uma armadura em forma de cavalete, proposta por Delalibera (2006), para conter os esforços de fendilhamento e no modelo (e) reduziu-se a seção transversal das estacas.

Figura 2.22 - Modelos de blocos ensaiados por Buttignol e Almeida (2012)



Fonte: Adaptado de Buttignol e Almeida (2012).

Segundo os pesquisadores, a maior divergência observada nas análises numéricas quando comparadas com os modelos experimentais é a rigidez estrutural dos modelos, portanto, todas as modelagens foram realizadas com elementos de contato, nas ligações pilar-bloco e bloco-estacas, visando aproximar do comportamento real do elemento.

Todas as modelagens apresentaram comportamento similar, com ruína frágil por ruptura do concreto. O surgimento da primeira fissura foi na zona nodal inferior, junto às estacas, e à medida em que se acrescentava carga, observou-se que a fissuração se propagou na região das bielas até a face inferior do pilar, na zona nodal superior.

Buttignol e Almeida (2012) confirmaram que é adequado considerar que metade da seção transversal da estaca recebe metade da força aplicada pelo pilar, validando a afirmação de Delalibera (2006).

No modelo (d) a armadura de fendilhamento se mostrou eficaz, controlando e reduzindo a intensidade da fissuração na região das bielas, ela também conseguiu absorver e redistribuir parte das tensões de tração fazendo com que a força última do bloco fosse maior, porém, não ocorreram variações expressivas no padrão de ruína, na rigidez e na capacidade portante dos blocos.

Por fim, os autores observaram que a medida em que a vinculação dos apoios das estacas reduziu, os deslocamentos aumentaram, fazendo com que gerassem tensões de compressão muito elevadas na zona nodal superior. Houve uma redução de 30% das tensões na ligação bloco-estaca, zona nodal inferior, entretanto, ocorreu um aumento de 28% nas tensões da ligação pilar-bloco, zona nodal superior.

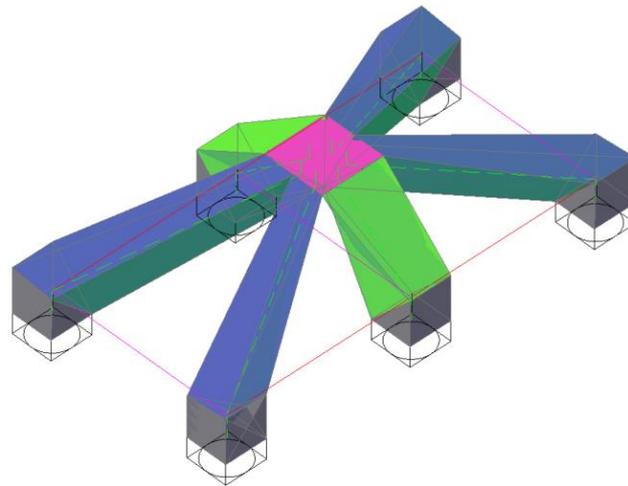
Metwally (2016) realizou uma análise numérica não linear tridimensional pelo método dos elementos finitos em blocos que foram testados experimentalmente por Adebar, Kuchma e Collins (1990) (Figura 2.7). Os resultados obtidos pela modelagem numérica foram comparados com os resultados experimentais, a fim de validar o processo pelo método dos elementos finitos e analisar o modelo de bielas e tirantes aplicados em blocos sobre estacas.

Ao comparar os resultados dos modelos numéricos com os resultados dos modelos experimentais, observou-se que houve uma boa concordância entre os resultados, a primeira fissura dos modelos surgiu por volta de 42% da força última, no geral houve uma convergência de 99% entre os valores de forças últimas experimentais e numéricas dos modelos.

Ainda segundo o pesquisador, os modelos não lineares construídos no programa ANSYS® capturaram com precisão a resposta desses sistemas até a falha, além disso, pode ser considerada uma ótima ferramenta para entender o comportamento de elementos estruturais em concreto armado.

Por fim, Metwally (2016) propôs modelos de bielas e tirantes tridimensionais para os blocos simulados, segundo ele, o concreto dentro de estruturas tridimensionais é significativamente mais confinado do que em estruturas bidimensionais, portanto, usar os coeficientes nominais de resistência à compressão do concreto, frequentemente usados em modelos bidimensionais pode ser muito conservador em blocos sobre estacas. A figura 2.23 mostra o modelo de bielas e tirantes tridimensional para um dos blocos ensaiados experimentalmente por Adebar, Kuchma e Collins (1990).

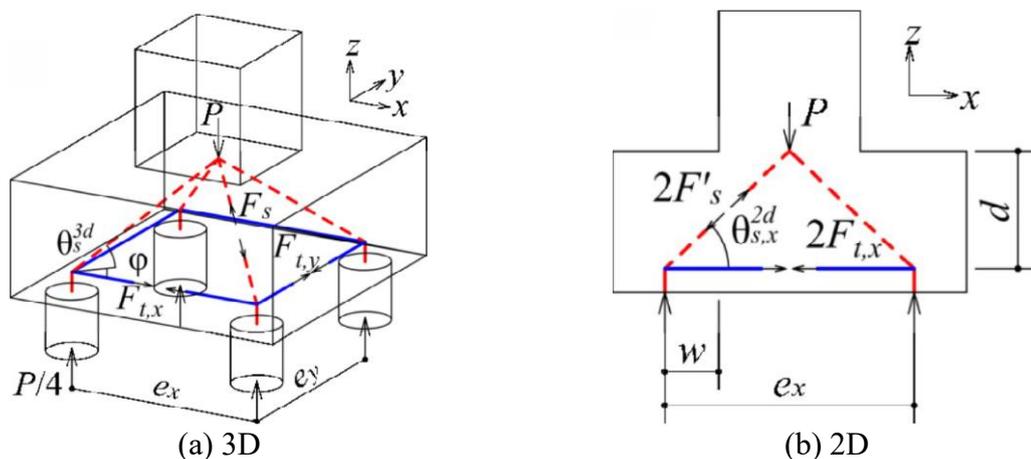
Figura 2.23 - Modelo de bielas e tirantes tridimensional proposto por Metwally (2016) para o bloco (c) de Adebar, Kuchma e Collins (1990)



Fonte: Metwally (2016).

Meléndez *et al.* (2019) apresentou uma nova abordagem para análise e projeto de blocos sobre estacas, baseada no método de bielas e tirantes. Essa nova metodologia foi desenvolvida especificamente para blocos retangulares apoiados sobre quatro estacas dispensando a utilização de armaduras de cisalhamento. O modelo proposto foi validado em 162 blocos sobre estacas relatados na literatura e posteriormente verificadas por meio de análises por elementos finitos, com a ferramenta FRESKA 3D. Além disso, o método levou em consideração o enfraquecimento da resistência do concreto fissurado, restrições de compatibilidade e detalhes de reforço. A figura 2.24 mostra o modelo de bielas e tirantes proposto por Meléndez *et al.* (2019).

Figura 2.24 - Modelo de bielas e tirantes para blocos sobre quatro estacas sem armadura de cisalhamento proposto por Meléndez *et al.* (2019)



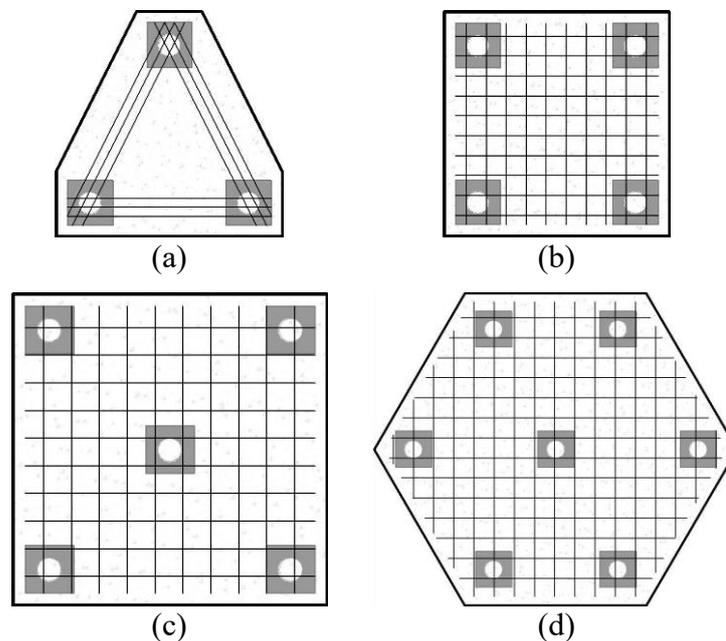
Fonte: Adaptado de Meléndez *et al.* (2019).

Uma das principais inovações desse método foi considerar o ângulo variável para as treliças, enquanto os modelos existentes assumem uma inclinação fixa. A abordagem proposta também fornece informações sobre o modo predominante de falha. Outra contribuição desse método é a consideração do efeito da área e configuração da armadura, levando em conta sua distribuição e condição de ancoragem, reduzindo de forma significativa o potencial de ocorrência de falhas frágeis em comparação com modelos anteriores.

Al-Sakin (2022) realizou um estudo, por meio de análise numérica não linear no *software* ABAQUS/CAE<sup>®</sup>, com o objetivo de compreender o comportamento estrutural de 4 modelos de blocos sobre estacas originários da fundação de um hospital projetado na década de 1980 em Portland, Oregon.

Os modelos estudados (Figura 2.25) variaram todas as propriedades geométricas, exceto o diâmetro das estacas. O modelo (a) era um bloco triangular sobre três estacas, o modelo (b) era quadrado sobre quatro estacas, o modelo (c) também era quadrado, porém, com cinco estacas e o modelo (d) era hexagonal sobre sete estacas.

Figura 2.25 - Modelos de blocos ensaiados por Al-Sakin (2022)



Fonte: Adaptado de Al-Sakin (2022).

Após finalizar as simulações numéricas, o pesquisador constatou que:

- O modelo (a) apresentou comportamento bem semelhante ao modelo experimental no que se refere a deslocamentos, propagação de trincas, escoamento das armaduras

e carga de ruptura, que foi 6730 KN, apresentou também o mesmo modo de falha que foi por cisalhamento.

- O modelo (b) falhou por punção, com rachaduras se espalhando entre as estacas na face inferior do bloco, a força de ruptura do modelo numérico foi 8% maior que a força do modelo experimental, entretanto, ambos os modelos atingiram o escoamento das armaduras.
- O modelo (c) foi analisado de duas formas, com e sem estaca central, a modelagem com a estaca central foi a que apresentou maior discrepância quando comparada com o modelo experimental, a força de ruptura do modelo numérico foi de 8692 KN cerca de 26% maior que o modelo experimental. Quando analisado sem a estaca central, o modelo numérico apresentou uma variação de aproximadamente 9% do modelo experimental, a fissuração apresentou simetria nas quatro faces laterais, segundo o pesquisador isso aconteceu devido os materiais não apresentarem imperfeições na modelagem numérica.
- O modelo (d) também foi analisado com e sem a estaca central, o comportamento do modelo numérico foi semelhante ao do modelo experimental, nas duas variações. Os deslocamentos foram de mesma magnitude e a falha foi por punção. As fissuras também foram similares ao do modelo experimental, se propagando nas laterais e na superfície inferior do bloco. A modelagem ainda previu que a maioria das barras atingiriam o escoamento, exceto as que estavam fora do campo de tensão.

Al-Sakin (2022) concluiu que, as modelagens numéricas apresentaram grande semelhança com os modelos experimentais em termos de carga-deflexão, padrões de trincas, capacidade última e modos de falha.

Ainda segundo o pesquisador, quase todos os estudos atuais de blocos sobre estacas consistem em propor novos modelos de bielas e tirantes ou modificar os tradicionais, validando-os com blocos de três e/ou quatro estacas, simétricos e de pequena escala, faltando validação com blocos de tamanho real. Além disso, os modelos propostos, normalmente, concentram-se em prever um ou dois comportamentos, como o modo de falha e a carga de ruptura, ignorando muitos resultados importantes como, o início e progressão de trincas, deformações no concreto e no aço das armaduras, comportamento carga-deflexão e a distribuição das tensões.

### 2.3. Comentários finais do capítulo

Neste capítulo, realizou-se uma revisão bibliográfica acerca do assunto de blocos sobre estacas, buscando uma melhor compreensão do tema. A análise abrangeu autores importantes de diferentes períodos, permitindo assim, uma avaliação das contribuições significativas ao longo do desenvolvimento deste campo, de forma cronológica. Como síntese e conclusão do capítulo, pode-se afirmar que:

- As duas principais teorias que fundamentam os modelos analíticos de blocos sobre estacas é o método de bielas e tirantes, empregado em blocos determinados como rígidos e o método das seções, empregado em blocos determinados como flexíveis.
- Ainda não existe um método de cálculo unificado e nem um consenso quanto aos parâmetros a serem utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas. Conforme apresentado, há diversos métodos na literatura que buscam determinar qual o principal mecanismo de ruína e qual a carga de ruptura desses elementos, entretanto, existem várias divergências entre eles.
- Existem poucos estudos na literatura técnica dedicados à análise de blocos sobre estacas metálicas. As particularidades desses blocos constituem um amplo campo a ser explorado. Além disso, não existe um modelo de cálculo exclusivo para blocos sobre estacas metálicas que levem em consideração os parâmetros que influenciam o comportamento desses elementos.

## 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 3.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, é mostrado o modelo de referência, os parâmetros de dimensionamento, o detalhamento, a instrumentação dos modelos e o sistema de ensaio utilizado no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia (LabEst). Cada modelo possui uma abreviação como forma de identificação, conforme mostrado na figura 3.1.

Figura 3.1 - Método de identificação dos modelos



Fonte: O autor.

- BC1 é referente aos blocos com chapas de ligação de 1 pol de espessura;
- BC2 é referente aos blocos com chapas de ligação de 3/4 pol de espessura;
- BC3 é referente aos blocos com chapas de ligação de 1/2 pol de espessura;
- A125 é referente a armadura do tirante com barras de Ø12,5 mm;
- A200 é referente a armadura do tirante com barras de Ø20,0 mm.

Foram ensaiados 6 blocos sobre duas estacas, de perfil W laminado, distribuídos em três séries. Os modelos apresentavam duas variações de armaduras e três variações de espessura de chapas de ligação. Na tabela 3.1 são mostradas as propriedades geométricas dos modelos ensaiados.

Tabela 3.1 - Propriedades geométricas dos modelos ensaiados experimentalmente

Série	Modelo	Dimensões da estaca			Dimensões do pilar			Dimensões do bloco		
		L <sub>x</sub> (cm)	L <sub>y</sub> (cm)	L <sub>z</sub> (cm)	L <sub>x</sub> (cm)	L <sub>y</sub> (cm)	L <sub>z</sub> (cm)	L <sub>x</sub> (cm)	L <sub>y</sub> (cm)	L <sub>z</sub> (cm)
1	BC1 A125	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0
	BC1 A200	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0
2	BC2 A125	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0
	BC2 A200	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0
3	BC3 A125	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0
	BC3 A200	15,3	10,2	40,0	20,0	20,0	40,0	149,0	20,0	35,0

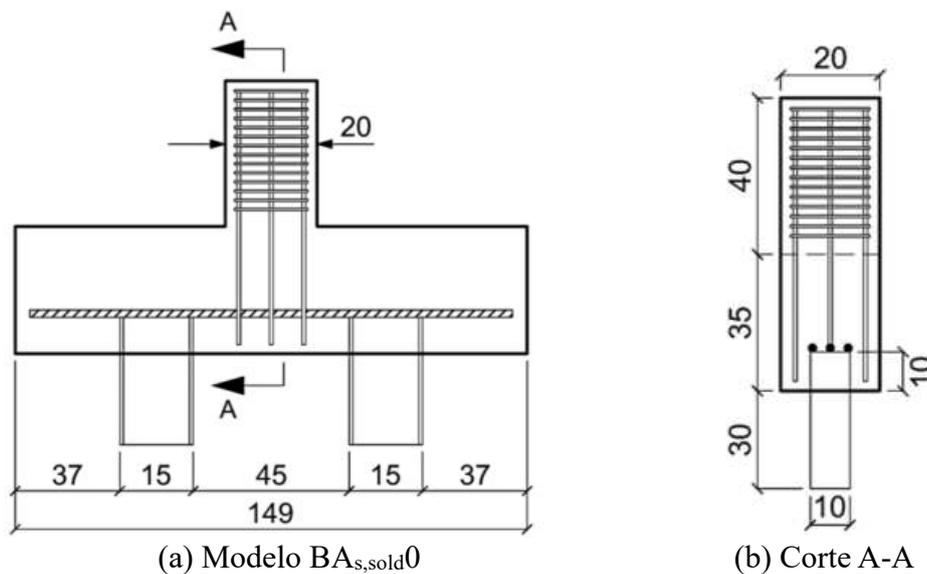
Notas: L<sub>x</sub> é o comprimento, L<sub>y</sub> é a largura e L<sub>z</sub> é a altura.

Fonte: O autor.

### 3.2. Modelo de referência

Nenhum modelo de referência foi criado, assim, optou-se pela adoção do modelo BA<sub>s,sold0</sub> (Figura 3.2) ensaiado experimentalmente por Gonçalves (2020) como referência.

Figura 3.2 - Detalhamento esquemático do modelo BA<sub>s,sold0</sub> estudado por Gonçalves (2020)



Fonte: Adaptado de Gonçalves (2020).

De acordo com Gonçalves (2020), a força de ruína do modelo foi determinada levando em consideração o limite de força que os equipamentos do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia poderiam aplicar, sendo que este valor é de 750 kN. O dimensionamento levou em conta a resistência à compressão do concreto de 25 MPa, armaduras de aço CA-50 e o ângulo das bielas de compressão de 45°. Segundo o autor, o modelo foi dimensionado seguindo as recomendações de cálculo propostas por Blévoit e Frémy (1967), os

critérios estabelecidos pela NBR 6118 (2014), pela NBR 6122 (2019) e pelo Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018). A tabela 3.2 mostra as propriedades mecânicas do concreto e a força última do modelo de referência.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto e a força última do modelo de referência

<b>Modelo</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{ct,m}</math> (MPa)</b>	<b><math>E_{cs,calc}</math> (GPa)</b>	<b><math>F_{u,exp}</math> (kN)</b>
BA <sub>s,sold</sub> 0	20,26	1,63	12,03	514,12

Fonte: Adaptado de Gonçalves (2020).

Desse modo, todos os modelos construídos para esse estudo possuem as mesmas propriedades geométricas, o mesmo comprimento de embutimento das estacas, o mesmo tipo aço nas armaduras, a mesma área de aço nos tirantes e o mesmo ângulo nas bielas de compressão. A única diferença entre modelo de referência e os modelos construídos foi a inserção de chapas de ligação.

### 3.3. Dimensionamento e detalhamento dos modelos

Todos os 6 blocos sobre duas estacas metálicas construídos, foram dimensionados seguindo o modelo analítico de cálculo proposto por Blévoit e Frémy (1967), entretanto, por se tratar de uma pesquisa, alguns os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (2023) e NBR 6122 (2022) não foram seguidos. As estacas metálicas foram verificadas como pilares metálicos submetidos a compressão axial, seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 6122 (2022) e pela NBR 8800 (2008).

Como o objetivo do estudo é obter uma melhor compreensão dos fluxos de tensões e do comportamento das regiões nodais, os tirantes foram calculados de forma a não atingir o escoamento, assegurando o equilíbrio na zona nodal inferior. Além disso, é importante destacar que os blocos não apresentam abas de concreto em sua largura ( $L_y$ ), visto que, a presença dessas abas pode dificultar as leituras das deformações nessas regiões.

#### 3.3.1. Verificação das tensões nodais

Após definidas as dimensões dos blocos, a próxima etapa é a verificação das tensões nas zonas nodais. A seção das bielas varia ao longo da altura do bloco, sendo necessário verificar as regiões junto ao pilar, na zona nodal superior e junto as estacas, na zona nodal inferior.

Conforme determinado por Blévoit e Frémy (1967) em seu artigo, a tensão na zona nodal superior foi calculada por meio da equação 3.1, enquanto a tensão na zona nodal inferior foi calculada pela equação 3.2. É importante ressaltar que, zona nodal inferior, ao invés de considerar a área da estaca para o cálculo, foi considerado área da chapa de ligação.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_t}{A_p \cdot (\cos\theta)^2} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \quad 3.1$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{R_e}{A_{ch} \cdot (\cos\theta)^2} \leq f_{ck} \quad 3.2$$

Sendo:

- $A_p$  – Área da seção transversal do pilar;
- $A_{ch}$  – Área da chapa de ligação;
- $F_t$  – Força teórica de ruptura;
- $R_e$  – Reação da estaca;
- $f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto;
- $\sigma_{zn,s}$  – Tensão da zona nodal superior;
- $\sigma_{zn,i}$  – Tensão da zona nodal inferior;
- $\theta$  – Ângulo da biela.

Ao realizar uma análise experimental, todos os coeficientes de segurança incorporados no processo de dimensionamento e verificação dos blocos não devem ser considerados. O valor de 1,4 da equação 3.1 baseia-se nas observações derivadas dos ensaios experimentais de Blévoit e Frémy (1967). Por meio desses ensaios foi possível observar que a tensão no concreto próximo ao pilar foi de aproximadamente 40% superior à resistência do concreto à compressão utilizada no dimensionamento dos blocos.

### 3.3.2. Dimensionamento da armadura de tração

Após realizar o equilíbrio na zona nodal inferior, foi calculada a força de tração proveniente do modelo de bielas e tirantes utilizando a equação 3.3, conforme determinado por Blévoit e Frémy (1967). Em seguida, foi possível determinar a área de aço necessária da armadura principal de tração (tirante) por meio da equação 3.4.

$$R_{ti} = \frac{R_e}{\tan\theta} \quad 3.3$$

$$A_{s,calc} = \frac{R_{ti}}{f_{yk}} \quad 3.4$$

Sendo:

- $A_{s,calc}$  – Área de aço da armadura de tração;
- $f_{yk}$  – Resistência característica ao escoamento do aço;
- $R_{ti}$  – Força de tração no tirante.

Para o cálculo da área de aço dos tirantes, optou-se por utilizar a resistência característica ao escoamento do aço ( $F_{yk}$ ) fornecida pela NBR 6118 (2023), que corresponde a 500 MPa. Essa decisão foi tomada porque os ensaios de tração das barras de aço ainda não haviam sido realizados.

### 3.3.3. Ancoragem da armadura de tração

A NBR 6118 (2023) determina que, nos casos de blocos rígidos, a disposição da armadura de tração deve ser predominantemente posicionada nas faixas definidas pelas estacas, ou seja, em uma proporção superior a 85%, levando em consideração o equilíbrio com as bielas correspondentes. Além disso, as armaduras devem se estender por toda extensão do bloco, cujas medidas são tomadas a partir das faces internas das estacas e finalizando com ganchos em suas extremidades, a fim de garantir a sua ancoragem, entretanto, nos modelos ensaiados não foram utilizados ganchos, justamente para verificar essa hipótese.

Abaixo são mostrados os critérios utilizados para verificar a ancoragem da armadura de tração. O comprimento de ancoragem necessário foi calculado por meio da equação 3.5, item 9.4.2.5 da NBR 6118 (2023).

$$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min} \quad 3.5$$

Sendo:

- $A_{s,ef}$  – Aço efetiva da armadura de tração;
- $\alpha$  – É igual a 1,0 para barras sem gancho;
- $\ell_b$  – Comprimento de ancoragem básico;
- $\ell_{b,min}$  – Comprimento de ancoragem mínimo, sendo o maior valor entre  $0,3\ell_b$ ,  $10\varnothing$  e 10 cm;
- $\ell_{b,nec}$  – Comprimento de ancoragem necessário.

O comprimento de ancoragem básico foi calculado por meio da equação 3.6, adaptado do item 9.4.2.4 da NBR 6118 (2023).

$$\ell_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{bk}} \quad 3.6$$

Sendo:

- $\varnothing$  – Diâmetro da barra;
- $f_{yk}$  – Resistência característica do aço;
- $f_{bk}$  – Resistência de aderência característica.

A resistência de aderência característica entre a barra de aço e o concreto, em estruturas com armaduras passivas, foi obtida por meio da equação 3.7, item 9.3.2.1 da NBR 6118 (2023).

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk,inf} \quad 3.7$$

Sendo:

- $\eta_1$  – É igual a 2,25 para barras de aço CA-50;
- $\eta_2$  – É igual a 1,0 para situações de boa aderência;
- $\eta_3$  – É igual a 1,00 para barras com  $\varnothing < 32$  mm.

A resistência do concreto à tração direta característica inferior foi obtida por meio da equação 3.8, item 8.2.5 da NBR 6118 (2023).

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad 3.8$$

Para a verificação da ancoragem da armadura de tração, adotou-se o valor de 25 MPa para a resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). Esse mesmo valor foi utilizado nas verificações das tensões nodais.

#### 3.3.4. Verificação das estacas

Foi utilizado um perfil laminado W150x18 com aço ASTM A572 grau 50 para as estacas, fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. O comprimento das estacas foi padronizado em 40 cm, seguindo a mesma medida dos modelos ensaiados por Gonçalves (2020).

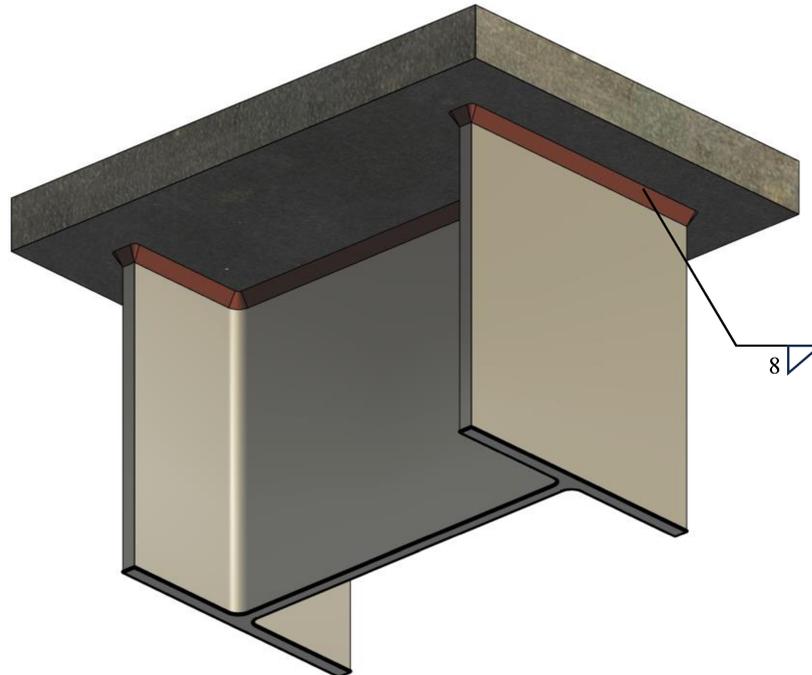
O Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018) diz que estacas comprimidas totalmente enterradas, normalmente, não estão sujeitas à flambagem. De acordo com a NBR 6122 (1996), a verificação à flambagem é exigida apenas quando as estacas apresentam seu nível de arrasamento acima da superfície do terreno, quando são projetadas em locais onde estão sujeitas à fluxo de água e há possibilidade de erosão, ou quando penetram solos moles. Entretanto, a NBR 6122 (2022), sua nova versão, não aborda questões relacionadas à flambagem em circunstâncias específicas, apenas estabelece que as estacas metálicas devem ser dimensionadas de acordo com a NBR 8800 (2008), e que, esse dimensionamento deve-se considerar a seção reduzida da estaca. Além disso, em situações envolvendo argila mole, deve-se levar em conta o comprimento cravado e a inércia da peça, a fim de reduzir a probabilidade de ocorrer instabilidade dinâmica direcional durante a cravação, também conhecido como drapejamento.

Referente às ligações entre as estacas metálicas e o bloco de coroamento, a NBR 6122 (2022), em seu anexo F, item F.9, estabelece que o sistema de transferência dos esforços solicitantes, seja eles de compressão, de tração, momentos fletores ou esforços horizontais, do bloco de coroamento para as estacas metálicas, pode ser estudado e detalhado em conjunto com o projetista da estrutura.

Nos modelos construídos para o ensaio experimental, foi empregada uma chapa de ligação. Para essa conexão entre a chapa e a estaca, adotou-se o processo de soldagem por arco elétrico com eletrodo revestido, conhecido como SMAW “*Shielded Metal Arc Welding*”. O método de soldagem utilizado foi o filete com cordão contínuo, percorrendo todo o perímetro da seção transversal do perfil metálico. Embora haja critérios para a verificação de ligações

soldadas na NBR 8800 (2008), nos modelos em questão, nenhum critério normativo foi utilizado para verificar essas conexões. A figura 3.3 mostra o detalhamento da soldagem na ligação.

Figura 3.3 - Detalhamento da soldagem na ligação



Fonte: O autor.

Conforme indicado na NBR 6122 (2022), a verificação das estacas metálicas seguiu os critérios estabelecidos pela NBR 8800 (2008) para pilares submetidos à compressão axial. As propriedades geométricas do perfil utilizado são mostradas na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Propriedades geométricas do perfil utilizado

Bitola (mm x kg/m)	d (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )
W 150 x 18,0	153,0	102,0	5,8	7,1	139,0	119,0	23,4

Notas: d é a altura do perfil, b<sub>f</sub> é o comprimento da mesa, t<sub>w</sub> é a espessura da alma, t<sub>f</sub> é a espessura da mesa, h é a altura interna, d' é a altura plana da alma.

Fonte: O autor.

Abaixo são mostrados os critérios utilizados para verificação das estacas metálicas. A verificação da esbelteza limite da alma do perfil foi calculada por meio da equação 3.9, conforme indicado no grupo 2 da tabela F.1 da NBR 8800 (2008).

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \leq \lambda_{\text{lim}} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 3.9$$

Sendo:

- $\lambda$  – Esbeltez da alma;
- $\lambda_{\text{lim}}$  – Esbeltez limite da alma;
- $E$  – Módulo de elasticidade do aço do perfil;
- $f_y$  – Tensão de escoamento do aço do perfil.

Após o cálculo de esbeltez da alma, constatou-se que ela é compacta e não há possibilidade de flambagem local. Portanto, adota-se um valor de  $Q_a$  igual a 1,0. Em seguida foi verificado a esbeltez da mesa por meio da equação 3.10, conforme indicado no grupo 4 da tabela F.1 da NBR 8800 (2008).

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq \lambda_p = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad 3.10$$

Sendo:

- $\lambda$  – Esbeltez da mesa;
- $\lambda_p$  – Esbeltez limite da mesa.

Após o cálculo de esbeltez da mesa, constatou-se que a seção também é compacta e não há possibilidade de flambagem local. Portanto, adota-se um valor de  $Q_s$  igual a 1,0. Verificado as instabilidades locais, a próxima etapa foi a verificação das instabilidades globais do elemento. A equação 3.11 verificou a carga crítica de flambagem por flexão em relação ao eixo central X, a equação 3.12 em relação ao eixo central Y e a equação 3.13 verificou a carga crítica de flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal Z, conforme especificado no item E.1.1 da NBR 8800 (2008).

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \quad 3.11$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \quad 3.12$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_x^2 + r_y^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \quad 3.13$$

Sendo:

- $C_w$  – Constante de empenamento da seção transversal;
- $G$  – Módulo de elasticidade transversal do aço;
- $J$  – Constante de torção da seção transversal;
- $I_x$  – Momento de inércia em relação ao eixo x;
- $I_y$  – Momento de inércia em relação ao eixo y;
- $K_x L_x$  – Comprimento equivalente de flambagem em relação ao eixo x;
- $K_y L_y$  – Comprimento equivalente de flambagem em relação ao eixo y;
- $K_z L_z$  – Comprimento equivalente de flambagem em relação ao eixo z;
- $N_{ex}$  – Força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x.
- $N_{ey}$  – Força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia y.
- $N_{ez}$  – Força axial de flambagem elástica por torção em relação ao eixo longitudinal z;
- $r_x$  – Raio de giração em relação ao eixo x;
- $r_y$  – Raio de giração em relação ao eixo y.

Após realizado as verificações de instabilidade global, avançou-se para a determinação do índice de esbeltez reduzido utilizando a equação 3.14, conforme especificado no item 5.3.3.2 da NBR 8800 (2008).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad 3.14$$

Sendo:

- $Q$  – Fator de redução total associado à flambagem local;
- $A_g$  – Área bruta da seção transversal da barra;
- $N_e$  – Força axial de flambagem elástica, sendo o menor valor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$ ;
- $\lambda_0$  – Índice de esbeltez reduzido.

Depois de determinado o índice de esbeltez reduzido, constatou-se que o seu valor ficou abaixo de 1,5. Nesse caso, o fator de redução associado à resistência à compressão é dado pela equação 3.15, conforme especificado no item 5.3.3.1 da NBR 8800 (2008).

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad 3.15$$

Dado o fator de redução associado à resistência à compressão, empregou-se esse valor na verificação da força axial de compressão resistente de cálculo (equação 3.16), conforme estabelecido no item 5.3.2 da NBR 8800 (2008).

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad 3.16$$

Sendo:

- $N_{c,Rd}$  – Força axial de compressão resistente de cálculo;
- $\chi$  – Fator de redução associado à resistência à compressão;
- $\gamma_{a1}$  – Coeficiente de ponderação de escoamento, flambagem e instabilidade.

Por fim, foi verificado o índice de esbeltez das barras comprimidas, conforme mostrado na equação 3.17, item 5.3.4.1 da NBR 8800 (2008). Onde, o comprimento equivalente de flambagem é representado por  $(KL)$ , sendo que o raio de giração  $(r)$  utilizado é o menor dos três eixos.

$$\frac{K \cdot L}{r} < 200 \quad 3.17$$

### 3.3.5. Dimensionamento dos pilares

O dimensionamento dos pilares foi realizado conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (2023), adotando a resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) de 40 MPa e a resistência característica de escoamento das barras de aço ( $F_{yk}$ ) de 500 MPa. Ao contrário do método aplicado no dimensionamento dos blocos, onde todos os coeficientes de segurança foram desconsiderados, optou-se por considerá-los no dimensionamento dos pilares. Essa escolha foi feita com o intuito de garantir que a ruptura não ocorresse nos pilares, assegurando que sua função fosse exclusivamente transferir os esforços para o bloco. A força normal de cálculo foi determinada por meio da equação 3.18.

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k \quad 3.18$$

Sendo:

- $N_d$  – Força normal de cálculo;
- $N_k$  – Força normal característica;
- $\gamma_n$  – Coeficiente de majoração da força normal é igual a 1,0 (Tabela 13.1 da NBR 6118 (2023)) ;
- $\gamma_f$  – Coeficiente de majoração das ações no estado limite último é igual a 1,4 (Tabela 11.1 da NBR 6118 (2023)).

Após determinada a força normal de cálculo, foi calculado o momento fletor mínimo por meio da equação 3.19, conforme determinado no item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 (2023).

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad 3.19$$

Dado o momento fletor mínimo, foi calculado o índice de esbeltez (equação 3.20) e a esbeltez limite do pilar (equação 3.21), conforme o item 15.8.2 da NBR 6118 (2023). Sendo que para valores onde  $\lambda \leq \lambda_1$  não se considera o efeito local de segunda ordem.

$$\lambda = \frac{\ell_e}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \quad 3.20$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad 3.21$$

Sendo:

- $A_c$  – Área da seção transversal do pilar;
- $I$  – Momento de inércia;
- $\ell_e$  – Comprimento equivalente de flambagem (em caso de pilar engastado na base e livre no topo multiplica-se por 2);
- $\lambda$  – Índice de esbeltez;
- $\lambda_1$  – Esbeltez limite;
- $e_1$  – Excentricidade de primeira ordem, é igual a 0,0 para pilar intermediário;
- $h$  – Dimensão do pilar na direção considerada;
- $\alpha_b$  – É igual a 1,0 para pilares em balanço, conforme mostrado no item 15.8.2 da NBR 6118 (2023).

Por meio da aplicação do ábaco A-28 e das equações 3.22, 3.23 e 3.24, propostas por Venturini (1987), para o dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta, foi calculada a área de aço necessária para a armadura longitudinal dos pilares.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 3.22$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad 3.23$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad 3.24$$

Sendo:

- $A_c$  – Área da seção transversal do pilar;
- $f_{cd}$  – Resistência de cálculo do concreto à compressão;
- $f_{yd}$  – Resistência de cálculo de início de escoamento do aço;
- $M_d$  – Momento fletor de cálculo;

- $v$  e  $\mu$  - Esforços adimensionais;
- $\omega$  – taxa mecânica.

Determinada a área de aço necessária para as armaduras longitudinais, foi verificada a área de aço mínima utilizando a equação 3.25, conforme o item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (2023), e a área de aço máxima por meio da equação 3.26, conforme o item 17.3.5.3.2 da mesma norma.

$$A_{s,\min} = \left( 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad 3.25$$

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot A_c \quad 3.26$$

Para a armadura transversal, foram utilizados estribos de Ø6,3 mm distribuídos a cada 2,5 cm. Além disso, para evitar a flambagem das barras e conter as elevadas tensões de compressão no pilar, decorrentes da força aplicada, foi utilizada uma armadura de fretagem. Essa armadura também utilizou barras de Ø6,3 mm, dispostas em ambas as direções da seção transversal do pilar, com espaçamento de 2,5 cm, a mesma distância adotada para os estribos.

Por fim, calculou-se o comprimento de ancoragem necessário utilizando a equação 3.5. No entanto, para o dimensionamento dos pilares, foram considerados os coeficientes de redução das resistências dos materiais.

### **3.3.6. Detalhamento dos modelos**

Neste item, são mostrados os resultados obtidos a partir dos cálculos de dimensionamento e verificação de cada componente dos modelos.

A tabela 3.4 mostra as informações relativas ao dimensionamento e às armaduras utilizadas nos blocos, a tabela 3.5, mostra a verificação do perfil utilizado para as estacas. Por fim, a tabela 3.6 mostra as informações referentes ao dimensionamento e às armaduras utilizadas nos pilares.

Tabela 3.4 - Dimensionamento dos blocos

Série	Modelo	Ângulo das bielas ( $\theta$ )	Tensões nodais		Armadura principal		
			$\sigma_{zn,s}$ (MPa)	$\sigma_{zn,i}$ (MPa)	$A_{s,calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,adot}$	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )
1	BC1 A125	45	30	20	7,5	8 x Ø12,5	9,81
	BC1 A200					3 x Ø20,0	9,45
2	BC2 A125					8 x Ø12,5	9,81
	BC2 A200					3 x Ø20,0	9,45
3	BC3 A125					8 x Ø12,5	9,81
	BC3 A200					3 x Ø20,0	9,45

Fonte: O autor.

Tabela 3.5 - Verificação do perfil

Série	Modelo	Esbeltez da alma		Esbeltez da mesa		Resistência à compressão		
		$\lambda$	$\lambda_{lim}$	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_0$	$\chi$	$N_{c,Rd}$ (kN)
1	BC1 A125	20,52	35,87	7,18	13,48	0,228	0,978	718,13
	BC1 A200							
2	BC2 A125							
	BC2 A200							
3	BC3 A125							
	BC3 A200							

Fonte: O autor.

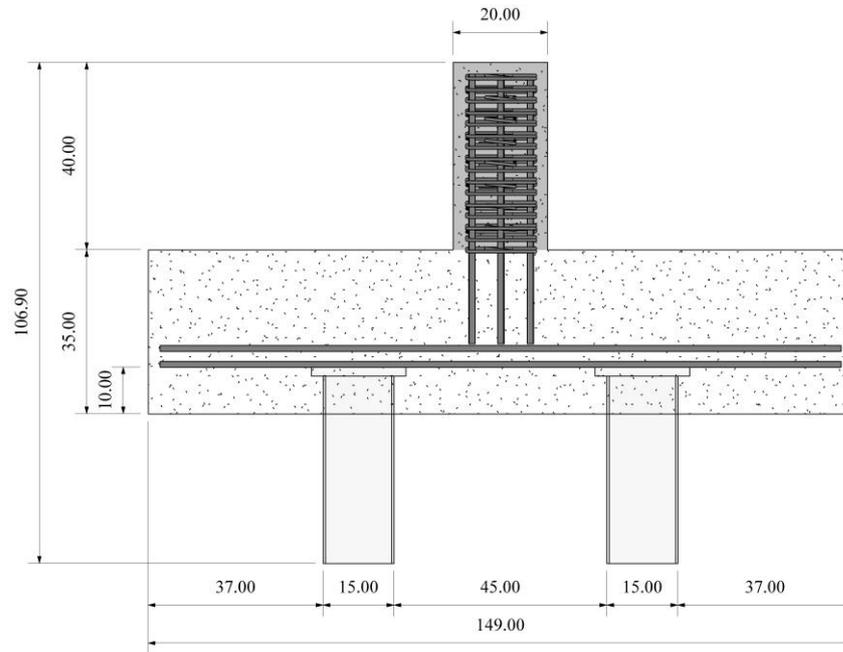
Tabela 3.6 - Dimensionamento dos pilares

Série	Modelo	$N_d$ (kN)	$M_{1d,min}$	$v$	$\mu$	$\omega$	$A_{s,calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,adot}$	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )
1	BC1 A125	1050,0	22,05	0,92	0,096	0,35	9,20	8 x Ø12,5	9,81
	BC1 A200								
2	BC2 A125								
	BC2 A200								
3	BC3 A125								
	BC3 A200								

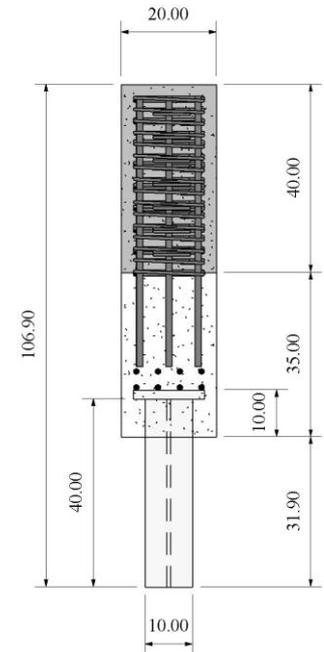
Fonte: O autor.

As figuras 3.4 e 3.5 mostram as propriedades geométricas e o detalhamento dos modelos. A figura 3.6 mostra o detalhamento das chapas de ligação das estacas, a figura 3.7 mostra o detalhamento dos pilares, e, por fim, a figura 3.8 mostra a vista isométrica dos modelos.

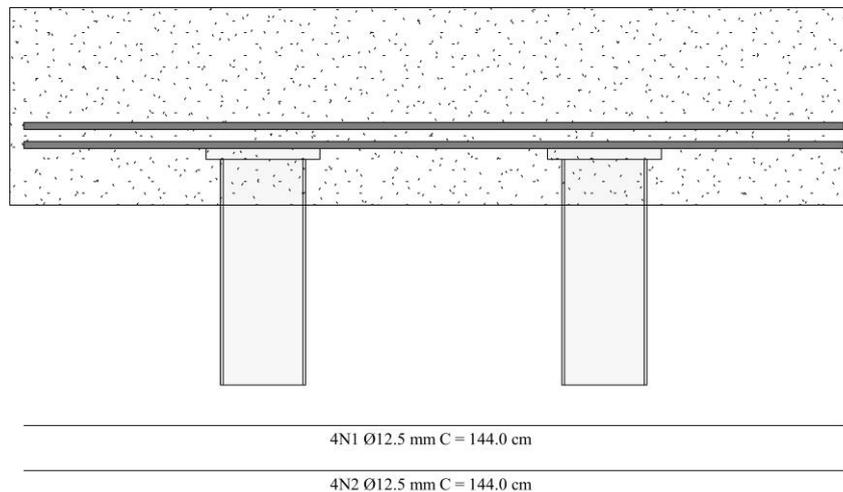
Figura 3.4 - Detalhamento dos modelos com tirantes de Ø12,5 mm



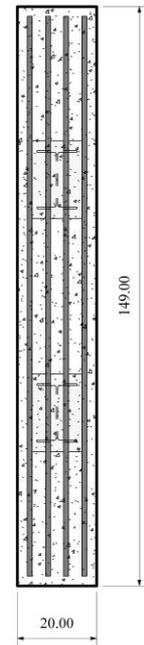
(a) Corte longitudinal



(b) Corte transversal

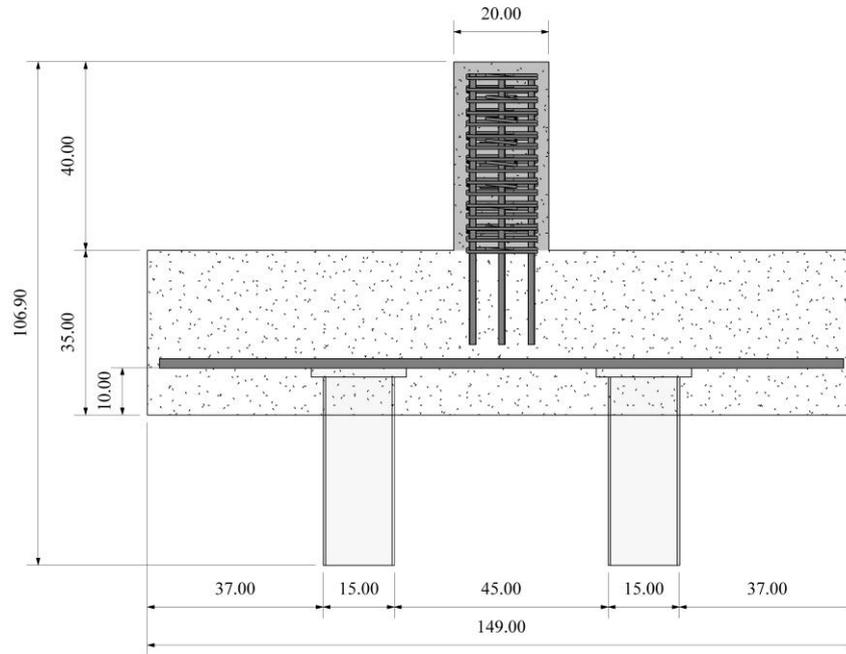


(c) Detalhamento do tirante  
Fonte: O autor.

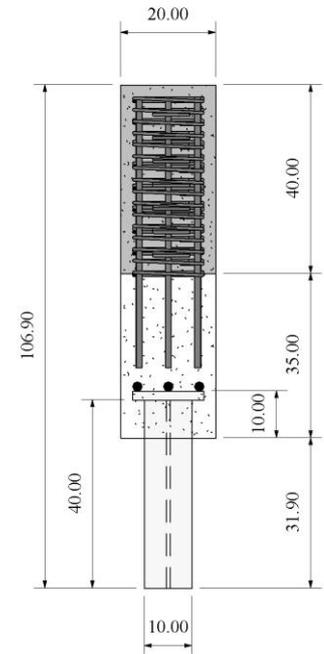


(d) Vista em planta

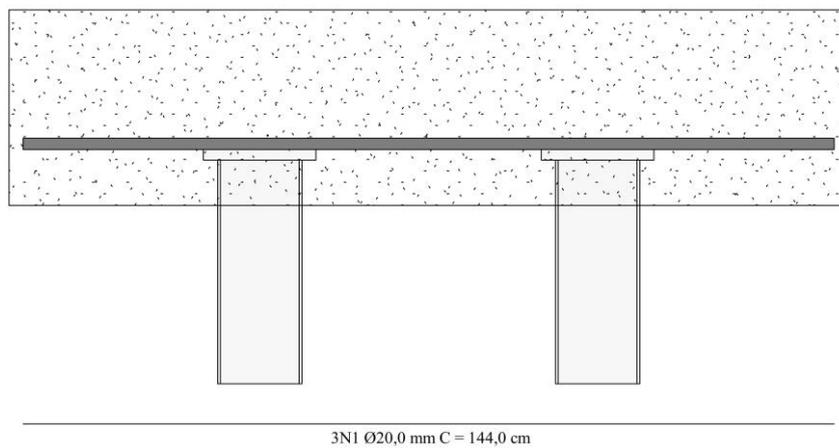
Figura 3.5 - Detalhamento dos modelos com tirantes de  $\text{Ø}20,0$  mm



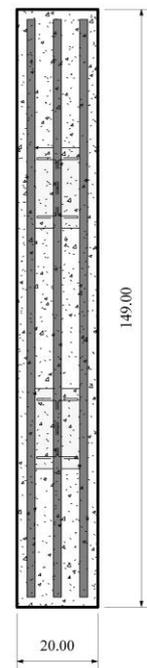
(a) Corte longitudinal



(b) Corte transversal

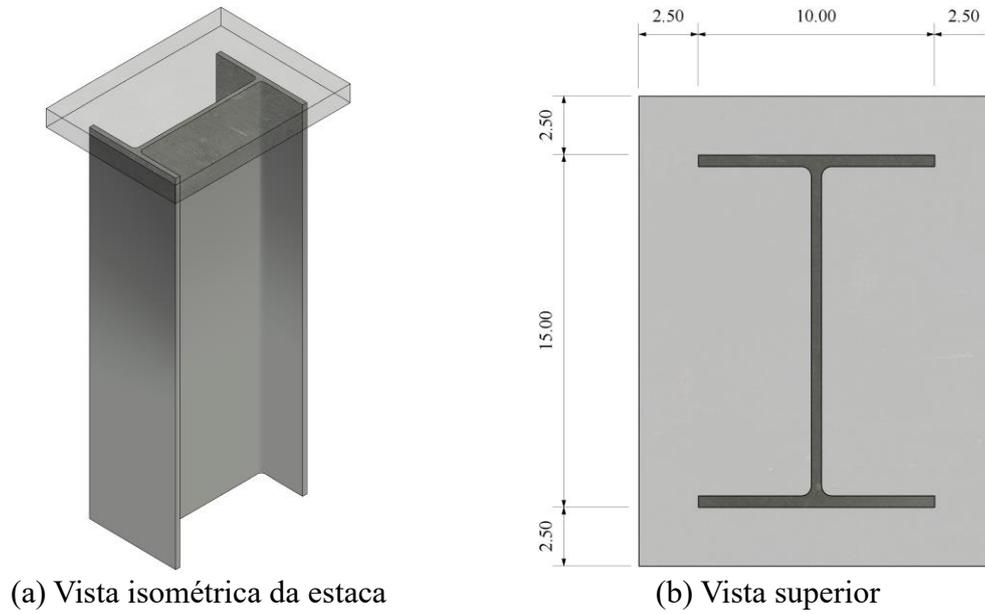


(c) Detalhamento do tirante  
Fonte: O autor.



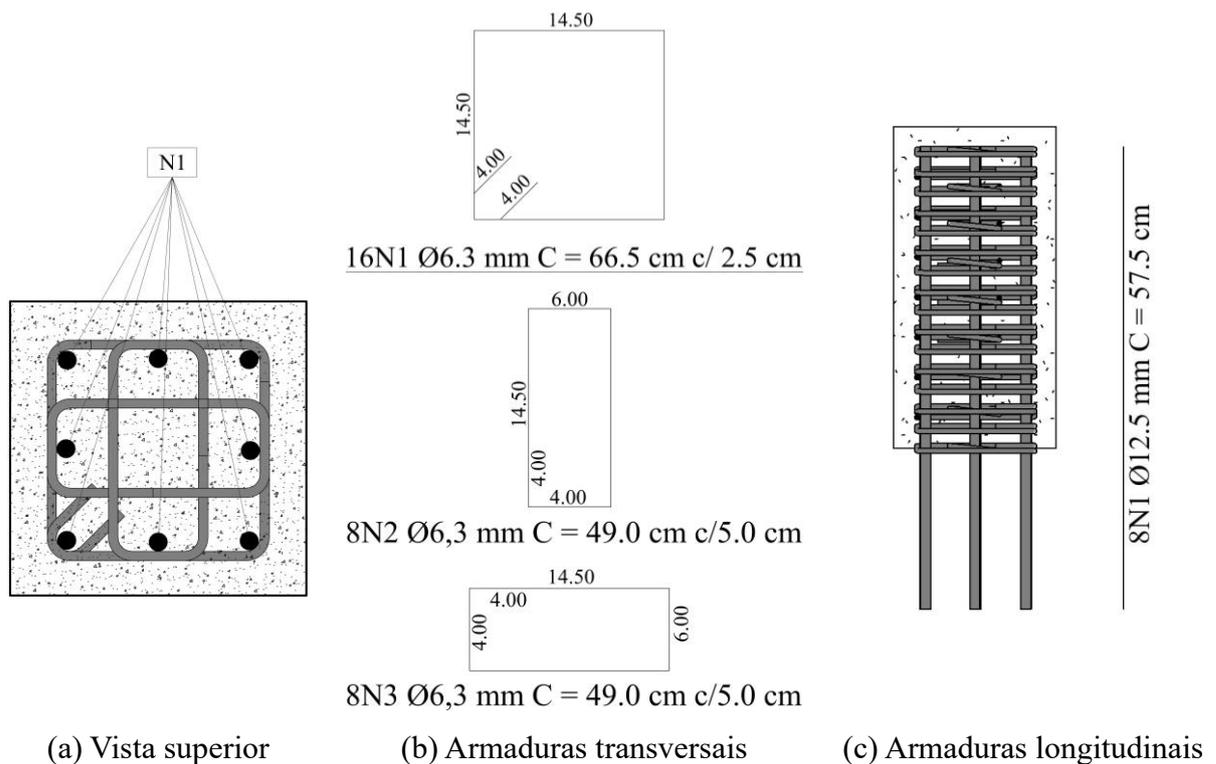
(d) Vista em planta

Figura 3.6 – Detalhamento das chapas de ligação das estacas



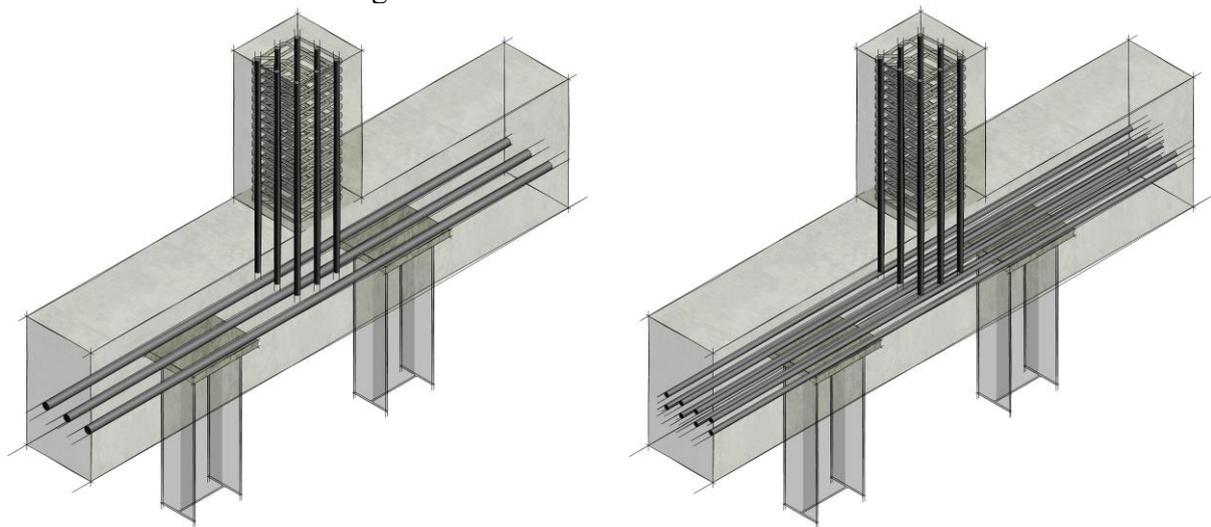
Fonte: O autor.

Figura 3.7 - Detalhamento dos pilares



Fonte: O autor.

Figura 3.8 - Vista isométrica dos modelos

(a) Modelos com tirantes de  $\text{Ø}20,0$  mm(b) Modelos com tirantes de  $\text{Ø}12,5$  mm

Fonte: O autor.

### 3.4. Características dos concretos

Foram utilizados concretos com resistências à compressão diferentes em cada uma das partes constituintes dos modelos, conforme descrito no item 3.3, para os blocos a resistência à compressão adotada foi de 25 MPa e para os pilares foi de 40 MPa. Entretanto, o concreto utilizado para fabricação dos blocos foi doado pela empresa WELMIX e mostrava especificações de resistência à compressão de 20 MPa e abatimento igual a  $140 \pm 20$  mm. A composição do traço em massa constituiu em 1 : 0,63 : 2,55 : 4,22 : 0,5 (cimento, areia fina, areia média, brita I e a/c) com 0,5% de aditivo plastificante polifuncional MIRA<sup>®</sup> SET 28.

O concreto utilizado para a execução dos pilares, foi baseado em um estudo realizado anteriormente pelo autor no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. O teor de argamassa seca era de 53% e o abatimento  $150 \pm 20$  mm. A composição do traço em massa constituiu em 1 : 1,65 : 2,35 : 0,47 (cimento, areia, brita e a/c). O cimento era da marca NACIONAL, do tipo CP V-ARI MAX e a massa específica fornecida pelo fabricante foi de  $2,99 \text{ g/cm}^3$ .

O agregado miúdo (areia) utilizado, cuja granulometria foi determinada conforme os procedimentos da NBR 17054 (2022), apresentou módulo de finura de 2,72 e dimensão máxima do agregado igual a 2,36 mm. A massa específica, determinada conforme a NBR 16916 (2021), foi de  $2,59 \text{ g/cm}^3$  e a massa unitária no estado solto foi de  $1,49 \text{ g/cm}^3$ , determinada conforme a NBR 16972 (2021).

O agregado graúdo (brita) apresentou módulo de finura de 6,23 e dimensão máxima de 12,5 mm, determinados conforme os procedimentos estabelecidos pela NBR 17054 (2022). A massa específica seca foi de 2,69 g/cm<sup>3</sup> e a massa unitária no estado solto foi de 1,51 g/cm<sup>3</sup>, determinadas de acordo com os procedimentos da NBR 16916 (2021) e NBR 16972 (2021).

No traço em questão, utilizou-se o superplastificante de terceira geração GLENIUM®160 SSC, da Sika. De acordo com as informações fornecidas pela fabricante, este aditivo apresenta uma massa específica variando entre 1,087 e 1,127 g/cm<sup>3</sup>. Recomenda-se uma proporção de aditivo sobre o peso de cimento entre 0,2 e 1,2%. No presente caso, adotou-se uma proporção de 0,3%, tornando o concreto com melhores características de trabalhabilidade, melhor fluidez sem alterações na relação água/cimento e no tempo de pega.

### 3.5. Construção dos modelos

A etapa inicial da construção dos modelos se deu pela fabricação das estacas, que teve início com o corte das chapas e dos perfis metálicos. Em seguida, realizou-se a soldagem dessas chapas no topo dos perfis. Posteriormente, as fôrmas dos blocos e dos pilares foram fabricadas, seguidas pelo processo de montagem das armaduras dos tirantes e dos pilares. Após a conclusão da montagem das armaduras, algumas barras foram lixadas para possibilitar a fixação dos extensômetros elétricos, conforme será mostrado no item 3.6.1. A figura 3.9 mostra o modelo BC3 A200 pronto para a concretagem.

Figura 3.9 - Modelo B3 A200 pronto para concretagem



Fonte: O autor.

Por fim, procedeu-se à concretagem dos modelos, que foi realizada em duas fases, a primeira fase foi na região dos blocos, posteriormente, a segunda fase foi na região dos pilares. Os blocos foram concretados no dia 19 de dezembro de 2023, o dia estava ensolarado, a umidade estava entre 21% e 63%, a temperatura entre 20 °C e 33 °C e o abatimento do concreto foi de 200 mm (Figura 3.10).

Figura 3.10 - Abatimento do concreto dos blocos



Fonte: O autor.

A figura 3.11 mostra o bloco B3 A200 após a conclusão da primeira fase de concretagem, com a fôrma do pilar devidamente posicionada para a execução da segunda fase.

Figura 3.11 - Modelo B3 A200 concretado



Fonte: O autor.

Os pilares foram concretados no dia 4 de janeiro de 2024, o dia estava chuvoso, a umidade estava entre 71% e 98%, a temperatura entre 19 °C e 26 °C e o abatimento do concreto foi de 240 mm (Figura 3.12).

Figura 3.12 - Abatimento do concreto dos pilares



Fonte: O autor.

A figura 3.13 mostra o modelo BC1 A200 após realizada a segunda fase da concretagem.

Figura 3.13 - Modelo BC1 A200 com o pilar concretado



Fonte: O autor.

Foram utilizados um total de 700 litros de concreto para a fabricação dos blocos e dos corpos de prova, doados pela empresa WELMIX. Já para a fabricação dos pilares e dos corpos

de prova foram utilizados 120 litros de concreto, produzidos no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Para a fabricação das armaduras dos modelos foi consumido um total de 116,87 kg de aço CA-50.

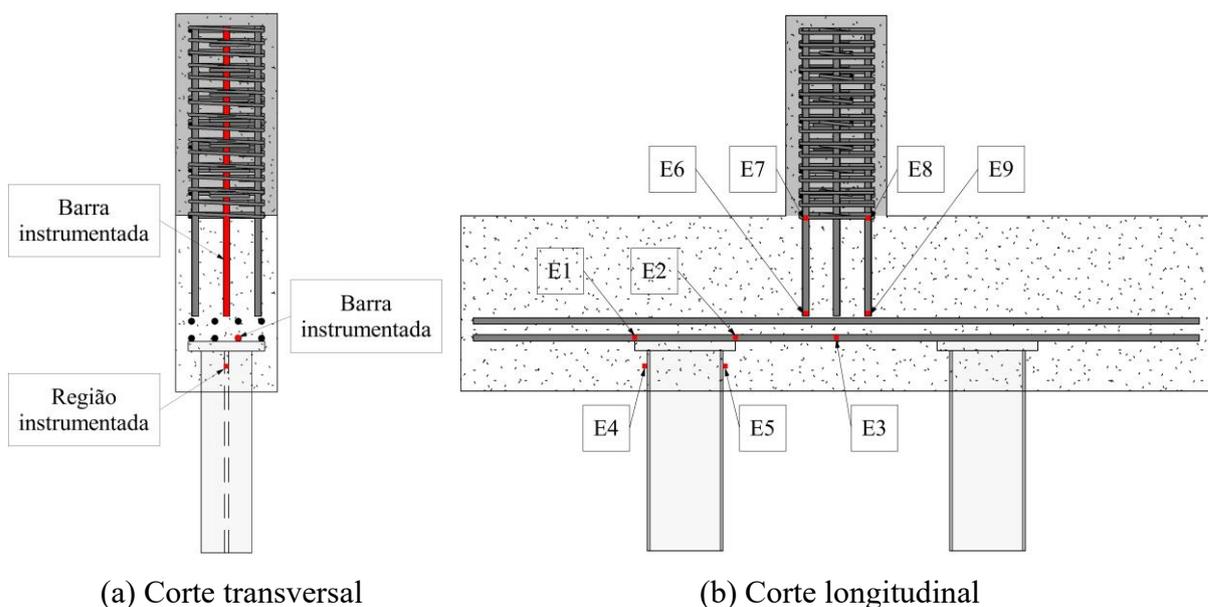
### 3.6. Instrumentação dos modelos

Nesta seção, é mostrado a instrumentação utilizada para coletar os dados dos modelos experimentais. Posteriormente, esses modelos experimentais serão empregados para aferir as simulações numéricas, permitindo uma melhor compreensão dos fluxos de tensões em suas principais direções e do comportamento mecânico nas zonas nodais.

#### 3.6.1. Instrumentação nas armaduras e estacas

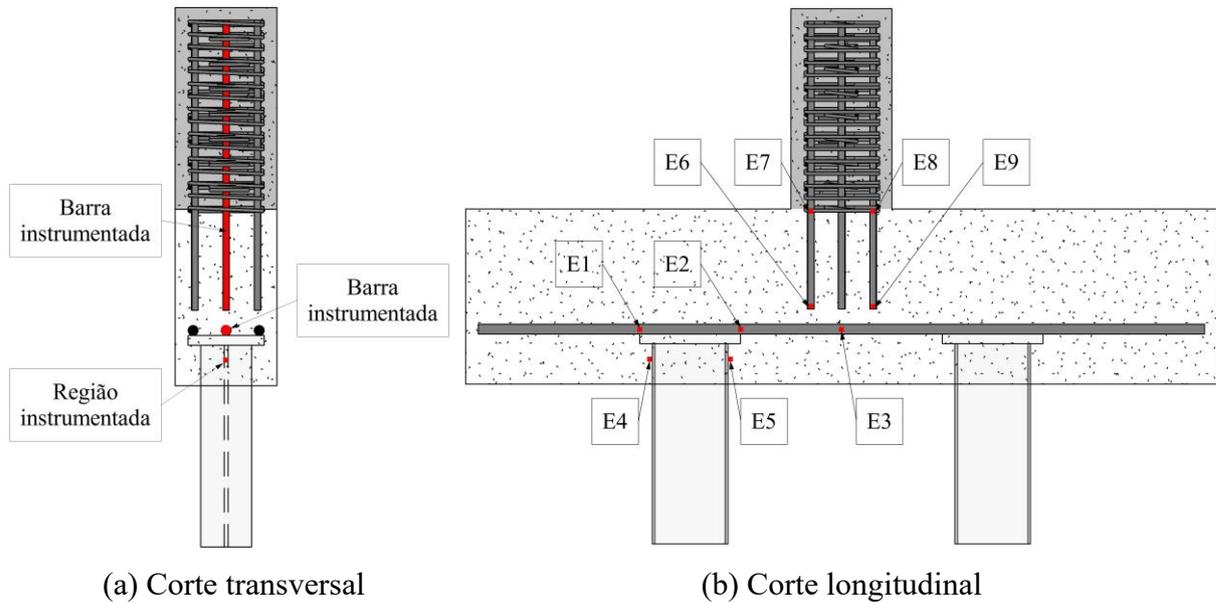
Com o intuito de obter informações sobre o comportamento mecânico das armaduras longitudinais dos pilares, das armaduras de tração dos blocos e das estacas metálicas, utilizou-se extensômetros elétricos de resistência, para mensurar as deformações em regiões específicas desses elementos. O modelo de extensômetro utilizado, nas barras e nas faces da estaca, foi o PA-06-250BA-120-L, colável, de resistência elétrica, unidirecional, estreito, da Excel Sensores. As figuras 3.14 e 3.15 mostram as regiões onde os extensômetros foram instalados.

Figura 3.14 – Posição dos extensômetros nos modelos com armadura de  $\varnothing 12,5$  mm



Fonte: O autor.

Figura 3.15 – Posição dos extensômetros nos modelos com armadura de  $\varnothing 20,0$  mm



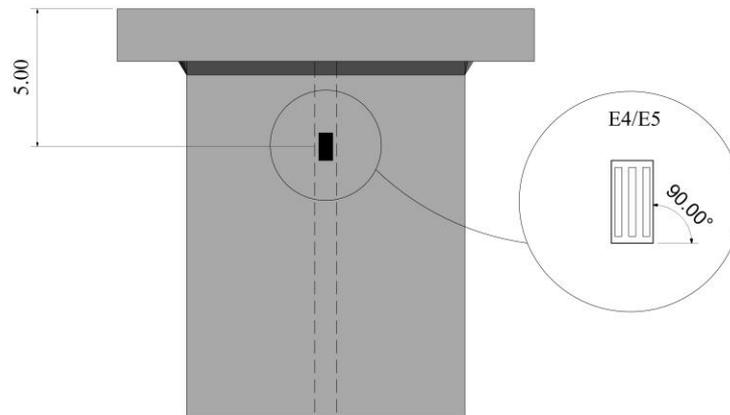
Fonte: O autor.

As armaduras longitudinais posicionadas no centro das faces dos pilares, faces perpendiculares à maior dimensão do bloco, foram instrumentadas em duas regiões: a primeira foi na ligação pilar-bloco (E7 e E8), próximo à zona nodal superior; e a segunda foi no fim da barra (E6 e E9), região de ancoragem dentro do bloco.

Foi instrumentada apenas uma das barras da armadura de tração dos blocos, a barra instrumentada está localizada na primeira camada, com posicionamento central. A barra foi instrumentada em três regiões: a primeira no centro do vão do bloco (E3); a segunda na face interna da zona nodal inferior (E2), antes da barra atravessar a região das bielas; e a terceira na face externa da zona nodal inferior (E1), após a barra atravessar a região das bielas.

A instrumentação das estacas metálicas foi realizada em duas regiões, ambas localizadas em apenas uma das estacas. A primeira foi centralizada na face externa da mesa externa do perfil (E4), situada 5 cm abaixo do topo do embutimento. A segunda foi centralizada na face externa da mesa interna do perfil (E5), também a uma distância de 5 cm abaixo do topo do embutimento. A figura 3.16 mostra os detalhes do posicionamento dos extensômetros na estaca dos modelos.

Figura 3.16 - Detalhes do posicionamento dos extensômetros na estaca (dimensões em cm)

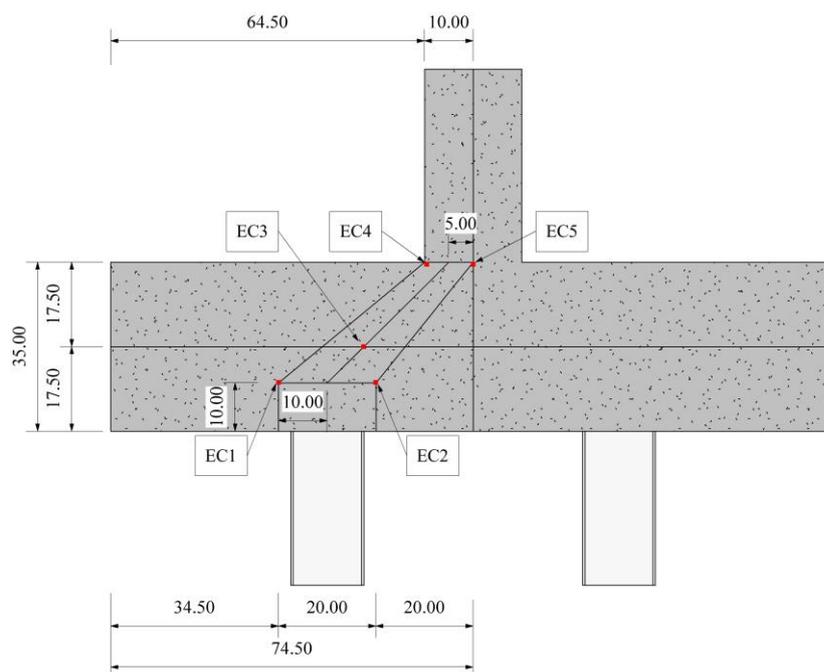


Fonte: O autor.

### 3.6.2. Instrumentação no concreto

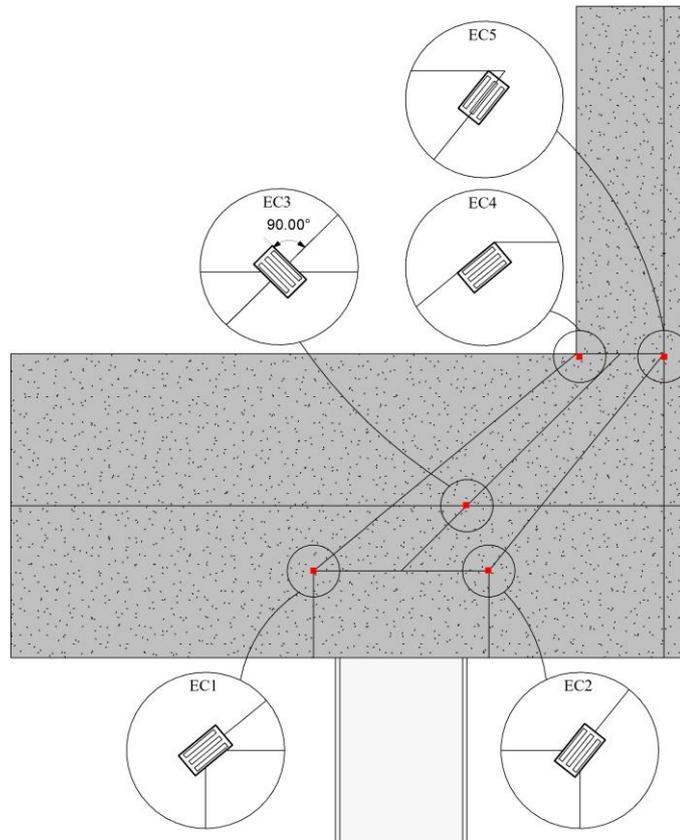
Com o intuito de obter informações sobre o comportamento mecânico do concreto, na região das bielas de compressão, também foi utilizado extensômetros elétricos de resistência, para mensurar as deformações em regiões específicas. O modelo de extensômetro utilizado foi o mesmo utilizado nas barras e nas faces da estaca, o PA-06-250BA-120-L, colável, de resistência elétrica, unidirecional, estreito, da Excel Sensores. A figura 3.17 mostra a localização dos extensômetros nos modelos e a figura 3.18 mostra os detalhes das posições dos extensômetros nos modelos.

Figura 3.17 - Localização dos extensômetros nos modelos



Fonte: O autor.

Figura 3.18 - Detalhes das posições dos extensômetros nos modelos



Fonte: O autor.

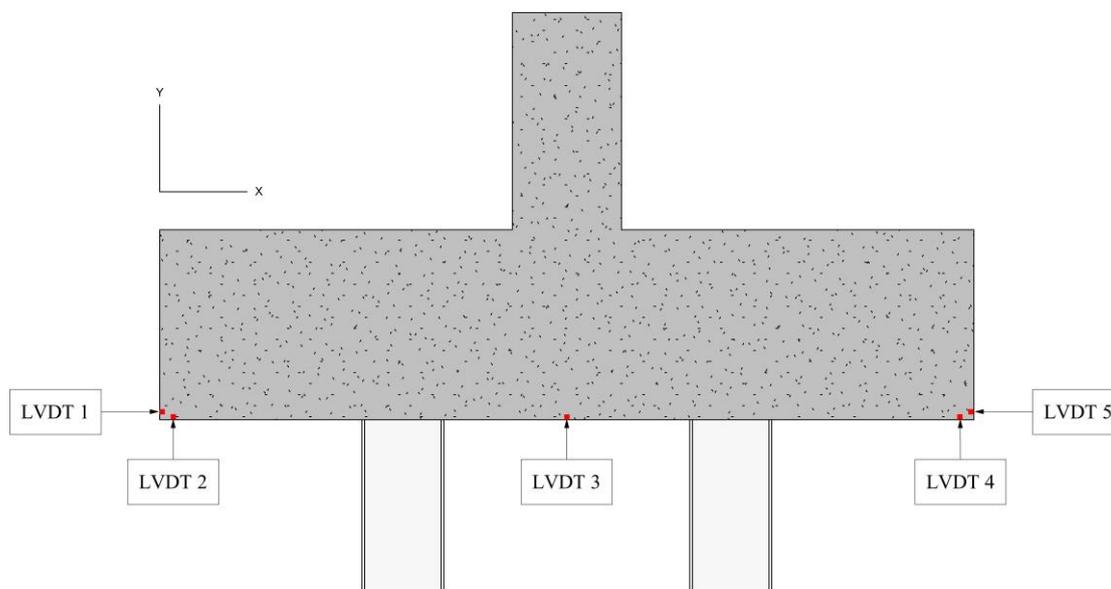
Foram instrumentados cinco pontos específicos, em três zonas, para a análise dos blocos. Esses pontos estão localizados na região das bielas, na face de maior dimensão.

A primeira zona instrumentada foi a nodal inferior, ligação bloco-estaca, os extensômetros EC1 e EC2 foram posicionados paralelos à marcação externa, no limite inferior da biela; a segunda zona instrumentada foi na região central da biela, o extensômetro EC3 foi posicionado no centro da altura do bloco, perpendicular à marcação interna da biela, ou seja, com uma inclinação de  $90^\circ$  em relação à marcação interna da biela; e, por último, a terceira zona instrumentada foi a nodal superior, ligação pilar-bloco, os extensômetros EC4 e EC5 foram posicionados paralelos à marcação externa, no limite superior da biela.

### 3.6.3. Instrumentação nos blocos

Com o objetivo de analisar o comportamento mecânico dos blocos, empregou-se transdutores de deslocamento variável linear (LVDT). Esses dispositivos foram utilizados para mensurar os deslocamentos verticais e horizontais em todos os modelos ensaiados. A figura 3.19 mostra a localização onde foram posicionados os LVDTs nos modelos.

Figura 3.19 – Posição dos LVDTs nos modelos



Fonte: O autor.

Os LVDTs das posições 2, 3 e 4 foram posicionados para mensurar os deslocamentos verticais (eixo Y) e os LVDTs das posições 1 e 5 foram posicionados para mensurar os deslocamentos horizontais (eixo X).

### 3.7. Sistema de ensaio

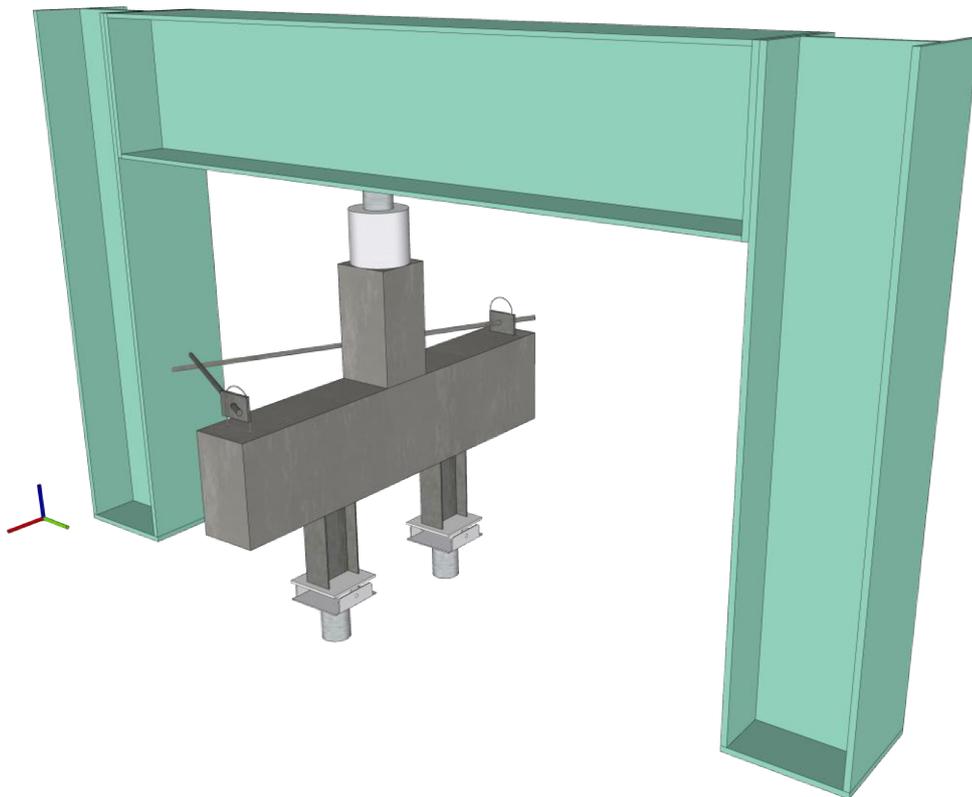
Com a finalidade de realizar ensaios nos modelos até a sua ruptura, foram estabelecidos os seguintes critérios ao montar o sistema de ensaio: assegurar a segurança durante todas as etapas do processo e garantir o correto funcionamento das condições de contorno previamente estabelecidas. Essas medidas visam garantir a aferição do modelo numérico posteriormente.

O sistema de aplicação de cargas foi montado com um atuador hidráulico. Nesse sistema, o atuador não exerce diretamente uma carga, mas sim um deslocamento, que é então quantificado em uma força, pela célula de carga instalada no topo do atuador. Ambos os componentes foram colocados no topo do pilar do bloco, garantindo um carregamento centrado, em relação à seção transversal do pilar.

Para assegurar a estabilidade global dos modelos, durante as etapas de montagem e carregamento, foram instaladas duas barras de rosca sem fim, que conectam em um dos pilares do pórtico de reação e travam os modelos por meio de duas alças, posicionadas em suas extremidades.

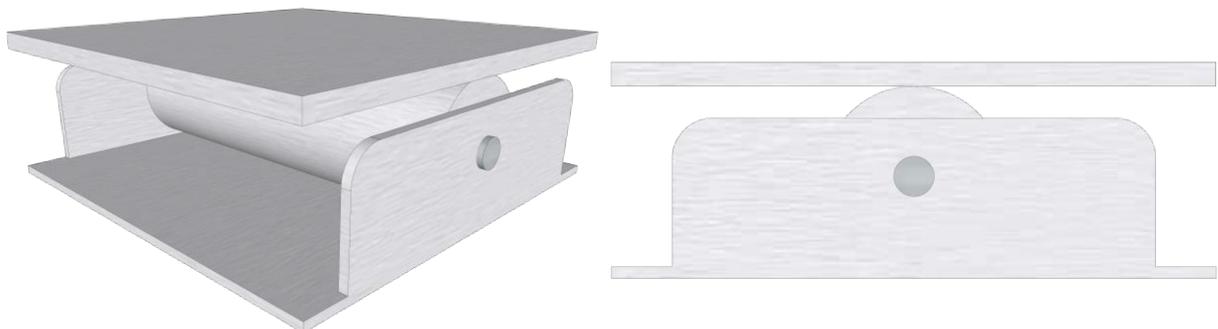
No sistema de apoio das estacas, as vinculações foram estabelecidas por meio de rótulas. Essas rótulas restringiram os movimentos de translação nos eixos X, Y e Z, e as rotações em torno dos eixos X e Y. A única rotação permitida foi em torno do eixo Z. Sob cada rótula, uma célula de carga foi instalada, para monitorar a distribuição das cargas em cada uma das estacas. A figura 3.20 mostra o sistema de ensaio em vista isométrica, a figura 3.21 mostra os detalhes da rótula e a figura 3.22 mostra o sistema de ensaio em vista lateral com detalhes.

Figura 3.20 - Sistema de ensaio em vista isométrica



Fonte: O autor.

Figura 3.21 - Detalhe das rótulas

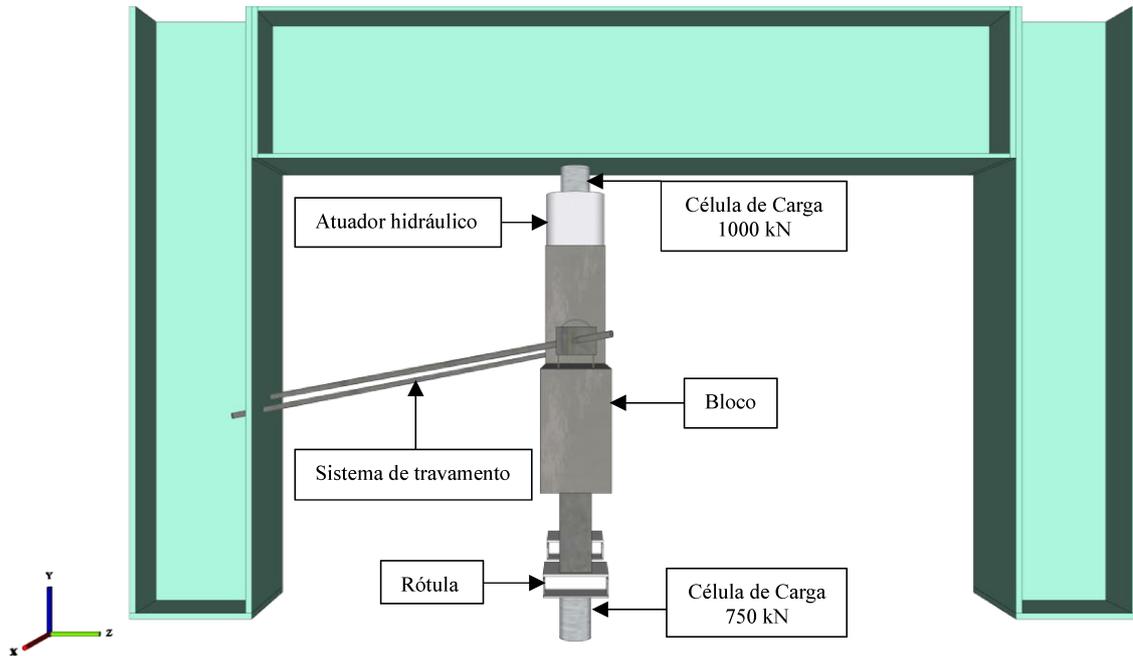


(a) Vista isométrica da rótula

(b) Vista frontal

Fonte: O autor.

Figura 3.22 - Sistema de ensaio em vista lateral com detalhes



Fonte: O autor.

Durante o ensaio, um carregamento constante de aproximadamente 55 kN/min (Quilo Newton por minuto) foi aplicado. A cada incremento de 50 kN, o carregamento foi momentaneamente interrompido para permitir a medição da abertura e da extensão das fissuras presentes na face do bloco. Quando o carregamento atingia 500 kN, as medições das fissuras eram interrompidas, mantendo-se apenas o carregamento constante, sem mais pausas, até que ocorresse a ruptura do modelo.

# 4. APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

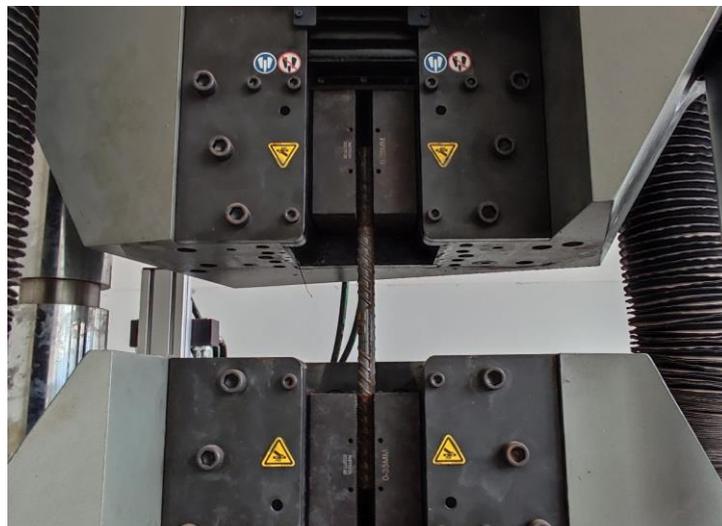
## 4.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, são mostrados os resultados obtidos dos ensaios experimentais, realizados nos 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação. Esses modelos foram construídos entre dezembro de 2023 e janeiro de 2024 no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Os modelos foram submetidos a ensaios em março de 2024. Além disso, foram realizados ensaios complementares para caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados.

## 4.2. Propriedades mecânicas das barras de aço

Os ensaios para determinação das propriedades mecânicas das barras de aço, seguiram os procedimentos estabelecidos na NBR ISO 6892-1 (2018). Essa norma estabelece os procedimentos para o ensaio de tração em materiais metálicos em temperatura ambiente, a qual determina os valores característicos mecânicos, como resistência à tração, deformação de ruptura e limite de escoamento. A figura 4.1 mostra um corpo de prova durante o ensaio de tração.

Figura 4.1 - Corpo de prova durante o ensaio de tração.



Fonte: O autor.

Para cada diâmetro de barra utilizada na construção dos modelos, foram retirados 3 corpos de prova para o ensaio de tração. Esses corpos de prova possuíam comprimento de 20 vezes o diâmetro da barra. Para a realização do ensaio e aquisição dos dados, foi utilizada a máquina de ensaios universal da marca INSTRON, modelo 1000HDX, e um extensômetro removível para medir as deformações. A tabela 4.1 mostra as propriedades mecânicas das barras de aço ensaiadas. As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 mostram os gráficos de tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø20,0 mm, Ø12,5 mm e Ø6,3 mm .

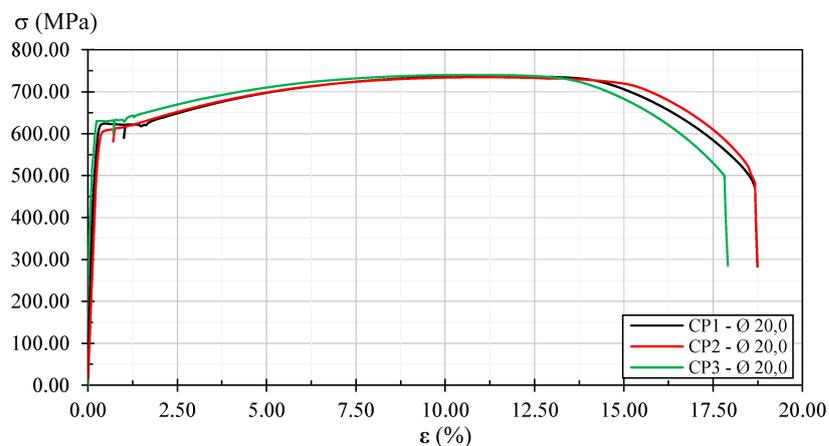
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas das barras de aço

Classe	Diâmetro da barra (mm)	Nº do corpo de prova	$f_y$ (MPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$\epsilon_{y,m}$ (‰)	$E_s$ (GPa)	$E_{s,m}$ (GPa)
CA-50	Ø6,3	CP1	657,25	675,58	741,04	3,07	3,23	214,42	209,14
		CP2	696,62		774,13	3,27		213,15	
		CP3	672,87		761,59	3,37		199,86	
	Ø12,5	CP1	586,79	611,26	711,75	2,84	2,89	206,47	211,62
		CP2	609,73		726,19	2,78		219,00	
		CP3	637,27		757,47	3,04		209,40	
	Ø20,0	CP1	623,48	620,33	737,00	2,66	2,87	234,12*	208,22
		CP2	607,17		734,59	2,88		210,80	
		CP3	630,35		740,13	3,07		205,64	

Notas: O valor marcado com o símbolo \* foi descartado.

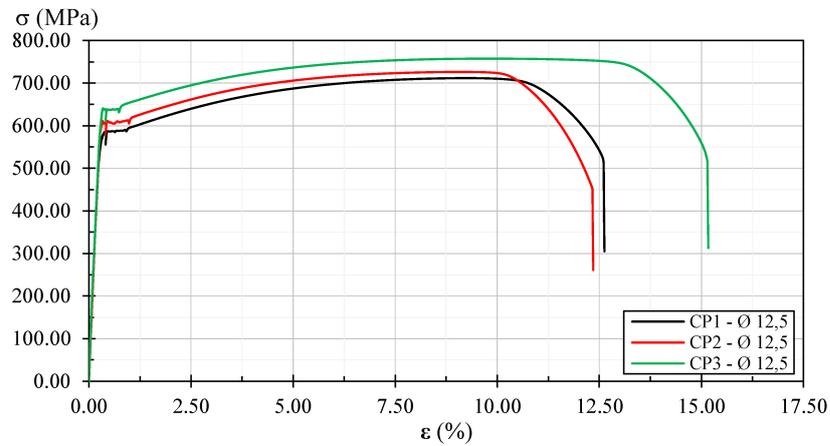
Fonte: O autor.

Figura 4.2 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø20,0 mm



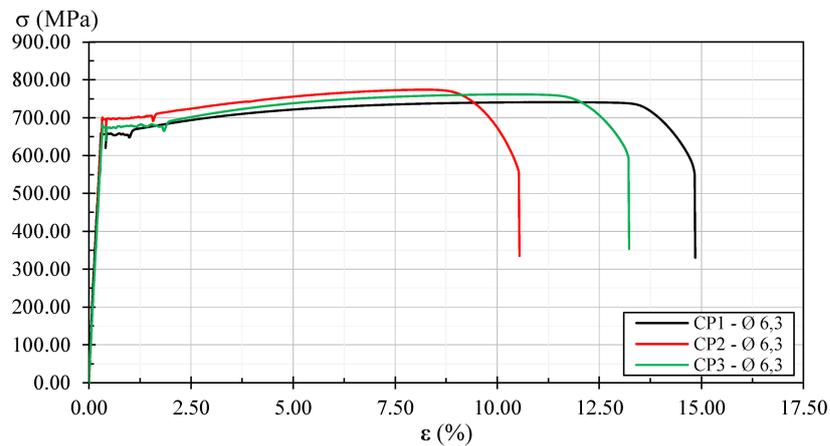
Fonte: O autor.

Figura 4.3 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø12,5 mm



Fonte: O autor.

Figura 4.4 - Tensão vs. deformação nos corpos de prova de Ø6,3 mm



Fonte: O autor.

Após analisar as figuras 4.1, 4.2 e 4.3, observou-se a presença de um patamar de escoamento bem definido, que ocorreu em torno de 3,2% da deformação ( $\epsilon$ ). Além disso, a deformação última foi em torno de 10%, em todos os corpos de prova.

#### 4.3. Propriedades mecânicas do concreto

Neste item, é mostrado os resultados dos ensaios realizados para determinar as propriedades mecânicas dos concretos utilizados na fabricação dos modelos. Para isso, foram realizados os seguintes ensaios: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos - NBR 5739 (2018), ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de provas cilíndricos - NBR 7222 (2011) e o ensaio de determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - NBR 8522-1 (2021).

Para caracterizar as propriedades mecânicas do concreto dos blocos, foram moldados 27 corpos de provas cilíndricos com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Esses corpos de prova foram divididos em três séries e ensaiados junto das séries de ensaios dos blocos. Para caracterizar as propriedades mecânicas do concreto dos pilares, foram moldados 6 corpos de prova com as mesmas dimensões dos utilizados nos blocos. No entanto, os ensaios foram realizados apenas durante a primeira série. Todo o processo de fabricação e cura, em câmara úmida, desses corpos de prova seguiu as recomendações da NBR 5738 (2016).

#### **4.3.1. Resistência à compressão**

Para realização dos ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos, conforme a NBR 5739 (2018), os corpos de prova passaram por um processo de retificação, seguindo as orientações estabelecidas na NBR 5738 (2016).

A máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, foi utilizada para a realização dos ensaios e aquisição dos dados. A imagem 4.5 mostra um corpo de prova durante o ensaio de compressão e a tabela 4.2 mostra as informações referentes ao ensaio de compressão em cada um dos corpos de prova.

Figura 4.5 - Corpo de prova durante o ensaio de compressão



Fonte: O autor.

Tabela 4.2 - Informações referentes ao ensaio de compressão

Elemento	Etapa do ensaio	Nº do corpo de prova	Relação h/d	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>c,m</sub> (MPa)
Bloco	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	2,01	23,68	25,62
		CP2	2,01	26,30	
		CP3	2,00	26,88	
	Segunda série (12/03/2024) Idade - 84 dias	CP1	2,00	22,27	22,67
		CP2	2,00	20,23	
		CP3	2,00	25,51	
	Terceira série (19/03/2024) Idade - 91 dias	CP1	2,01	22,94	24,26
		CP2	2,01	25,38	
		CP3	1,99	24,46	
Pilar	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	2,00	48,64	43,53
		CP2	2,01	38,42	

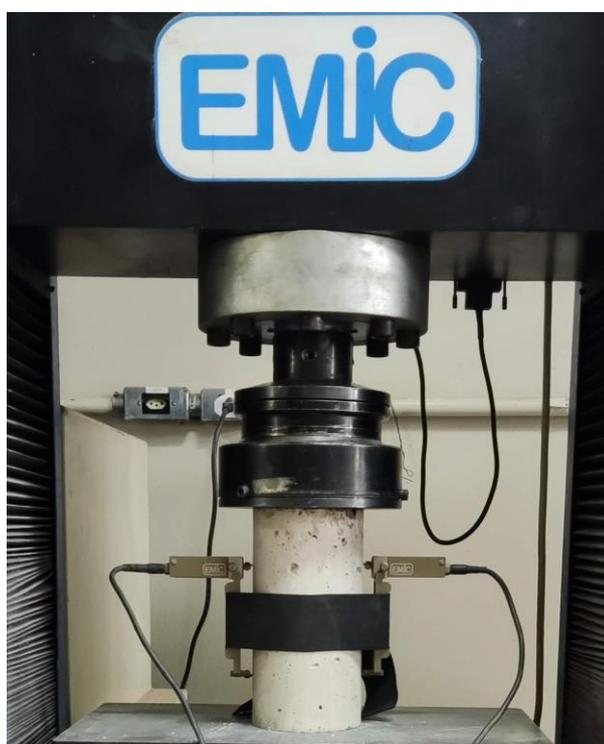
Fonte: O autor.

Com base nos resultados mostrados na tabela 4.2, foi possível classificar os concretos utilizados na construção dos modelos seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 8953 (2015). Assim, observou-se que, os blocos foram construídos com concreto de classe de resistência C20/25, enquanto os pilares foram construídos com concreto de classe de resistência C40, ambos pertencentes ao grupo de resistência I.

#### 4.3.2. Módulo de deformação e de elasticidade

Para realização do ensaio de determinação do módulo de deformação longitudinal tangente inicial do concreto, NBR 8522-1 (2021), os corpos de prova também passaram por um processo de retificação, seguindo as orientações estabelecidas na NBR 5738 (2016). A máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, e um extensômetro removível de base de 10 cm para medir as deformações, foram utilizados para a realização dos ensaios e aquisição dos dados. A figura 4.6 mostra um corpo de prova durante o ensaio com o extensômetro removível e a tabela 4.3 mostra as informações referentes ao ensaio de módulo de deformação longitudinal.

Figura 4.6 - Corpo de prova durante o ensaio de módulo de deformação longitudinal com o extensômetro removível



Fonte: O autor.

Tabela 4.3 - Informações referentes ao ensaio de módulo de deformação longitudinal

Elemento	Etapa do ensaio	Nº do corpo de prova	Relação h/d	$f_c$ (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{ci}$ (GPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)
Bloco	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	1,99	24,79	24,49	27,80	27,93
		CP2	1,99	25,54		27,40	
		CP3	2,01	23,15		28,60	
	Segunda série (12/03/2024) Idade - 84 dias	CP1	1,99	25,13	24,67	29,60	29,63
		CP2	2,02	23,15		29,60	
		CP3	1,99	25,72		29,70	
	Terceira série (19/03/2024) Idade - 91 dias	CP1	2,01	26,24	25,04	30,10	28,03
		CP2	1,98	26,08		28,00	
		CP3	2,01	22,80		26,00	
Pilar	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	2,01	43,50	43,73	41,50	39,55
		CP2	2,00	43,97		37,60	

Fonte: O autor.

Segundo a NBR 6118 (2023), em seu item 8.2.8, ao avaliar o comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, é possível adotar o módulo de elasticidade único, equivalente ao módulo de elasticidade secante. Já a NBR 6118 (2003), também em seu item 8.2.8, estabelecia que o módulo de elasticidade secante deveria ser utilizado em análises elásticas de projeto, principalmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço (ELS), já o módulo de deformação tangente inicial deveria ser utilizado na avaliação do comportamento global da estrutura e para cálculos das perdas de protensão.

Para isso, calculou-se o módulo de elasticidade secante de acordo com as três principais normas utilizadas no Brasil, a NBR 6118 (2023), a EN 1992-1-1 (2023) e o ACI 318 (2019), para fins de comparação entre os resultados.

Conforme especificado na NBR 6118 (2023), em seu item 8.2.8, o módulo de elasticidade secante, que corresponde à inclinação de uma linha traçada entre uma tensão de 0,5 MPa e  $0,3 f_c$ , pode ser obtido por meio da equação 4.1.

$$E_{CS} = \alpha_i * E_{ci} \quad 4.1$$

Sendo:

- $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{F_{ck}}{80} \leq 1,0$ ;
- $E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}}$ , sendo que  $\alpha_E$  é igual 1,0 para granito e gnaíse.

Segundo o item 5.1.4 da EN 1992-1-1 (2023), o módulo de elasticidade secante, definido como a inclinação de uma linha traçada entre a tensão de 0,0 MPa e  $0,4 f_{cm}$ , pode ser determinado utilizando a equação 4.2.

$$E_{cm} = k_E * f_{cm}^{1/3} \quad 4.2$$

Sendo:

- $k_E$  – É igual a 9500, para concretos com agregados de quartzito, item 5.1.4 da EN 1992-1-1 (2023);
- $f_{cm} = f_{ck} + 8$  MPa, conforme mostrado na tabela 5.1 da EN 1992-1-1 (2023).

O ACI 318 (2019), no item 19.2.2.1 (b), determina que para concretos de peso normal, o módulo de elasticidade secante, definido como a inclinação de uma linha traçada a uma tensão de 0,0 MPa a 0,45  $f_c$ , pode ser determinado por meio da equação 4.3.

$$E_c = 4700 * \sqrt{f_{ck}} \quad 4.3$$

A tabela 4.4 mostra a comparação entre os resultados experimentais e os métodos de cálculos para módulo de elasticidade secante presente nas três normas.

Tabela 4.4 - Comparação entre os resultados experimentais e os métodos de cálculo para módulo de elasticidade secante

Elemento	Nº do corpo de prova	$f_c$ (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	$E_{cs,calc}$ (GPa)	NBR 6118 (2023) $E_{cs}$ (GPa)	EN 1992-1-1 (2023) $E_{cs}$ (GPa)	ACI 318 (2019) $E_{cs}$ (GPa)
Bloco	CP1	24,79	24,49	27,93	24,06	23,87	23,26	24,18
	CP2	25,54						
	CP3	23,15						
	CP1	25,13	24,67	29,63	25,53	23,97	23,34	24,27
	CP2	23,15						
	CP3	25,72						
	CP1	26,24	25,04	28,03	24,18	24,17	23,52	24,45
	CP2	26,08						
	CP3	22,80						

Fonte: O autor.

Embora as considerações dos métodos de cálculo sejam diferentes, observou-se que os resultados foram bastante próximos, com uma relação média entre o  $E_{cs,calc}/E_{cs}$  da EN 1992-1-1 (2023) de 1,01; de 1,05 entre o  $E_{cs,calc}/E_{cs}$  do ACI 318 (2019) e de 1,02  $E_{cs,calc}/E_{cs}$  da NBR 6118 (2023).

### 4.3.3. Resistência à tração

Para determinar a resistência à tração do concreto, realizou-se o ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral, NBR 7222 (2011). A máquina de ensaios universal da marca EMIC, modelo DL 60000, foi utilizada para a realização dos ensaios e aquisição dos dados. A figura 4.7 mostra um corpo de prova durante o ensaio de compressão diametral.

Figura 4.7 - Corpo de prova durante o ensaio de compressão diametral



Fonte: O autor.

Após concluir os ensaios, calculou-se a resistência à tração por compressão diametral do concreto por meio da equação 4.4, conforme especificado no item 6.1 da NBR 7222 (2011).

$$f_{ct,sp} = \frac{2 * F}{\pi * d * \ell} \quad 4.4$$

Sendo:

- $f_{ct,sp}$  – Resistência à tração por compressão diametral, expressa com três algarismos significativos;
- F – Força máxima obtida no ensaio;

- $d$  – diâmetro do corpo de prova;
- $\ell$  – comprimento do corpo de prova.

Por fim, calculou-se a resistência à tração direta (equação 4.5), conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (2023). A tabela 4.5 mostra as informações referentes ao ensaio de tração por compressão diametral.

$$f_{ct} = f_{ct,sp} * 0,9$$

4.5

Tabela 4.5 - Informações referentes ao ensaio de tração por compressão diametral

Elemento	Etapa do ensaio	Nº do corpo de prova	$d_m$ (mm)	$\ell_m$ (mm)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ct,sp,m}$ (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)
Bloco	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	99,63	200,01	2,548	2,775	2,498
		CP2	101,23	201,04	2,979		
		CP3	99,52	199,60	2,798		
	Segunda série (12/03/2024) Idade - 84 dias	CP1	99,82	200,19	3,323	2,890	2,601
		CP2	100,05	197,28	2,618		
		CP3	99,64	199,94	2,729		
	Terceira série (19/03/2024) Idade - 91 dias	CP1	99,21	201,23	3,233	2,740	2,466
		CP2	100,52	198,78	2,696		
		CP3	99,58	200,94	2,291		
Pilar	Primeira série (06/03/2024) Idade - 78 dias	CP1	99,87	199,67	5,035	4,658	4,192
		CP2	100,96	200,61	4,282		

Fonte: O autor.

#### 4.4. Comportamento dos modelos

Neste item, é mostrado a descrição do comportamento dos modelos durante os ensaios, a progressão da fissuração, as reações das estacas, os deslocamentos verticais e horizontais, as deformações dos tirantes, das armaduras longitudinais dos pilares, das estacas e do concreto na região das bielas.

##### 4.4.1. Descrição dos ensaios

Neste subitem, é mostrado a descrição detalhada do comportamento de cada modelo durante o ensaio. Isso abrange a força na qual ocorreu a primeira fissura, a evolução da fissuração, a formação das bielas, a força última e o tipo de ruptura.

###### a) Bloco BC1 A200

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram. Quando o carregamento atingiu 300 kN a abertura da fissura ampliou para 0,25 mm.

Ao atingir uma carga de 350 kN, surgiram as primeiras fissuras na região das bielas, com abertura de 0,05 mm, essas fissuras iniciavam-se próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão e abertura, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, com uma abertura de 0,10 mm. A fissura no centro do vão parou de aumentar em extensão e continuou apenas em abertura, chegando a 0,35 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou. No entanto, quando a carga atingiu 720,77 kN, o atuador hidráulico utilizado neste primeiro ensaio atingiu seu limite e começou a perder carga. Como resultado, o ensaio foi encerrado antes da ruína do modelo. A figura 4.8 mostra a evolução da fissuração no bloco BC1 A200.

Figura 4.8 - Evolução da fissuração no bloco BC1 A200



Fonte: O autor.

b) Bloco BC2 A200

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram.

Ao atingir uma carga de 350 kN, surgiram as primeiras fissuras na região das bielas, com abertura de 0,05 mm, essas fissuras iniciavam-se próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão e abertura, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, com uma abertura de 0,15 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou. Quando a carga atingiu 692,19 kN, o modelo falhou devido à ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. A figura 4.9 mostra a evolução da fissuração no bloco BC2 A200.

Figura 4.9 - Evolução da fissuração no bloco BC2 A200.



Fonte: O autor.

c) Bloco BC3 A200

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram. Quando o carregamento atingiu 250 kN, a abertura da fissura ampliou para 0,10 mm, e ao atingir 350 kN, a abertura ampliou para 0,20 mm.

Sob uma carga de 300 kN, surgiram as primeiras fissuras na região das bielas, com abertura de 0,10 mm, essas fissuras iniciavam-se próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão e abertura, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, com abertura de 0,15 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou. Quando a carga atingiu 677,12 kN, o modelo falhou devido à ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. A figura 4.10 mostra a evolução da fissuração no bloco BC3 A200.

Figura 4.10 - Mostra a evolução da fissuração no bloco BC3 A200



Fonte: O autor.

#### d) Bloco BC1 A125

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram. Quando o carregamento atingiu 300 kN, a abertura da fissura ampliou para 0,10 mm, e ao atingir 500 kN, a abertura ampliou para 0,40 mm.

Nesse modelo, observou-se a formação prematura de fissuras na região das bielas, especificamente, quando a carga atingiu 250 kN, com uma abertura de 0,05 mm. Essas fissuras tiveram início próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão e abertura, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, com abertura de 0,10 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou. Quando a carga atingiu 704,51 kN, o modelo falhou devido à ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. A figura 4.11 mostra a evolução da fissuração no bloco BC1 A125.

Figura 4.11 - Evolução da fissuração no bloco BC1 A125



Fonte: O autor.

#### e) Bloco BC2 A125

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram. Quando o carregamento atingiu 250 kN, a abertura da fissura ampliou para 0,10 mm, e ao atingir 500 kN, a abertura ampliou para 0,35 mm.

Sob uma carga de 350 kN, surgiram as primeiras fissuras na região das bielas, com abertura de 0,05 mm, essas fissuras iniciavam-se próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, mantendo a abertura de 0,05 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou.

Ao atingir uma carga de 700,41 kN, as almas dos perfis das estacas começaram a se deformar. Nesse ponto, o carregamento se estabilizou em torno de 700 kN, enquanto a alma dos perfis continuava a se deformar. Esse fenômeno de instabilidade é conhecido como flambagem local da alma. O acúmulo de tensões ocorreu porque o sistema de apoio concentrou as cargas na região da alma do perfil. A figura 4.12 mostra as deformações da alma do perfil das estacas.

Figura 4.12 - Deformações da alma do perfil das estacas



(a) Estaca esquerda

(b) Estaca direita

Fonte: O autor.

Apesar da instabilidade na estaca, o ensaio prosseguiu. Quando a carga atingiu 737,87 kN, o modelo falhou devido à ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. A figura 4.13 mostra a evolução da fissuração no bloco BC2 A125.

Figura 4.13 - Evolução da fissuração no bloco BC2 A125



Fonte: O autor.

f) Bloco BC3 A125

A primeira fissura surgiu sob uma carga de 200 kN, localizada no centro do vão, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento foi gradualmente aumentando, tanto

a abertura quanto a extensão da fissura se ampliaram. Quando o carregamento atingiu 300 kN, a abertura da fissura ampliou para 0,10 mm, e ao atingir 500 kN, a abertura ampliou para 0,40 mm.

Sob uma carga de 300 kN, surgiram as primeiras fissuras na região das bielas, com abertura de 0,05 mm, essas fissuras iniciavam-se próxima à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior. No entanto, elas não se estendiam até a ligação pilar-bloco.

À medida que o carregamento continuou a aumentar, atingindo aproximadamente 500 kN, as fissuras nas bielas aumentaram em extensão e abertura, propagando até se aproximarem da ligação pilar-bloco, com uma abertura de 0,15 mm. Neste ponto, as medições foram interrompidas e o carregamento continuou. Quando a carga atingiu 689,42 kN, o modelo falhou devido à ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. A figura 4.14 mostra a evolução da fissuração no bloco BC3 A125.

Figura 4.14 - Evolução da fissuração no bloco BC3 A125



Fonte: O autor.

#### 4.4.2. Fissuração dos modelos

Para avaliar as fissuras, utilizou-se um fissurômetro e em cada região avaliada, a medição considerada foi a mais crítica, ou seja, aquela com maior abertura e extensão.

O padrão de fissuração em todos os modelos ensaiados apresentou formação e progressão semelhantes. A primeira fissura surgiu no centro do vão, quando o carregamento atingiu 200 kN, com uma abertura de 0,05 mm. À medida que o carregamento aumentou, as fissuras também aumentaram em extensão e abertura. No entanto, quando a carga atingiu

aproximadamente 450 kN, a fissura no centro do vão se estabilizou em extensão, continuando a aumentar apenas em abertura.

Na região das bielas, as primeiras fissuras surgiram com uma carga variando entre 250 kN e 350 kN, geralmente com uma abertura de 0,05 mm. Essas fissuras mostraram-se mais controladas em termos de abertura, mas a extensão da fissuração aumentava a cada incremento de carga. Elas começavam próximas à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior, estendendo-se até a ligação pilar-bloco, a tabela 4.6 mostra a progressão da fissuração em todos os modelos ensaiados.

Tabela 4.6 – Progressão da fissuração nos modelos

Modelo	Região das fissuras	Carga (kN)									
		50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
BC1 A200	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,15	0,25	0,25	0,25	0,30	0,35
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,05	0,10
BC2 A200	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,10	0,15	0,15	0,20	0,25	0,35
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,10	0,15
BC3 A200	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,10	0,15	0,15
BC1 A125	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,10	0,15	0,25	0,30	0,40
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,05	0,10	0,10	0,10
BC2 A125	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,05	0,05	0,05	0,05
BC3 A125	Fissura no centro do vão (mm)	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40
	Fissura nas bielas (mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,10	0,15	0,15

Fonte: O autor.

#### 4.4.3. Reações das estacas

Durante os ensaios, as reações das estacas foram obtidas por meio de células de carga de 750 kN, que estavam posicionadas abaixo das rótulas, conforme mostrado na figura 3.20 do item 3.7. Além da determinação das reações nas estacas, observou-se que, apesar da adoção de

critérios rigorosos na montagem dos ensaios, ocorreram excentricidades acidentais devido à construção e montagem dos modelos. De maneira geral, houve uma variação média na relação entre a reação da estaca 1 e a estaca 2 ( $F_{u,1}/F_{u,2}$ ) de 1,16, além de um coeficiente de variação de 7,48%. É importante ressaltar que, os planos de ruptura ocorreram na região do bloco onde estava a estaca mais solicitada. A tabela 4.7 mostra a análise da força de reação nas estacas.

Tabela 4.7 - Forças de reação nas estacas

Modelo	Carga (kN)				$F_{u,E1}/F_{u,E2}$	$F_{u,sup}/F_{u,E1+E2}$
	$F_{u,sup}$	$F_{u,E1}$	$F_{u,E2}$	$F_{u,E1+E2}$		
BC1 A200	720,77	391,13	328,76	719,89	1,19	1,00
BC2 A200	610,27	394,13	298,06	692,19	1,32	0,88
BC3 A200	677,12	329,40	317,09	646,49	1,04	1,05
BC1 A125	704,51	357,76	320,72	678,48	1,12	1,04
BC2 A125	737,87	409,25	347,89	757,14	1,18	0,97
BC3 A125	689,42	355,37	315,50	670,87	1,13	1,03

Notas:  $F_{u,sup}$  é a força última na célula de carga superior,  $F_{u,E1}$  é a força última na estaca 1,  $F_{u,E2}$  é a força última na estaca 2,  $F_{u,E1+E2}$  é a soma das forças últimas da estaca 1 e estaca 2.

Fonte: O autor.

A relação entre a força última na célula de carga superior e a soma das reações nas estacas 1 e 2 ( $F_{u,sup}/F_{u,E1+E2}$ ) apresentou resultados bastante satisfatórios, com uma média de 1,00 e um coeficiente de variação de 5,82%. No entanto, durante o ensaio do modelo BC2 A200, houve uma falha na célula de carga superior, resultando em valores distorcidos para a força última, significativamente abaixo do esperado, com uma relação média de 0,88. Portanto, para a análise desse modelo específico, optou-se por considerar apenas o valor da soma das reações nas estacas 1 e 2.

#### 4.4.4. Deslocamentos verticais e horizontais

Durante os ensaios, os deslocamentos verticais e horizontais dos blocos foram medidos por meio dos LVDTs 1, 2, 3, 4 e 5, conforme mostrado no item 3.6.3. O objetivo foi acompanhar os deslocamentos dos blocos à medida que o carregamento era aplicado. No entanto, é importante ressaltar que esses deslocamentos não representam, exclusivamente, os deslocamentos do modelo em si. O método de coleta de dados juntamente com o sistema de ensaio utilizado pode ter ocasionado deslocamentos residuais, o que significa que os deslocamentos reais dos modelos provavelmente são menores que os mensurados.

As figuras 4.15 a 4.20 mostram os gráficos de força vs. deslocamentos verticais e horizontais de cada um dos modelos.

Figura 4.15 - Força vs. deslocamentos do modelo BC1 A200

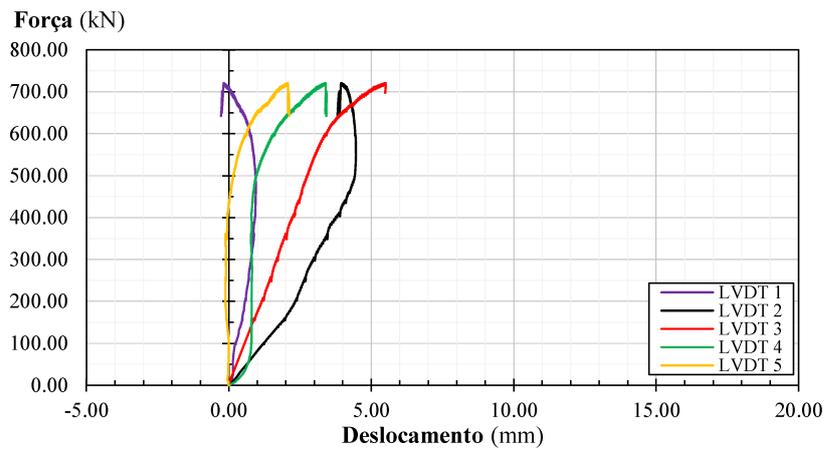


Figura 4.16 - Força vs. deslocamentos do modelo BC2 A200

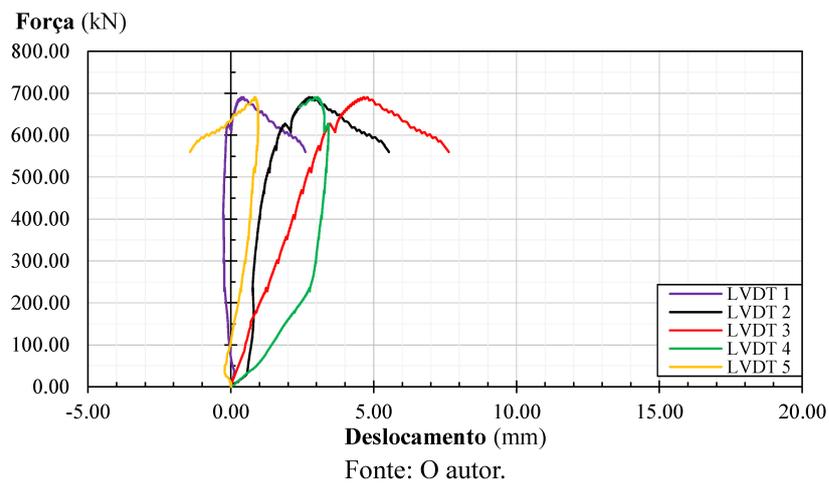


Figura 4.17 - Força vs. deslocamentos do modelo BC3 A200

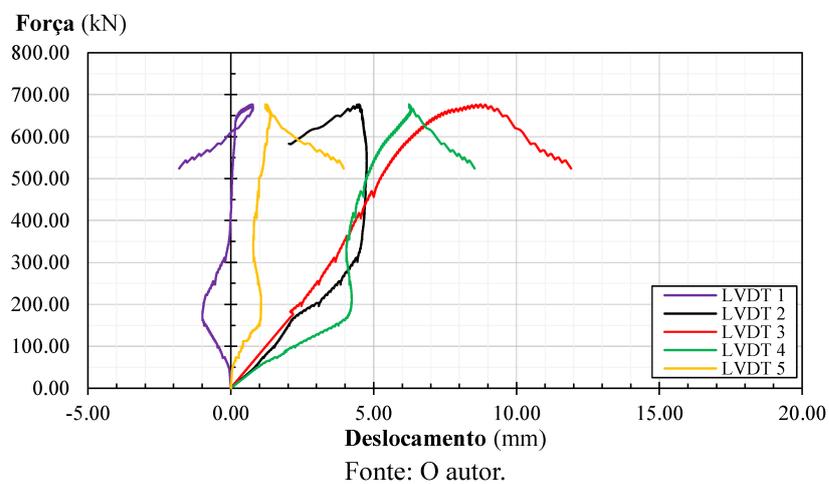


Figura 4.18 - Força vs. deslocamentos do modelo BC1 A125

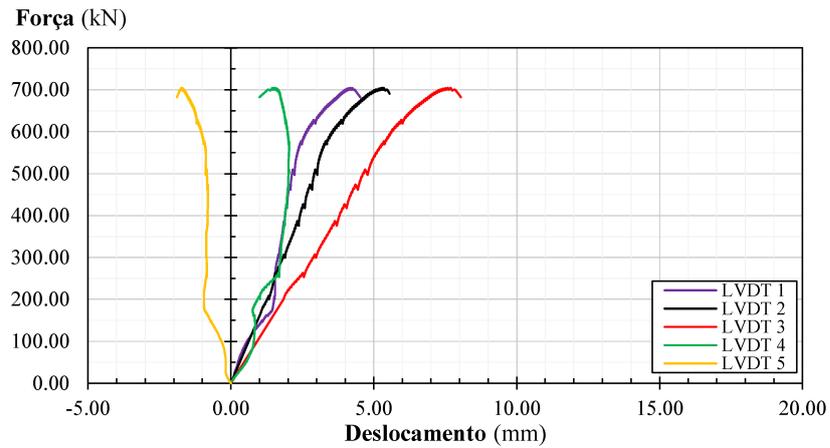


Figura 4.19 - Força vs. deslocamentos do modelo BC2 A125

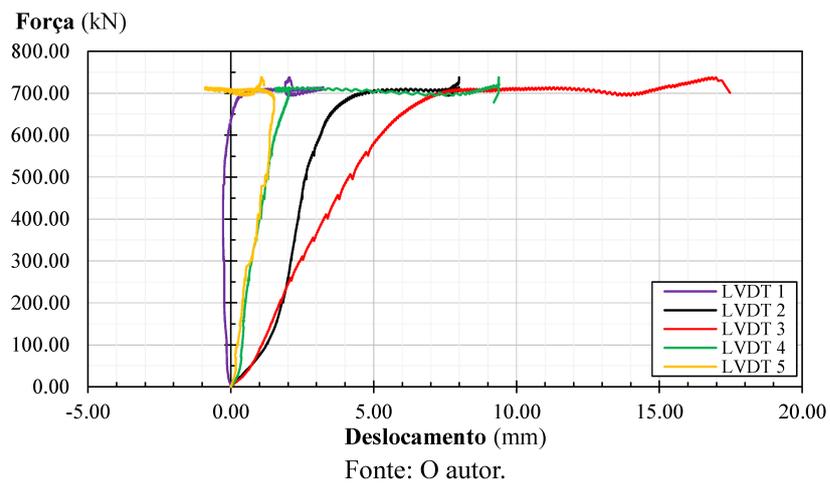
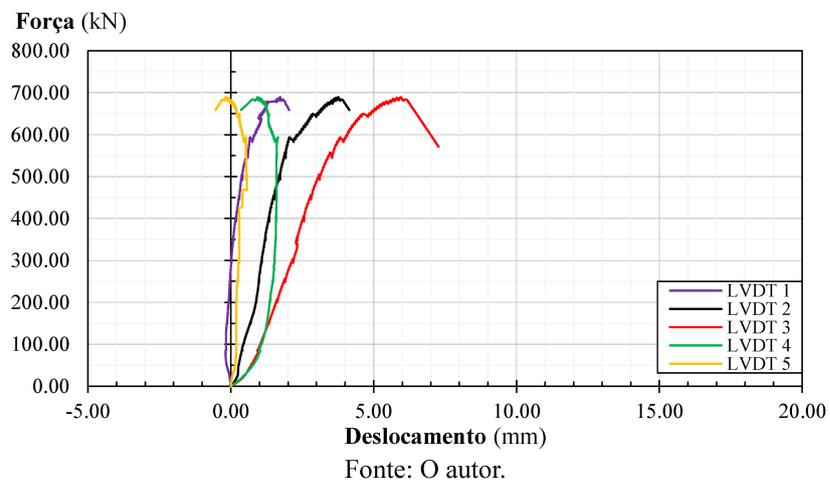


Figura 4.20 - Força vs. deslocamentos do modelo BC3 A125



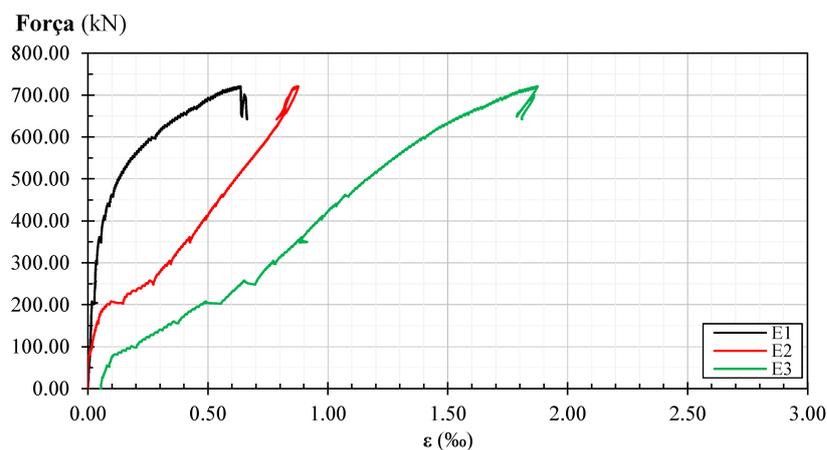
Ao analisar as figuras, foi observado que, de maneira geral, os deslocamentos no centro do vão (LVDT 3) apresentaram um padrão de crescimento quase linear e de pequena magnitude, indicando um comportamento frágil, também caracterizado como rígido. Nesse tipo de fratura, a deformação plástica é muito pequena e o processo de propagação de trincas ocorre rapidamente. No entanto, o modelo BC2 A125 apresentou um comportamento diferente, com um patamar de escoamento antes da ruptura, devido à flambagem da alma nos perfis das estacas.

Além disso, ocorreram problemas na mensuração dos deslocamentos horizontais. Os deslocamentos verticais afetaram a posição do bloco, prejudicando a precisão dos LVDTs usados para registrar os deslocamentos horizontais. Em alguns casos, essa interferência chegou ao ponto de inverter os valores dos deslocamentos medidos.

#### 4.4.5. Deformações dos tirantes

Durante o ensaio do modelo BC1 A125, o extensômetro E3 apresentou problemas e parou de funcionar. Isso pode ter ocorrido por falta de isolamento ou problemas na soldagem. As figuras 4.21 a 4.26 mostram os gráficos de força vs. deformação nos tirantes de cada um dos modelos.

Figura 4.21 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC1 A200



Fonte: O autor.

Figura 4.22 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC2 A200

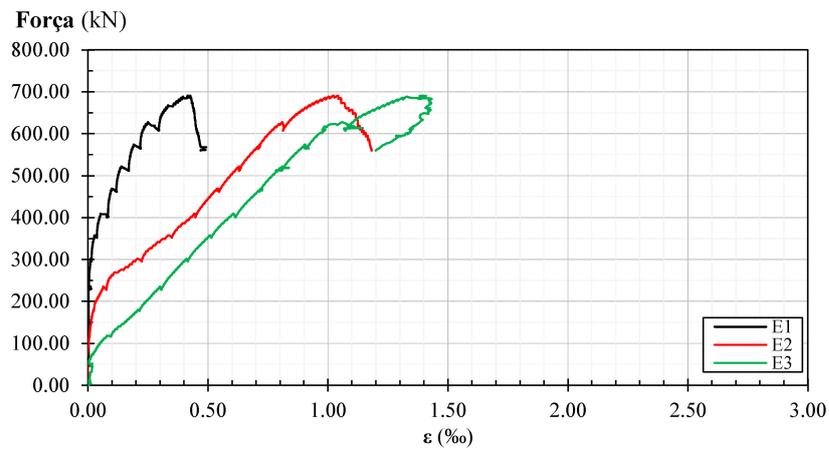


Figura 4.23 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC3 A200

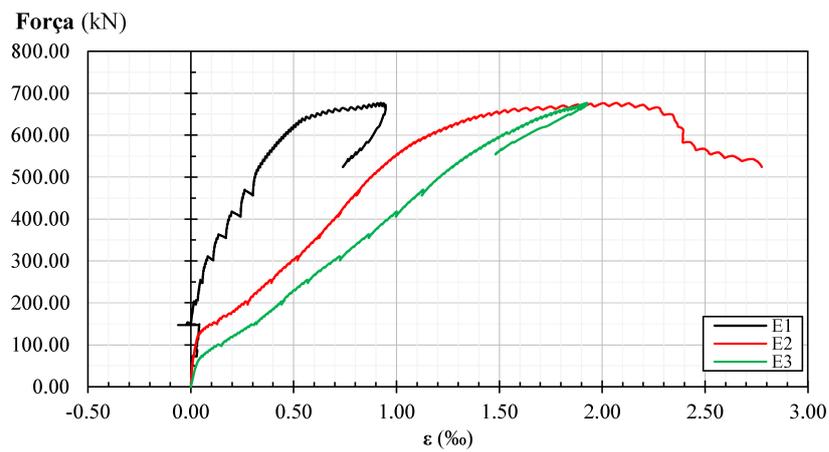


Figura 4.24 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC1 A125

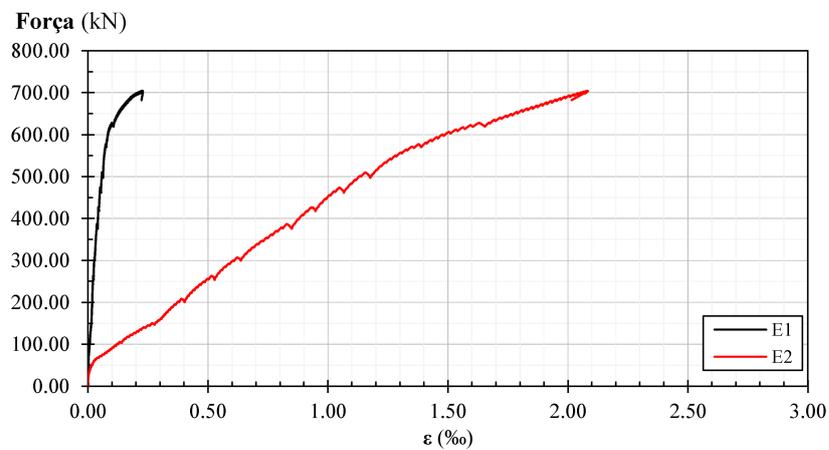


Figura 4.25 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC2 A125

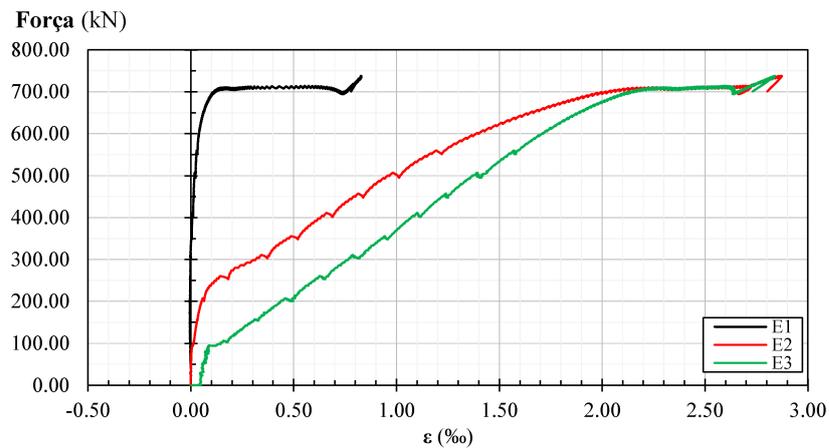
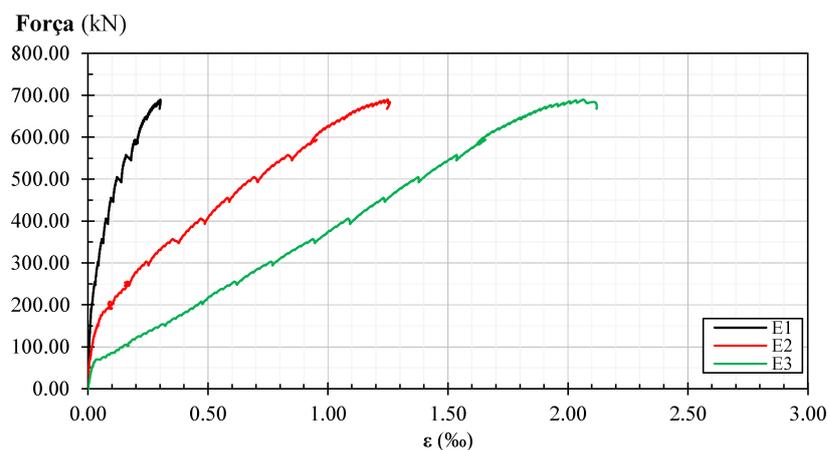


Figura 4.26 - Força vs. deformação no tirante do modelo BC3 A125



Ao analisar as figuras 4.21 a 4.26, observou-se um comportamento padrão nas deformações, elas possuem a mesma ordem de grandeza e cada região em que foi colocado o extensômetro de mesma identificação, possuem deformações semelhantes. Além disso, nenhuma das barras atingiu o escoamento, o que reforça mais uma vez o comportamento rígido previsto nos cálculos.

O extensômetro E3, posicionado no centro da barra, obteve as maiores deformações, enquanto o E1, localizado após a biela, obteve as menores deformações. Isso indica que as tensões nos tirantes não são constantes, à medida em que se afasta do centro do vão do bloco, as tensões vão diminuindo e após passarem pela zona nodal inferior, há uma redução ainda mais significativa devido aos efeitos de compressão das bielas.

#### 4.4.6. Deformações das estacas

Durante os ensaios, o extensômetro E4 do modelo BC3 A200 e o extensômetro E5 modelo BC1 A125 apresentaram problemas e pararam de funcionar. Mais uma vez, isso pode ter ocorrido por falta de isolamento ou problemas na soldagem. As figuras 4.27 a 4.32 mostram os gráficos de força vs. deformação nas estacas de cada um dos modelos.

Figura 4.27 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC1 A200

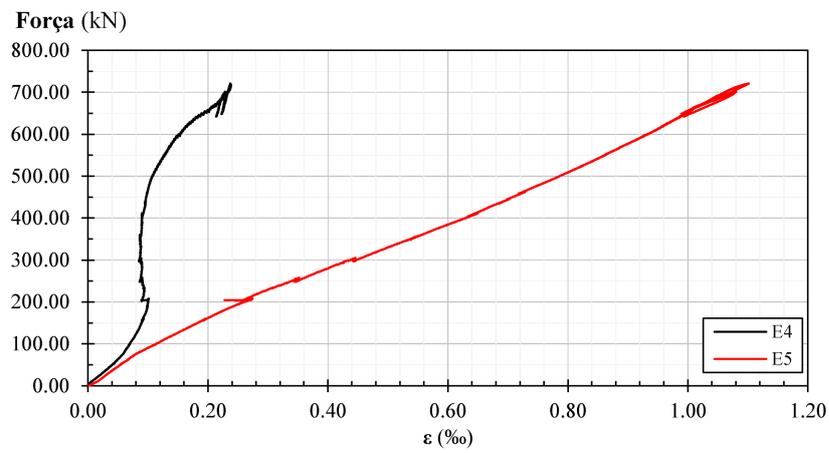


Figura 4.28 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC2 A200

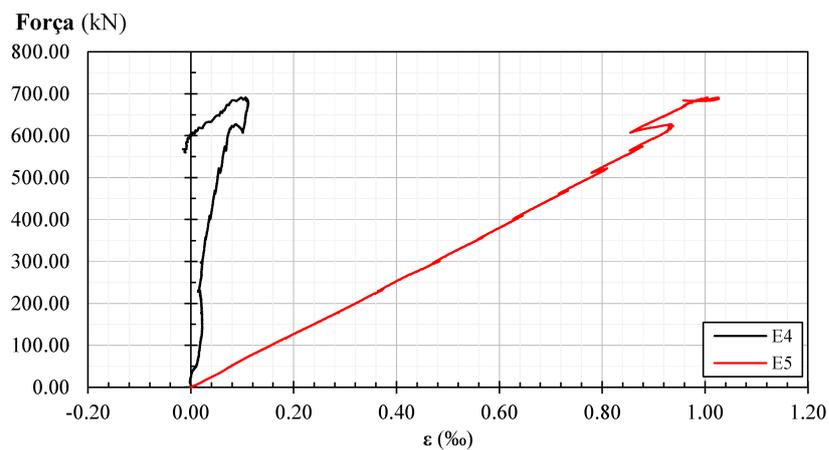
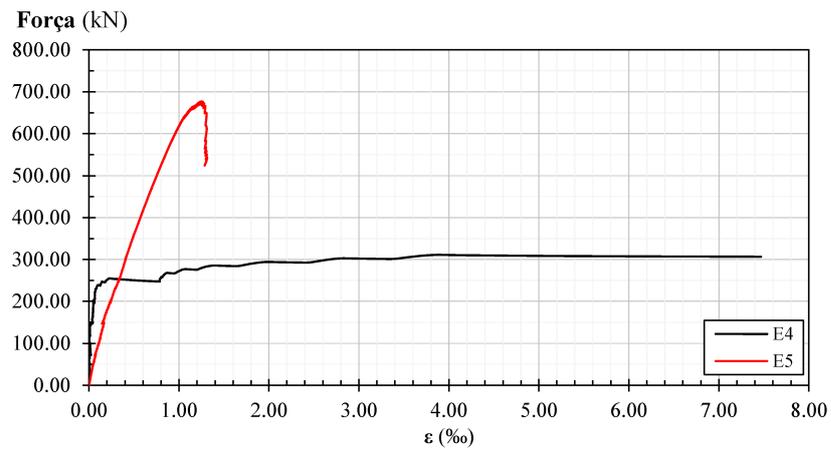
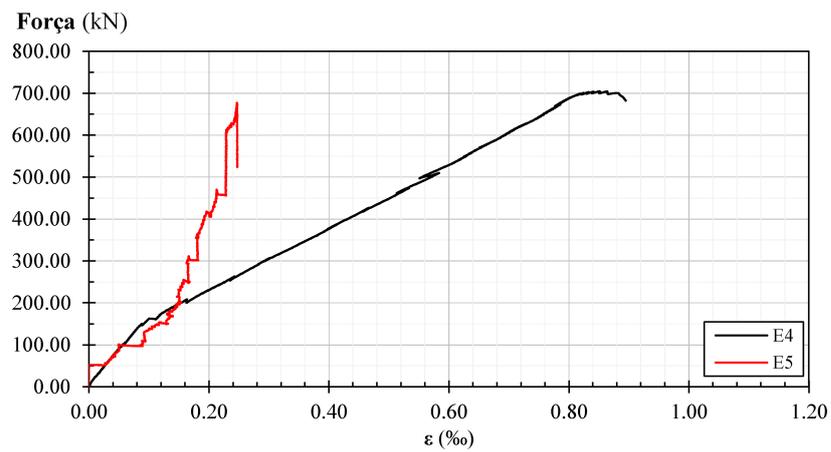


Figura 4.29 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC3 A200



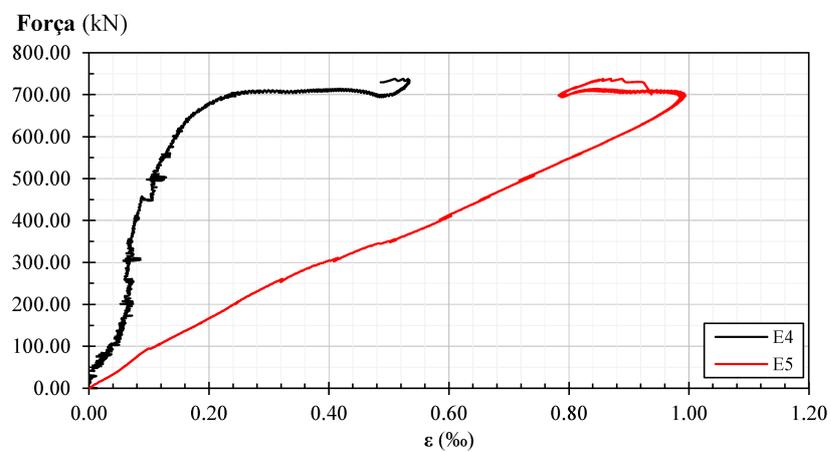
Fonte: O autor.

Figura 4.30 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC1 A125



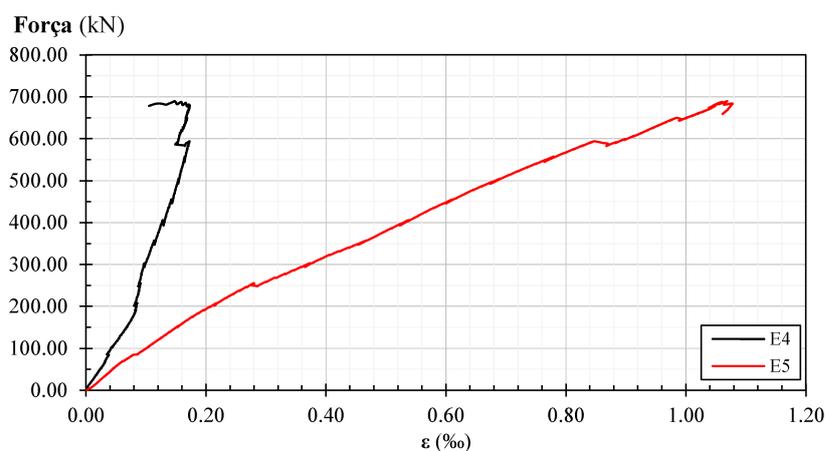
Fonte: O autor.

Figura 4.31 - Força vs. deformação na estaca do modelo BC2 A125



Fonte: O autor.

Figura 4.32 – Força vs. deformação na estaca do modelo BC3 A125



Fonte: O autor.

Ao analisar as figuras 4.27 a 4.32, notou-se também um comportamento padrão nas deformações, elas possuem a mesma ordem de grandeza e cada região em que foi colocado o extensômetro de mesma identificação, possui deformações semelhantes. Os extensômetros E5, posicionados na face da mesa interna das estacas, apresentou deformações maiores que os extensômetros E4, posicionados na face da mesa externa das estacas. Isso indica que as tensões nas estacas não são constantes, o mesmo comportamento observado por Delalibera (2006), Tomaz (2018), Meléndez *et al.* (2019), Gonçalves (2020), entre outros.

#### 4.4.7. Deformação nas armaduras longitudinais dos pilares

Durante os ensaios, os extensômetros E6 e E9 do modelo BC2 A200, o extensômetro E7 do modelo BC1 A125 e o extensômetro E8 do modelo BC3 A125, apresentaram problemas e pararam de funcionar. Mais uma vez, isso pode ter ocorrido por falta de isolamento ou problemas na soldagem. As figuras 4.33 a 4.38 mostram os gráficos de força vs. deformação nas armaduras longitudinais dos pilares em cada um dos modelos.

Figura 4.33 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC1 A200

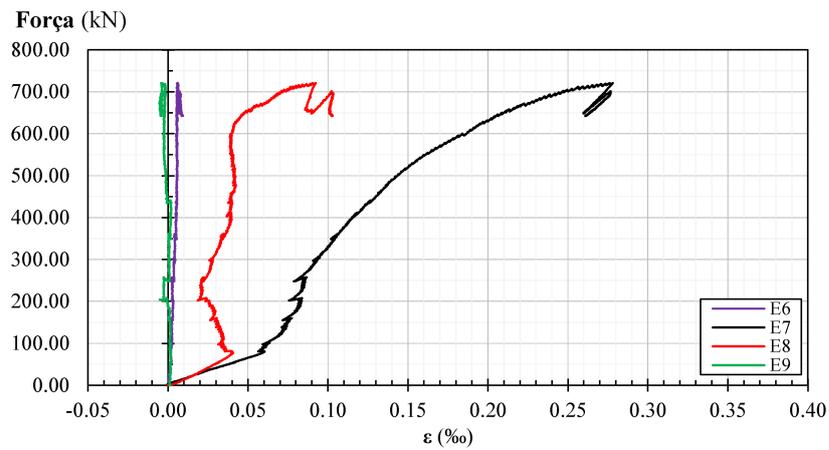


Figura 4.34 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC2 A200

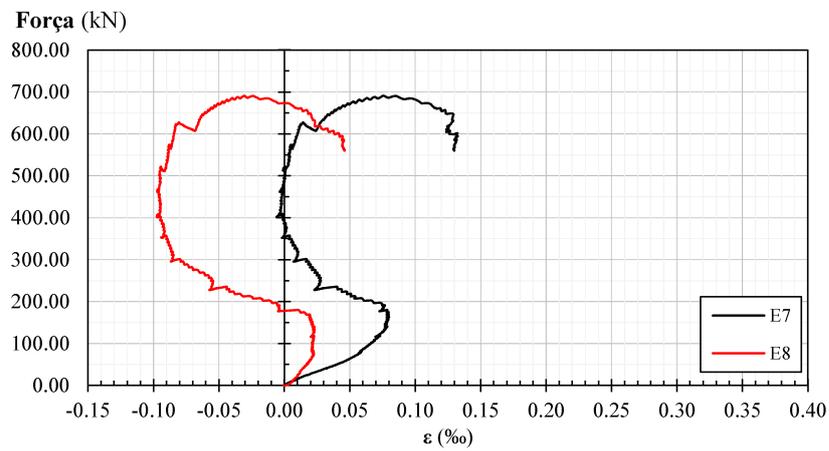


Figura 4.35 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC3 A200

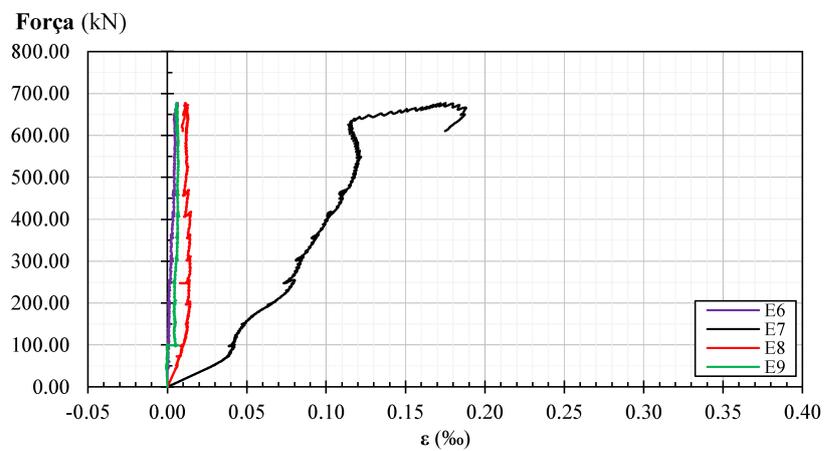


Figura 4.36 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC1 A125

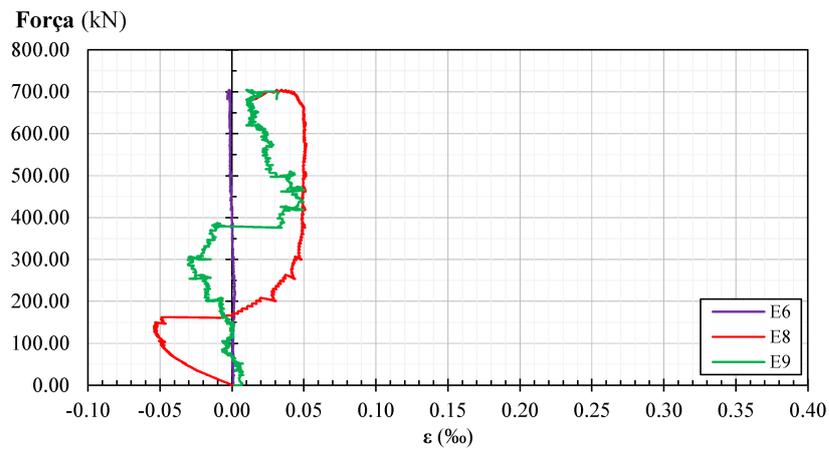


Figura 4.37 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC2 A125

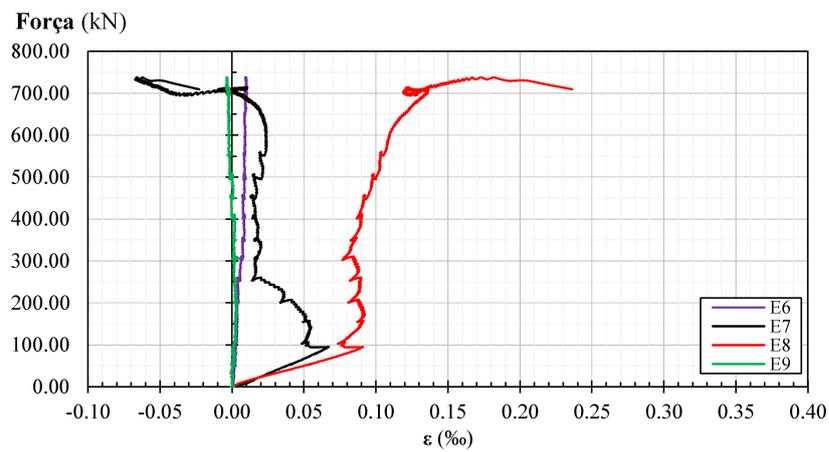
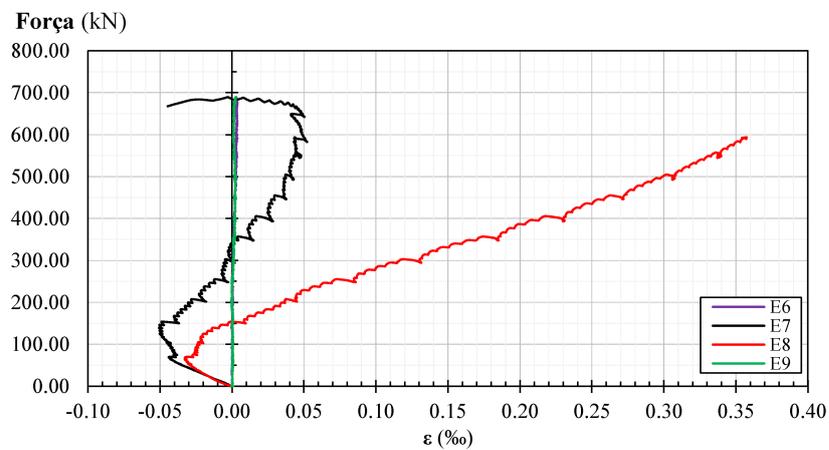


Figura 4.38 - Força vs. deformação nas armaduras dos pilares do modelo BC3 A125



Ao analisar as figuras 4.33 a 4.38, notou-se que os extensômetros localizados na ligação pilar-bloco (E7 e E8), geralmente apresentaram deformações maiores que os localizados nas extremidades das barras (E6 e E9). Isso indica que as tensões ao longo das armaduras longitudinais dos pilares também não são constantes. Além disso, é importante notar que nenhuma barra atingiu o escoamento, as deformações foram muito pequenas, não alcançando sequer 14% da deformação elástica das barras.

#### 4.4.8. Deformação do concreto na região das bielas

O extensômetro EC3 do modelo BC3 A200, o extensômetro EC4 do modelo BC2 A200, BC2 A125 e BC3 A125 apresentaram problemas e pararam de funcionar nos estágios finais do ensaio. Nesse caso, eles pararam de funcionar devido às fissuras na região onde estava colado o extensômetro, essas fissuras passaram exatamente pelo local onde o extensômetro estava posicionado, afetando diretamente seu funcionamento. Deve-se ressaltar também que as mensurações das deformações do concreto na região das bielas ficaram limitadas ao ângulo em que os extensômetros foram posicionados.

Além disso, de acordo com Delalibera (2006), a teoria da elasticidade não é aplicável em blocos sobre estacas devido à fissuração e à heterogeneidade do material concreto. Quando uma fissura atravessa a região medida, ela se compromete, pois ocorre a ruptura do concreto. Isso resulta em uma alteração das trajetórias de forças, levando à redistribuição de tensões dentro do elemento. As figuras 4.39 a 4.44 mostram os gráficos de força vs. deformação do concreto na região das bielas.

Figura 4.39 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC1 A200

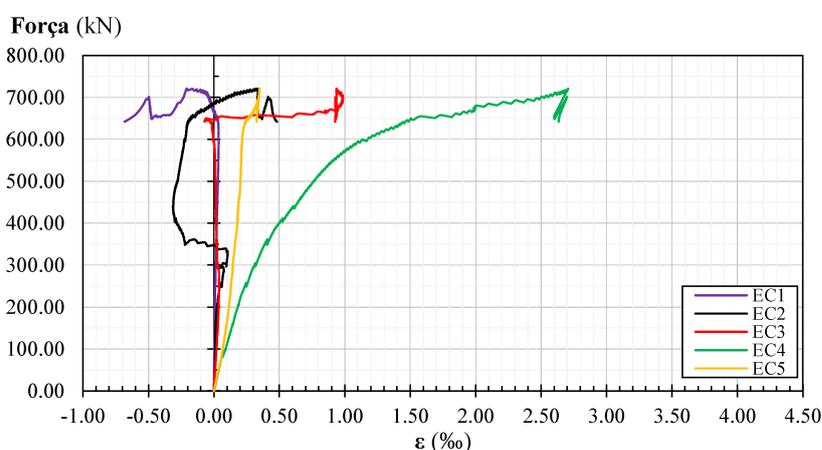
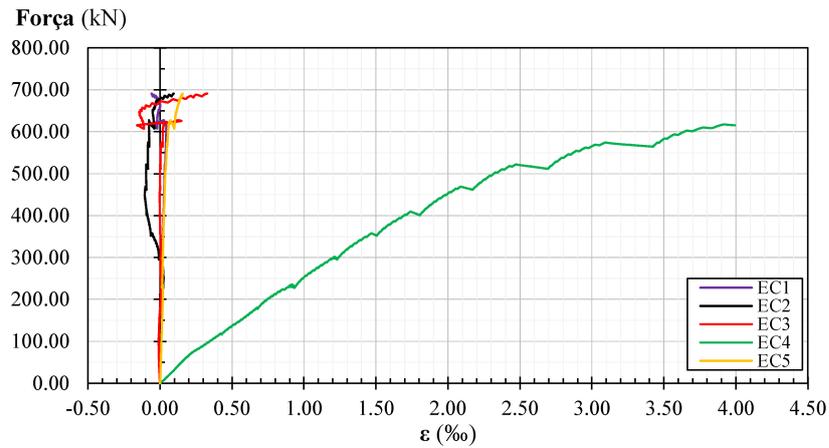
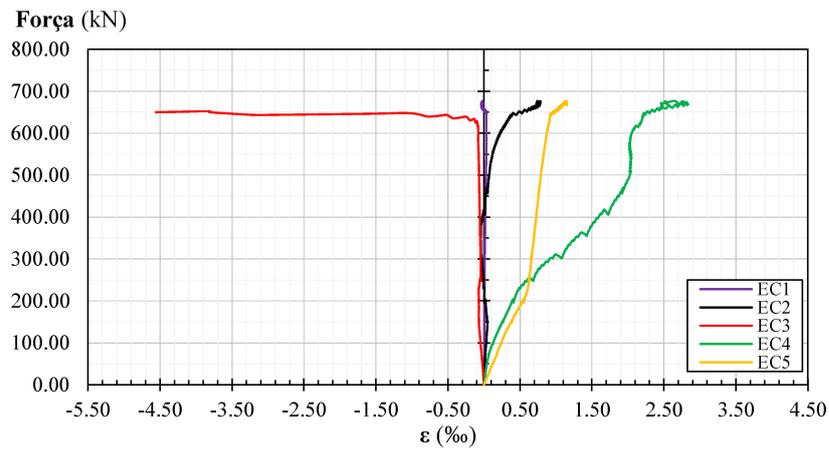


Figura 4.40 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC2 A200



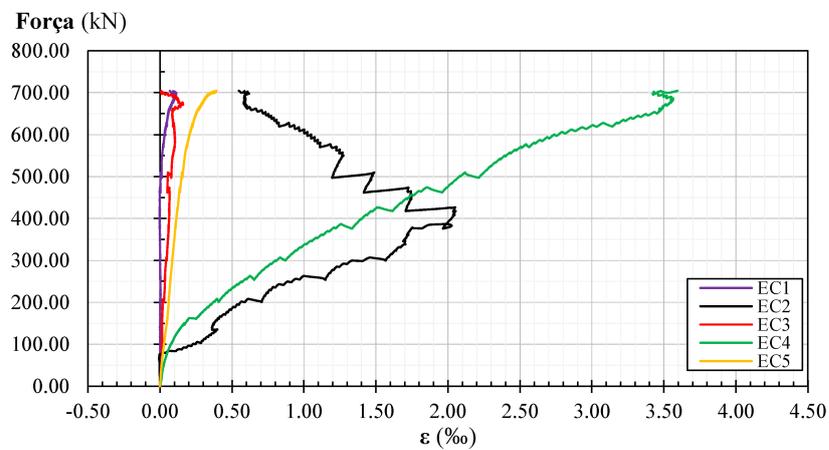
Fonte: O autor.

Figura 4.41 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC3 A200



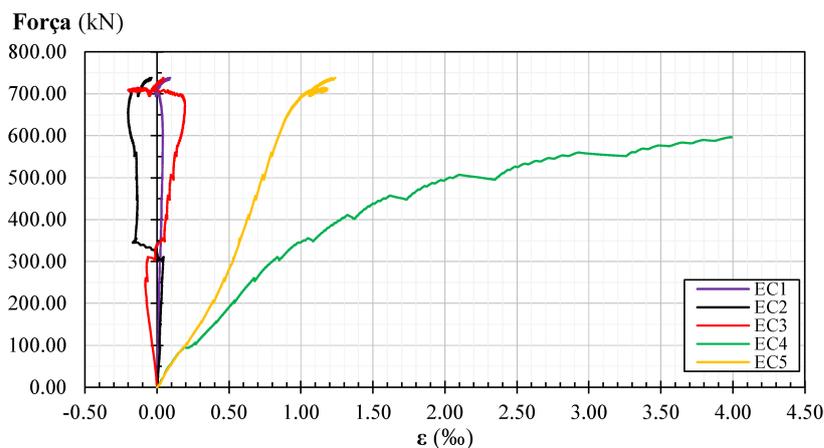
Fonte: O autor.

Figura 4.42 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC1 A125



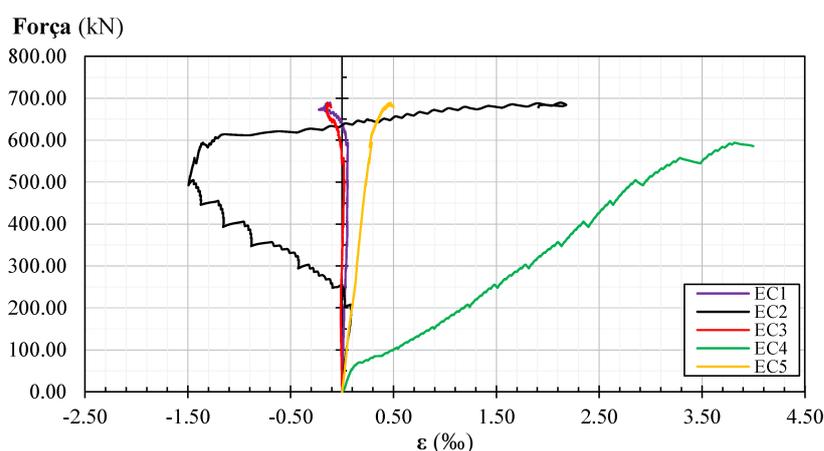
Fonte: O autor.

Figura 4.43 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC2 A125



Fonte: O autor.

Figura 4.44 - Força vs. deformação do concreto na região das bielas do modelo BC3 A125



Fonte: O autor.

Após a análise das figuras, notou-se também um comportamento padrão nas deformações, elas possuem a mesma ordem de grandeza e cada região em que foi colocado o extensômetro de mesma identificação, possuem deformações semelhantes.

As deformações na zona nodal inferior, especificamente nas áreas onde os extensômetros EC1 e EC2 foram posicionados, bem como no centro da biela, onde o extensômetro EC3 foi posicionado para medir as deformações devido ao efeito de tração diagonal do concreto, são significativamente menores em comparação com as da zona nodal superior, onde os extensômetros EC4 e EC5 foram posicionados. Essa região apresentou as maiores deformações, esse padrão de comportamento também foi observado nos ensaios realizados por Silva (2021). Portanto, conclui-se que a região nodal superior é onde ocorrem as deformações mais significativas, estabelecendo-a como a região principal de falha nos modelos ensaiados.

# 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

## 5.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, é realizada a análise dos resultados, obtidos a partir dos ensaios experimentais realizados em 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação. As análises incluem o comportamento geral dos modelos, a rigidez e força última dos modelos, a deformação dos tirantes, a deformação das estacas, a deformação das armaduras longitudinais dos pilares, a deformação do concreto na região das bielas e a comparação com o modelo de referência.

## 5.2. Comportamento geral dos modelos

Todos os modelos ensaiados apresentaram comportamento mecânico semelhante. A primeira fissura surgiu no centro do vão, quando o carregamento atingiu, em média, 200 kN, o que corresponde a cerca de 28% da carga de ruptura, com abertura de 0,05 mm, conforme mostrado na tabela 5.1. Por volta de 450 kN, as fissuras no centro do vão se estabilizam em extensão e aumentaram apenas em abertura.

Tabela 5.1 - Força e abertura da primeira fissura

Modelo	$f_{c,m}$ (MPa)	$F_r$ (kN)	Abertura (mm)
BC1 A125	25,62	200,00	0,05
BC1 A200		200,00	0,05
BC2 A125	22,67	200,00	0,05
BC2 A200		200,00	0,05
BC3 A125	24,26	200,00	0,05
BC3 A200		200,00	0,05

Notas:  $F_r$  é a força em que ocorreu a primeira fissura

Fonte: O autor.

Na região das bielas, as primeiras fissuras surgiram nos modelos ao atingir uma carga variando entre 250 kN e 350 kN, o que corresponde entre 35% e 50% da carga de ruptura, geralmente com uma abertura de 0,05 mm. Essas fissuras mostraram-se mais controladas em

termos de abertura, mas a extensão da fissuração aumentava a cada incremento de carga. Elas começavam próximas à zona nodal inferior, na face interna da estaca, e seguiam uma trajetória inclinada em direção à zona nodal superior, estendendo-se até a ligação pilar-bloco.

Em todos os modelos, após a ruína, a área de falha foi claramente delineada, delimitando a trajetória do fluxo de tensões de compressão na região das bielas. Além disso, todos os modelos falharam por cisalhamento, ou seja, houve ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior.

Referente aos tirantes, observou-se que, as tensões ao longo das barras não são constantes, reduzindo à medida em que se afasta do centro do vão e após passarem pela zona nodal inferior, ligação bloco-estaca, há uma redução ainda mais significativa, devido às forças de compressão exercida pela biela. Além disso, nenhuma das barras atingiu o escoamento.

Quanto às armaduras longitudinais dos pilares, também foi observado uma variação das tensões ao longo de seu comprimento de ancoragem dentro do bloco, sendo que, a região com as maiores deformações foi a zona nodal superior, ligação pilar-bloco, o mesmo padrão foi observado por Munhoz (2014). Assim como nos tirantes, nenhuma barra atingiu o escoamento, as deformações foram muito pequenas, não alcançando sequer 14% da deformação elástica.

Ao analisar as chapas de ligação, foi possível observar que, mesmo após a ruptura dos modelos, elas permaneceram intactas, sem apresentar quaisquer deformações plásticas, a figura 5.1 mostra o detalhe da chapa de ligação do modelo BC3 A200 após a ruptura.

Figura 5.1 - Detalhe da chapa de ligação do modelo BC3 A200 após ruptura



Fonte: O autor.

No entanto, é importante ressaltar que a transferência de forças, da chapa de ligação para a estaca, não ocorreu de maneira uniforme. As deformações ao longo das estacas mostraram variações, sendo que, a face da mesa interna, de todas as estacas instrumentadas,

apresentou deformações significativamente maiores em comparação com a face da mesa externa.

### 5.3. Rigidez e força última dos modelos

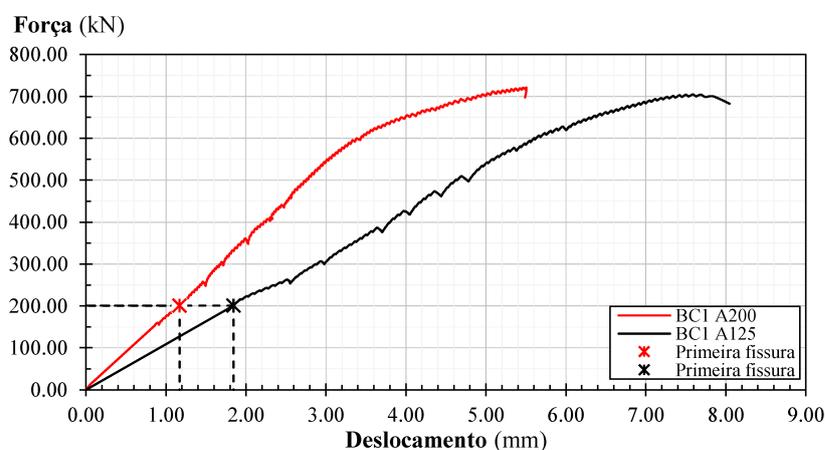
Analisando os gráficos de força vs. deslocamento no centro do vão com chapa de ligação de mesma espessura e variando a armadura dos tirantes (Figuras 5.2, 5.3 e 5.4), observou-se que os modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 20,0$  mm demonstraram uma rigidez maior quando comparados com os modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 12,5$  mm.

No entanto, os modelos com chapa de 1/2 pol apresentaram um comportamento diferente. Isso ocorreu porque, no início do ensaio, o modelo BC3 A200 sofreu um processo de acomodação que se estendeu até aproximadamente 300 kN, o que corresponde a 40% da força última. Após essa etapa, o modelo apresentou um aumento em sua rigidez, até sua ruptura.

A diferença de rigidez entre os modelos, também pode ser observada por meio da análise das fissuras, apresentadas na tabela 4.6 do item 4.2.2. Os modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 12,5$  mm, apresentaram fissuras no centro do vão com uma abertura de 0,40 mm, enquanto os modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 20,0$  mm, apresentaram fissuras com uma abertura relativamente menor, cerca de 0,35 mm.

Portanto, com base nos resultados, pode-se concluir que, nos modelos ensaiados, uma menor quantidade de barras nos tirantes resulta em maior rigidez. No entanto, essa alteração não afeta a capacidade resistente dos modelos.

Figura 5.2 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.3 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol

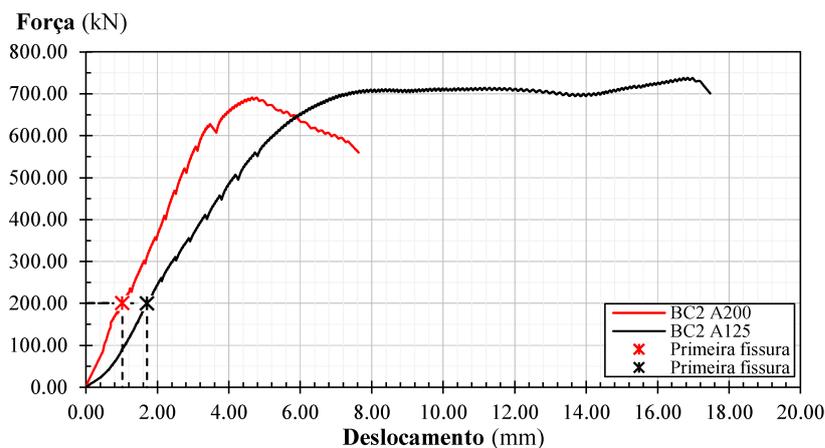
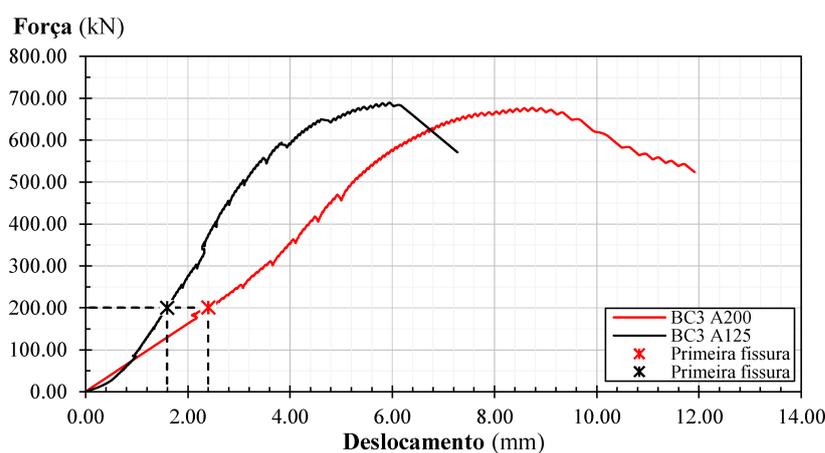


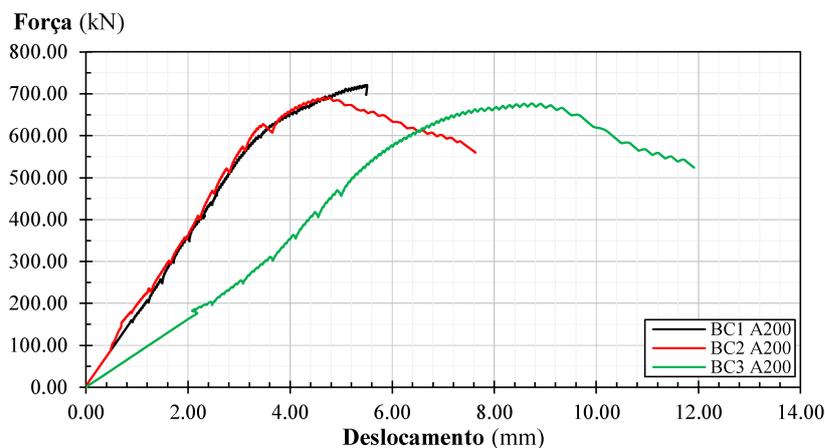
Figura 5.4 - Força vs. deslocamento dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol



Analisando os gráficos de força vs. deslocamento no centro do vão com a armadura dos tirantes de mesmo diâmetro e variando a espessura da chapa de ligação (Figuras 5.5 e 5.6), observou-se que, o comportamento dos modelos foi semelhante. A espessura das chapas de ligação não teve influência significativa na rigidez dos modelos, isso se deve ao fato que todas as espessuras de chapas permaneceram dentro do limite elástico.

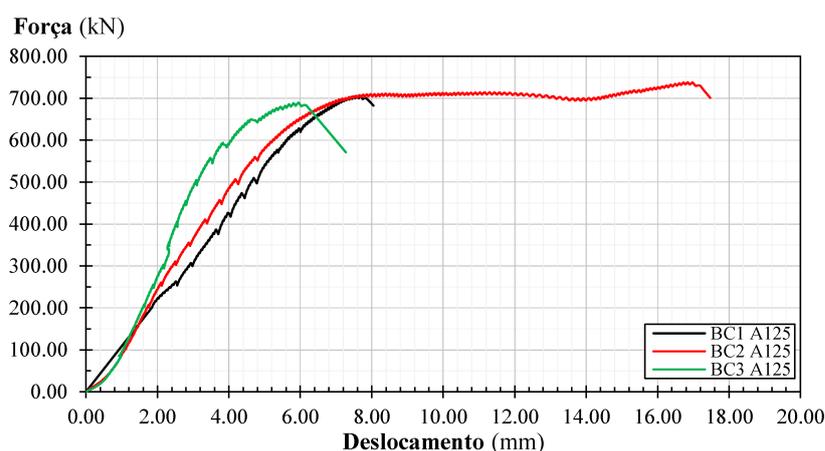
A intenção é que as chapas de ligação não sofram deformações plásticas após a aplicação de cargas, e que somente o concreto se rompa. No entanto, é importante ressaltar que, caso alguma das chapas de ligação plastificassem, o comportamento mecânico do bloco possivelmente seria diferente.

Figura 5.5 - Força vs. deslocamento dos modelos com armadura de  $\varnothing 20,0$  nos tirantes



Fonte: O autor.

Figura 5.6 - Força vs. deslocamento dos modelos com armadura de  $\varnothing 12,5$  nos tirantes



Fonte: O autor.

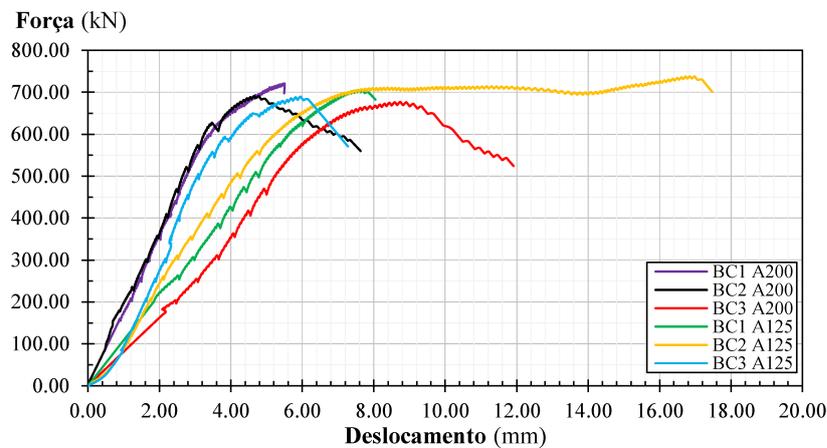
A NBR 6118 (2023, p. 193) estabelece que “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”. No entanto, esses critérios se baseiam apenas nas dimensões geométricas do bloco e do pilar para diferenciar o comportamento estrutural, desconsiderando a inclinação do ângulo das bielas.

Apesar dos critérios de verificação, da NBR 6118 (2023), indicarem que os blocos ensaiados deveriam apresentar comportamento flexível, ao analisar a figura 5.7, gráfico de força vs. deslocamento no centro do vão de todos os modelos, observou-se que, de maneira geral, os deslocamentos no centro do vão apresentaram um padrão de crescimento quase linear e de pequena magnitude, indicando um comportamento frágil, também caracterizado como rígido. Nesse tipo de fratura, a deformação plástica é muito pequena e o processo de propagação de trincas ocorre rapidamente. No entanto, o modelo BC2 A125 apresentou um comportamento

diferente, com um patamar de escoamento antes da ruptura, devido à flambagem da alma dos perfis das estacas.

Dessa maneira, pode-se concluir que o critério estabelecido pela NBR 6118 (2023), que se baseia nas dimensões do bloco para definição do seu comportamento, não é efetivo, sendo que tal condição, para ser efetiva, deve-se considerar a profundidade efetiva (altura do bloco subtraindo o embutimento das estacas) e o ângulo das bielas.

Figura 5.7 - Força vs. deslocamento de todos os modelos



Fonte: O autor.

Em relação a análise estatística das forças últimas dos modelos, os resultados obtidos foram bastante satisfatórios. As forças últimas experimentais obtiveram uma média de 703,65 kN, o desvio padrão foi de apenas 20,42 kN e o coeficiente de variação foi de 2,90%. Isso mostra que a variação em relação à média é relativamente baixa, o que é um sinal de consistência dos modelos fabricados. A tabela 5.2 mostra a comparação entre as forças últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967).

Tabela 5.2 - Comparação entre as forças últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967)

Modelo	$f_{c,m}$ (MPa)	Força (kN)		$F_{u,exp}/F_{u,ana}$
		$F_{u,exp}$	$F_{u,ana}$	
BC1 A125	25,62	704,51	718,00	0,98
BC1 A200		720,77	718,00	1,00
BC2 A125	22,67	737,87	635,00	1,16
BC2 A200		692,19	635,00	1,09
BC3 A125	24,26	689,42	680,00	1,01
BC3 A200		677,12	680,00	1,00

Notas:  $F_{u,exp}$  é a força última experimental,  $F_{u,ana}$  é a força última analítica do modelo de Blévet e Frémy (1967).

Fonte: O autor.

A relação entre a força última experimental e a força última analítica, pelo método de Blévyot e Frémy (1967), mostra uma variação média de 1,04. Além disso, o coeficiente de variação da relação entre as forças últimas foi de 6,17%. Esse valor, que também é relativamente baixo, indica uma pequena dispersão dos resultados em torno da média, demonstrando que o método analítico proposto por Blévyot e Frémy (1967) possui uma precisão considerável ao representar o comportamento dos modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação.

#### **5.4. Deformação da armadura principal de tração do bloco - tirante**

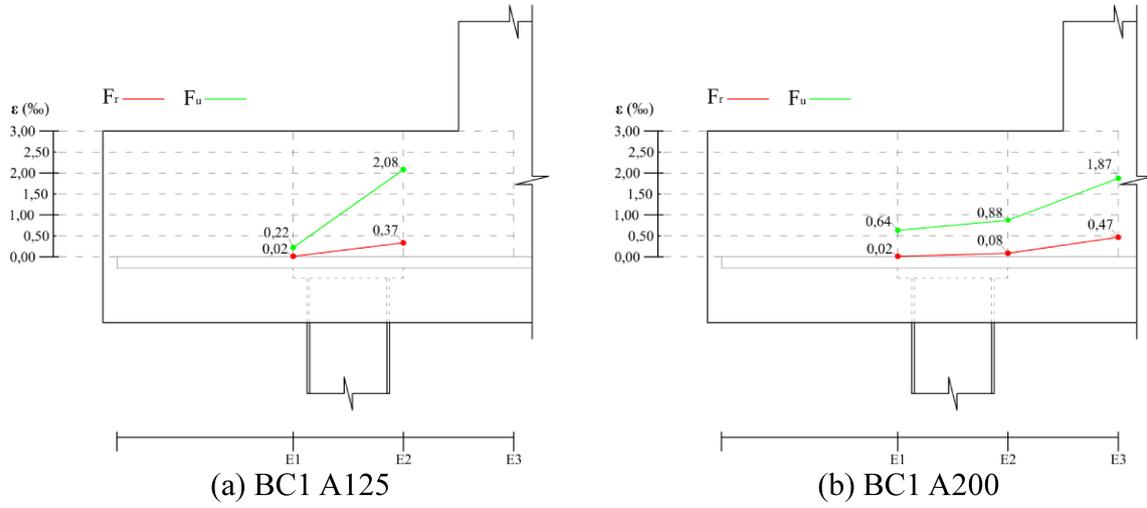
Por meio da análise das figuras 5.8, 5.9 e 5.10, que mostram os gráficos de deformação dos tirantes dos modelos ensaiados, observou-se uma variação das deformações ao longo da barra instrumentada, tanto na primeira fissura ( $F_r$ ) quanto na força última ( $F_u$ ).

Esse comportamento indica que as tensões de tração ao longo das barras não são constantes e à medida em que se afasta do centro do vão do bloco, elas diminuem. Além disso, após passarem pela zona nodal inferior, há uma redução ainda mais significativa dessas tensões, devido aos efeitos de compressão das bielas. Esse comportamento também foi observado em estudos de vários outros autores, como Delalibera (2006), Tomaz (2018), Gonçalves (2020), entre outros.

Em relação à força da primeira fissura, as deformações medidas nas três posições (E1, E2 e E3) foram bastante semelhantes, tanto para os modelos com barras de  $\varnothing 12,5$  mm quanto para os com barras de  $\varnothing 20,0$  mm. Entretanto, na força última, os modelos com barras de  $\varnothing 12,5$  mm apresentaram deformações significativamente maiores, em comparação aos com barras de  $\varnothing 20,0$  mm.

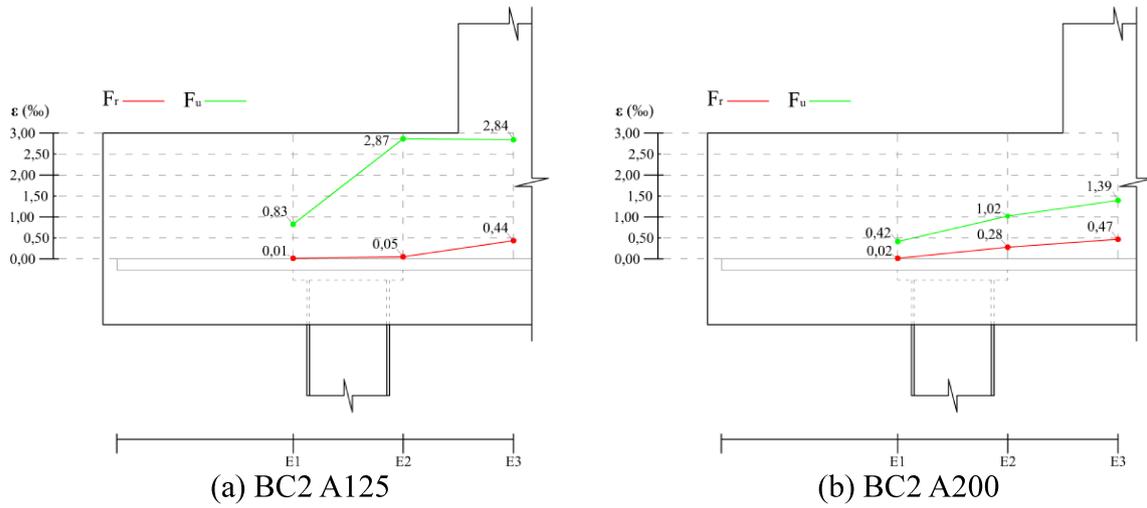
Para ilustrar, entre os modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 12,5$  mm, o BC2 A125 apresentou as maiores deformações, atingindo 99% da deformação elástica da barra. Por outro lado, nos modelos que utilizaram barras de  $\varnothing 20,0$  mm, o BC3 A200 foi o que apresentou as maiores deformações, atingindo apenas 72% da deformação elástica da barra.

Figura 5.8 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



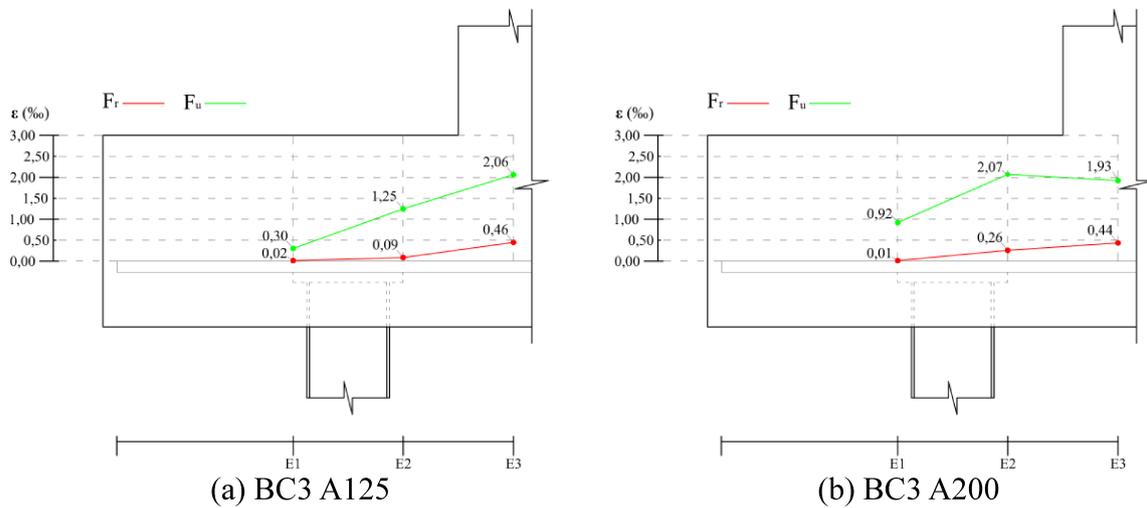
Fonte: O autor.

Figura 5.9 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.10 - Deformação dos tirantes dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol



Fonte: O autor.

Foi observado também que a distribuição das forças de tração horizontais entre as barras não é uniforme. A Tabela 5.3 mostra a análise entre as tensões máximas calculadas pelo método analítico de Blévet e Frémy (1967) e os resultados experimentais, de uma das barras da armadura dos tirantes.

Para determinar a tensão última analítica em uma das barras ( $\sigma_{u,ana,bar}$ ), foi realizada uma divisão entre as forças de tração horizontais, resultantes da decomposição das forças transmitidas pelas bielas, e a área de aço efetiva. Em seguida, multiplicou-se o resultado obtido pela área de aço de uma única barra.

Tabela 5.3 - Análise entre as tensões máximas calculadas pelo método analítico de Blévet e Frémy (1967) e os resultados experimentais de uma das barras da armadura dos tirantes

Modelo	Tensão (MPa)				$\sigma_{u,ana,bar}$ / $\sigma_{u,exp,E1}$	$\sigma_{u,ana,bar}$ / $\sigma_{u,exp,E2}$	$\sigma_{u,ana,bar}$ / $\sigma_{u,exp,E3}$
	$\sigma_{u,ana,bar}$	$\sigma_{u,exp,E1}$	$\sigma_{u,exp,E2}$	$\sigma_{u,exp,E3}$			
BC1 A125	46,88	46,56	440,17	-	1,01	0,11	-
BC1 A200	125,00	138,78	190,83	405,51	0,90	0,66	0,31
BC2 A125	46,88	175,64	607,35	601,00	0,27	0,08	0,08
BC2 A200	125,00	91,08	221,19	301,42	1,37	0,57	0,41
BC3 A125	46,88	63,49	264,53	435,94	0,74	0,18	0,11
BC3 A200	125,00	199,50	448,88	418,52	0,63	0,28	0,30

Notas:  $\sigma_{u,ana,bar}$  é a tensão máxima analítica de uma barra pelo método de Blévet e Frémy (1967),  $\sigma_{u,exp,E1}$  é a tensão máxima no extensômetro E1,  $\sigma_{u,exp,E2}$  é a tensão no extensômetro E2,  $\sigma_{u,exp,E3}$  é a tensão máxima no extensômetro E3.

Fonte: O autor.

As tensões no centro do vão, considerada a região mais crítica, apresentaram valores experimentais significativamente maiores do que os previstos pelo método analítico de Blévet e Frémy (1967). Em alguns casos, as forças experimentais chegaram a ser 13 vezes maiores do que os valores calculados pelo método analítico. Além disso, os modelos com barras de Ø20,0 mm demonstraram tensões menores em comparação aos modelos que utilizaram barras de Ø12,5 mm. Por fim, a hipótese proposta por Blévet e Frémy (1967), sugerindo que as forças de tração horizontais seriam equilibradas de forma uniforme entre as barras, não se mostrou efetiva.

Em relação aos ganchos a NBR 6118 (2023), em seu item 22.7.4.1.1, determina que as barras de aço da armadura principal de tração dos blocos devem se estender de face a face e terminar em gancho nas duas extremidades. No entanto, nos modelos ensaiados, não foram utilizados ganchos para verificar essa hipótese.

Após os ensaios, constatou-se que, mesmo sem os ganchos, o comportamento mecânico dos modelos não foi comprometido. Este comportamento também foi observado em diversos

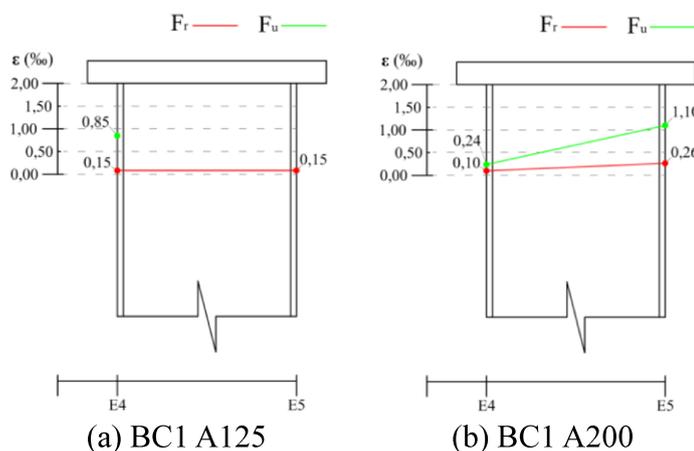
estudos de outros autores. Além disso, Fusco (1995) afirma que, a presença de um fluxo de tensões de compressão transversal ao eixo da barra favorece a aderência, pois essas tensões podem anular, ou pelo menos reduzir, as tensões transversais de tração resultantes do efeito de ancoragem. Portanto, a exigência de utilização de ganchos na armadura principal de tração dos blocos, conforme especificado pela NBR 6118 (2023), pode ser reavaliada.

### 5.5. Deformação das estacas

Por meio da análise das figuras 5.11, 5.12 e 5.13, observou-se que as deformações ao longo das estacas não são constantes. Em todos os modelos, a mesa interna do perfil apresentou deformações significativamente maiores que a mesa externa, seja na força da primeira fissura ( $F_r$ ) ou na força última ( $F_u$ ). Isso indica que as tensões nas estacas também não são constantes e a maior parte da carga é transferida para a região interna da estaca. Tal comportamento indica que a estaca está sujeita à flexo-compressão, o que contradiz a hipótese de Blévet e Frémy (1967), que propõem em seu modelo de cálculo, que as estacas estão sujeitas apenas à ação de forças de compressão.

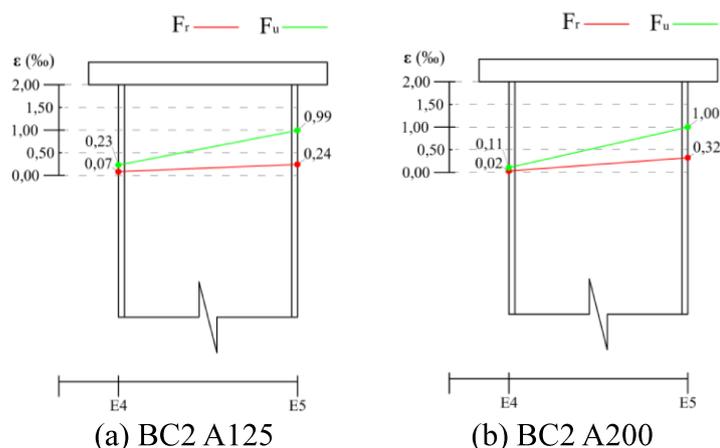
Segundo Blévet e Frémy (1967), o ângulo de inclinação da biela é medido considerando uma linha partindo de 1/4 da face do pilar até o centro geométrico da seção da estaca. No entanto, se a estaca estiver sujeita à flexo-compressão, como nesses casos, a força oriunda da biela não atuará no centro geométrico da chapa de ligação, alterando o ângulo de inclinação da biela. Essa alteração no ângulo de inclinação das bielas pode ter implicações significativas no comportamento estrutural dos blocos e das estacas, afetando a distribuição de cargas e a sua capacidade resistente.

Figura 5.11 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



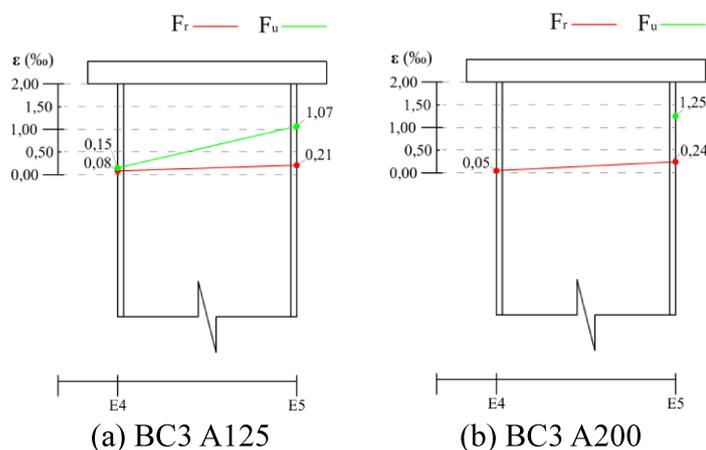
Fonte: O autor.

Figura 5.12 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.13 - Deformação das estacas dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol



Fonte: O autor.

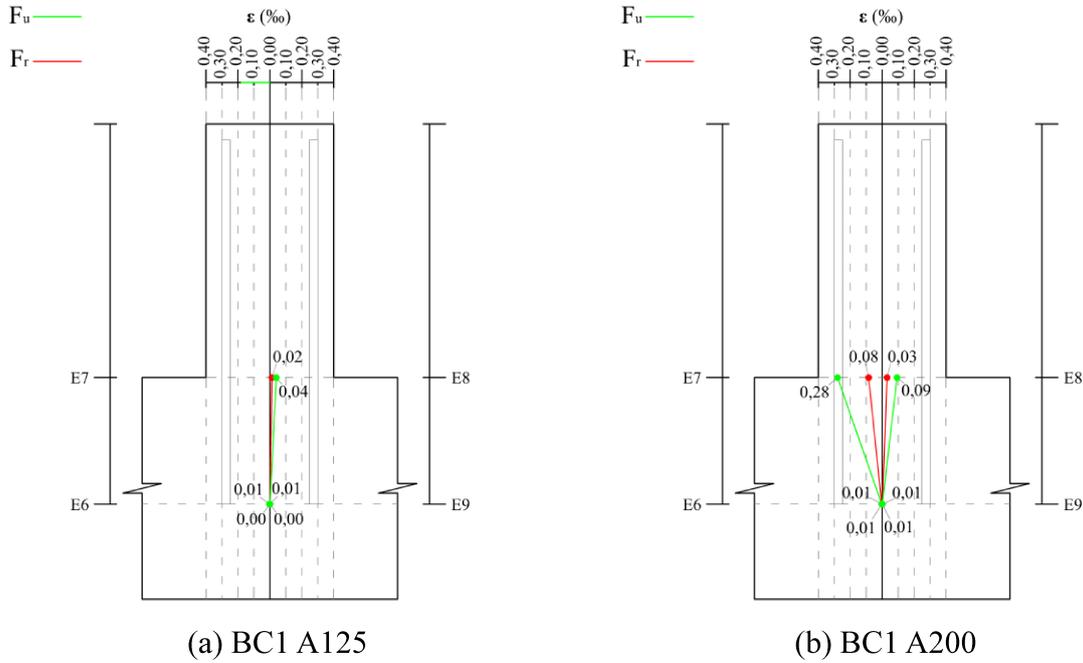
## 5.6. Deformação das armaduras longitudinais dos pilares

Por meio da análise das figuras 5.14, 5.15 e 5.16, observou-se que não houve escoamento das barras das armaduras longitudinais dos pilares em nenhum dos modelos ensaiados. As deformações foram muito pequenas, não alcançando sequer 14% da deformação elástica das barras. É importante ressaltar que, no modelo BC3 A125 o valor de deformação destacado em amarelo não corresponde à força última, trata-se da última mensuração obtida antes do extensômetro parar de funcionar.

As deformações ao longo das barras diminuíram gradualmente, alcançando valores próximos de zero à medida em que se aproxima de sua ponta inferior, região ancorada dentro do bloco. Isso indica que as tensões ao longo das barras não são constantes, contrariando a hipótese proposta por Fusco (1995), que em blocos que suportam pilares submetidos à

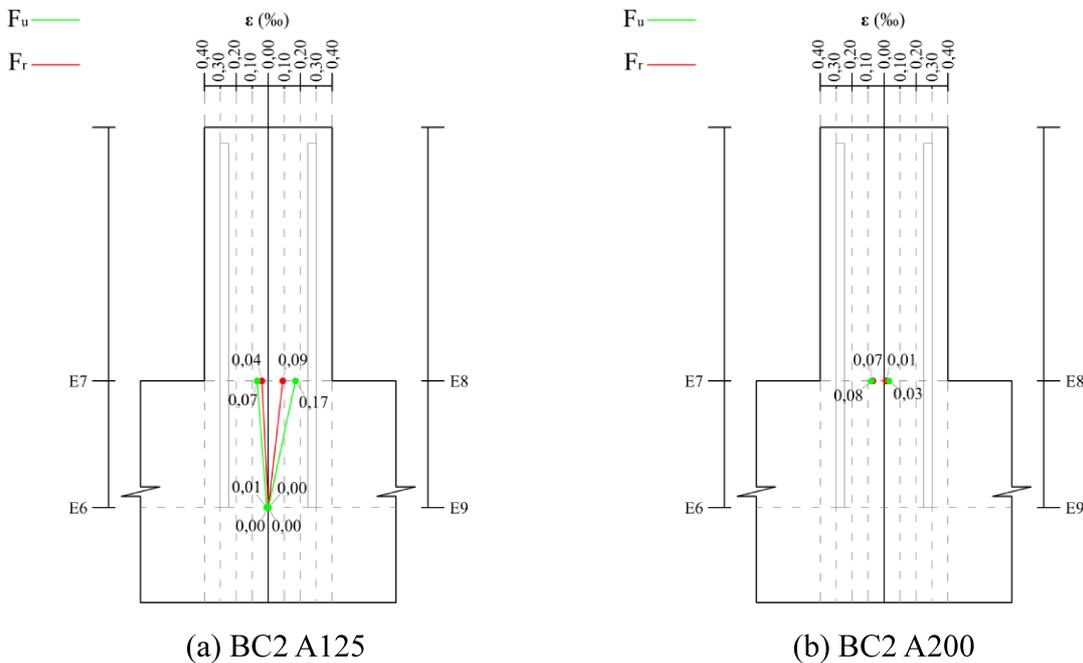
compressão centrada, todas as barras de armaduras longitudinais estariam sob o mesmo nível de tensão.

Figura 5.14 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



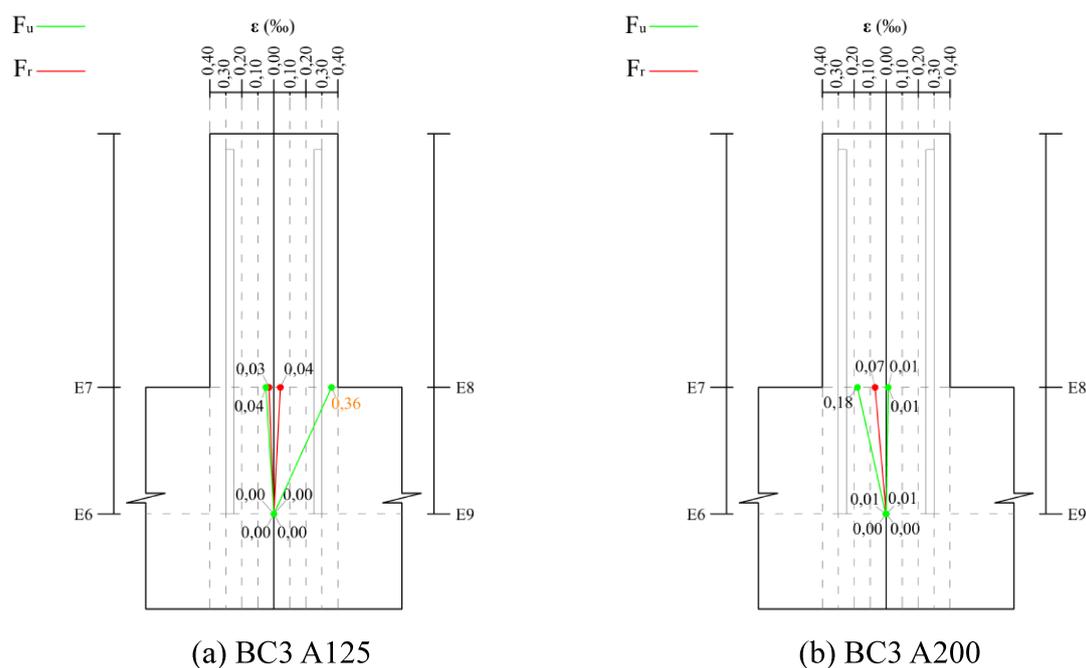
Fonte: O autor.

Figura 5.15 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.16 - Deformação das armaduras longitudinais dos pilares dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol



Fonte: O autor.

Além disso, Fusco (1995) afirma que em barras comprimidas, a eficiência da ancoragem é aumentada devido a um efeito chamado “ancoragem de ponta”. Segundo o autor, existe uma compressão direta do topo da barra para a ponta, sendo que, esse efeito pode ser bastante intenso, uma vez que as tensões de compressão no concreto, provenientes da ponta da barra se concentram em uma área extremamente reduzida, apresentando valores substancialmente elevados. No entanto, essa hipótese também não se mostrou efetiva, pois as deformações observadas na ponta das barras foram próximas a zero.

## 5.7. Deformação do concreto na região das bielas

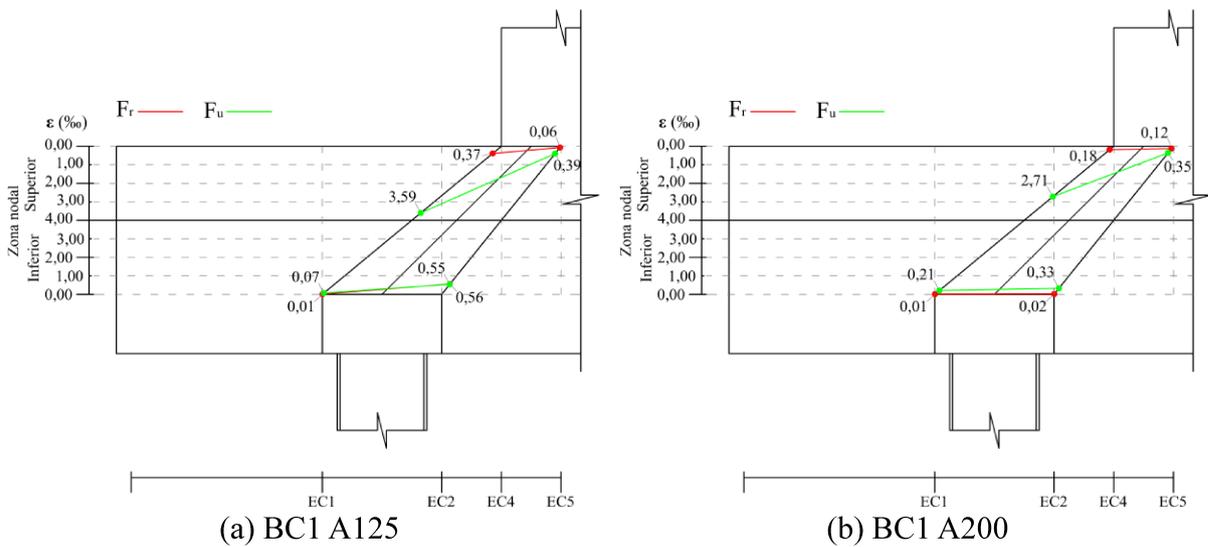
### 5.7.1. Zona nodal superior e inferior

Por meio da análise das figuras 5.17, 5.18 e 5.19, que mostram os gráficos de deformação das zonas nodais superior e inferior, verifica-se que as deformações na zona nodal superior, onde ocorreu a ruptura, foram significativamente maiores em comparação com as deformações observadas na zona nodal inferior, tanto na força da primeira fissura ( $F_r$ ) quanto na força última ( $F_u$ ). Além disso, os modelos que utilizam tirantes com barras de  $\varnothing 12,5$  mm, as deformações foram significativamente maiores, tanto na zona nodal superior quanto na inferior.

Isso sugere que o diâmetro das barras pode ter um impacto significativo na distribuição das tensões na biela e, conseqüentemente, na integridade estrutural do elemento.

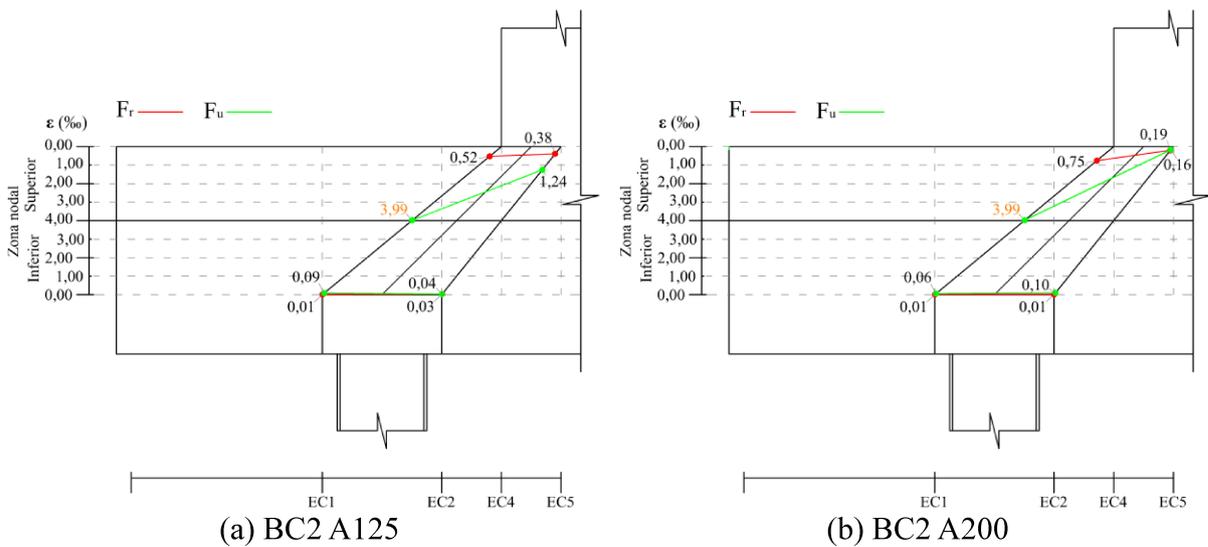
É importante ressaltar que, nos modelos BC2 A125, BC2 A200, BC3 A125 o valor de deformação destacado em amarelo não corresponde à força última, trata-se da última mensuração obtida antes do extensômetro parar de funcionar. Conforme explicado no item 4.4.8, eles pararam de funcionar devido as fissuras passarem exatamente pelo local onde o extensômetro estava posicionado, afetando diretamente seu funcionamento.

Figura 5.17 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 1 pol



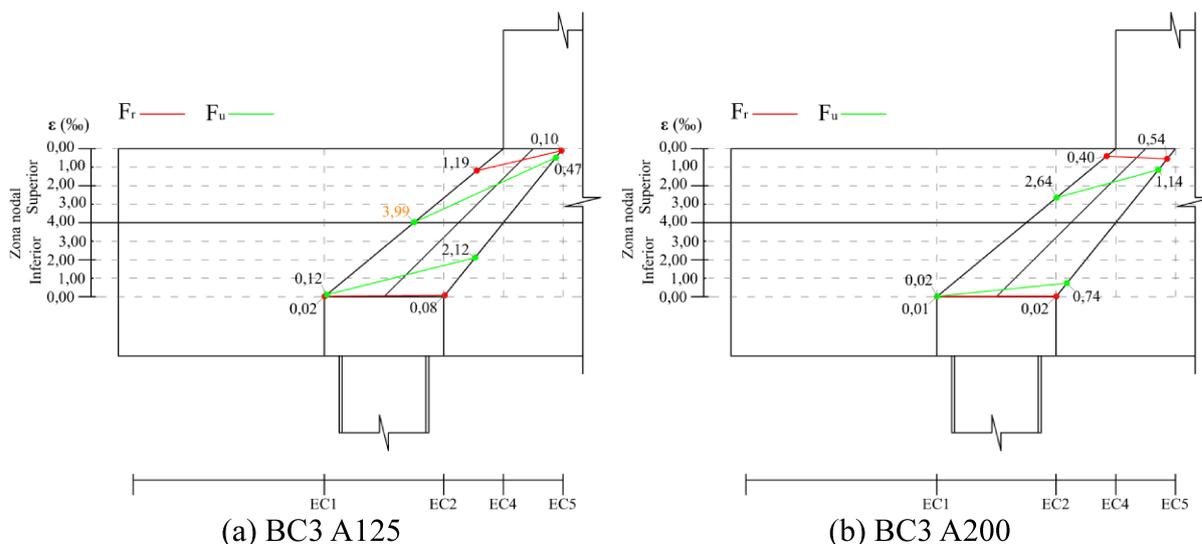
Fonte: O autor.

Figura 5.18 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.19 - Deformação das zonas nodais dos modelos com chapa de 1/2 pol



Fonte: O autor.

Por meio da análise da tabela 5.4, que mostra a comparação entre as tensões últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967), observou-se que a tensão média, na zona nodal superior, foi 46% maior que a resistência à compressão do concreto utilizado nos blocos. No estudo conduzido por Blévet e Frémy (1967), a tensão no concreto próximo ao pilar foi aproximadamente 40% superior à resistência à compressão. A relação média entre as tensões experimentais e analíticas foi de 1,04, com um coeficiente de variação de 6,14%, indicando que o método analítico proposto por Blévet e Frémy (1967) tem uma precisão considerável ao representar o comportamento das tensões nodais em blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação.

Tabela 5.4 - Comparação entre as tensões últimas experimentais e analíticas pelo método de Blévet e Frémy (1967)

Modelo	$f_{c,m}$ (MPa)	Experimental		Blévet e Frémy (1967)		$\sigma_{zn,s,exp}/$ $\sigma_{zn,s,ana}$	$\sigma_{zn,i,exp}/$ $\sigma_{zn,i,ana}$
		$\sigma_{zn,s,exp}$ (MPa)	$\sigma_{zn,i,exp}$ (MPa)	$\sigma_{zn,s,ana}$ (MPa)	$\sigma_{zn,i,ana}$ (MPa)		
BC1 A125	25,62	35,23	23,48	35,87	25,62	0,98	0,92
BC1 A200		36,04	24,03			1,00	0,94
BC2 A125	22,67	36,89	24,60	31,74	22,67	1,16	1,09
BC2 A200		34,61	23,07			1,09	1,02
BC3 A125	24,26	34,47	22,98	33,96	24,26	1,02	0,95
BC3 A200		33,86	22,57			1,00	0,93

Notas:  $\sigma_{zn,s,exp}$  é a tensão última experimental da zona nodal superior,  $\sigma_{zn,i,exp}$  é a tensão última experimental da zona nodal inferior,  $\sigma_{zn,s,ana}$  é a tensão última analítica da zona nodal superior,  $\sigma_{zn,i,ana}$  é a tensão última analítica da zona nodal inferior.

Fonte: O autor.

Para a zona nodal inferior, conforme o estudo de Blévoit e Frémy (1967), as tensões devem ser iguais ou inferiores à resistência do concreto utilizado nos blocos. Nos modelos ensaiados, a tensão na zona nodal inferior se aproximou dos valores propostos pelo método de cálculo, resultando em uma relação média de 0,97 entre a tensão na zona nodal inferior e a resistência do concreto. Além disso, observou-se uma consistência entre os valores experimentais e analíticos, com uma relação média de 0,97 e um coeficiente de variação de apenas 6,15%.

Tomaz *et al.* (2018) propuseram uma hipótese para verificação da zona nodal superior, considerando que a ligação pilar-bloco está sujeita a um estado triplo de tensões. Nessa abordagem, o limite de tensão para a zona nodal superior é equivalente à resistência do concreto quando submetido a um estado multiaxial de tensões.

A NBR 6118 (2023), no item 8.2.6, estabelece critérios específicos para a resistência do concreto no estado multiaxial de tensões, expressos nas equações 5.1 e 5.2. Nestas equações,  $f_{ctk}$  é a resistência característica à tração direta, as tensões de compressão são consideradas positivas e as de tração são negativas.

$$\sigma_1 \geq -f_{ctk} \quad 5.1$$

$$\sigma_3 \leq f_{ck} + 4 * \sigma_1 \quad 5.2$$

A análise entre a força última experimental e os resultados obtidos por meio do método analítico proposto por Tomaz *et al.* (2018) ( $F_{uzn,s,exp}/F_{uzn,s,emt}$ ), mostrado na tabela 5.5, obteve uma média de 1,03. Isso indica uma relação bastante próxima entre os valores previstos pelo método e os obtidos experimentalmente. Além disso, o coeficiente de variação da relação entre as forças últimas foi de apenas 4,23%. Isso demonstra que os resultados obtidos pelo método de Tomaz *et al.* (2018), quando utilizado nos modelos ensaiados, são confiáveis e consistentes.

Em comparação, os resultados do método proposto por Blévoit e Frémy (1967) mostraram uma relação média entre as tensões experimentais e analíticas de 1,04, conforme mostrado no item 5.3. Embora essa média ainda indique uma boa relação entre os valores analíticos e os experimentais, ele é relativamente menos preciso do que o método de Tomaz *et al.* (2018). Além disso, o método de Blévoit e Frémy (1967) apresentou um coeficiente de variação de 6,14%. Esse coeficiente de variação mais alto sugere que o método de Blévoit e Frémy (1967) tem uma consistência menor em suas previsões, com maior variação nos resultados.

Tabela 5.5 - Análise entre as forças últimas experimentais e pelo método de Tomaz *et al.* (2018) da zona nodal superior

Modelo	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	Força (kN)		$F_{uzn,s,exp}/$ $F_{uzn,s,emt}$
			$F_{uzn,s,exp}$	$F_{uzn,s,emt}$	
BC1 A125	25,62	2,498	704,51	712,24	0,99
BC1 A200			720,77		1,01
BC2 A125	22,67	2,601	737,87	661,48	1,12
BC2 A200			692,19		1,05
BC3 A125	24,26	2,466	689,42	682,48	1,01
BC3 A200			677,12		0,99

Notas:  $F_{uzn,s,exp}$  é a força última experimental da zona nodal superior  $F_{uzn,s,emt}$  é a força última analítica do modelo de Tomaz *et al.* (2018).

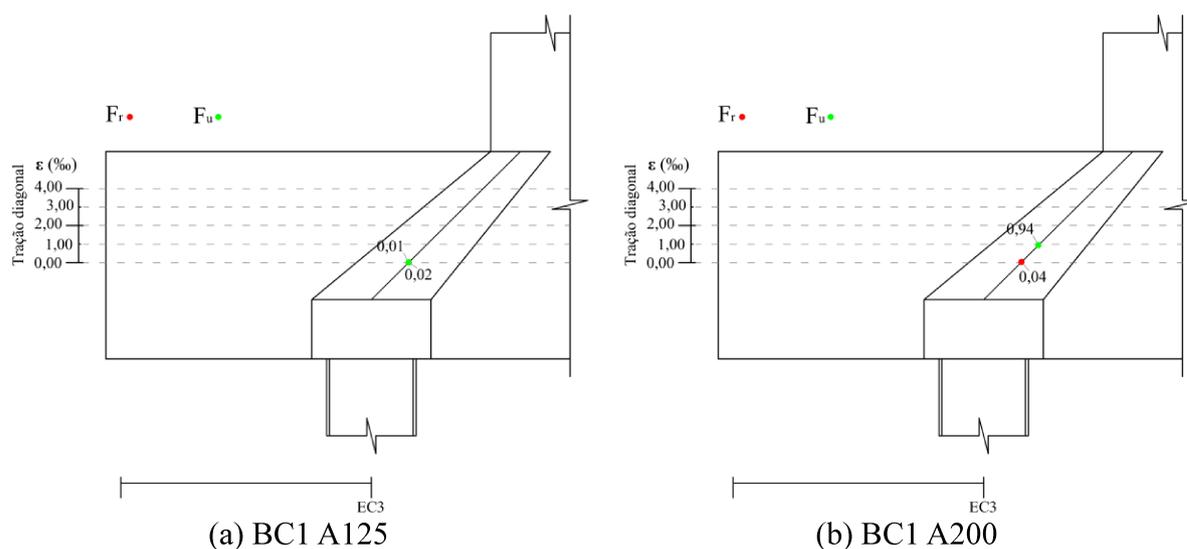
Fonte: O autor.

Em síntese, a análise estatística dos resultados da força última da zona nodal superior obtidos pelos métodos de Tomaz *et al.* (2018) e Blévoit e Frémy (1967) revelou que o método de Tomaz *et al.* (2018) apresenta uma precisão, consistência maior do que o método de Blévoit e Frémy (1967).

### 5.7.2. Centro da biela

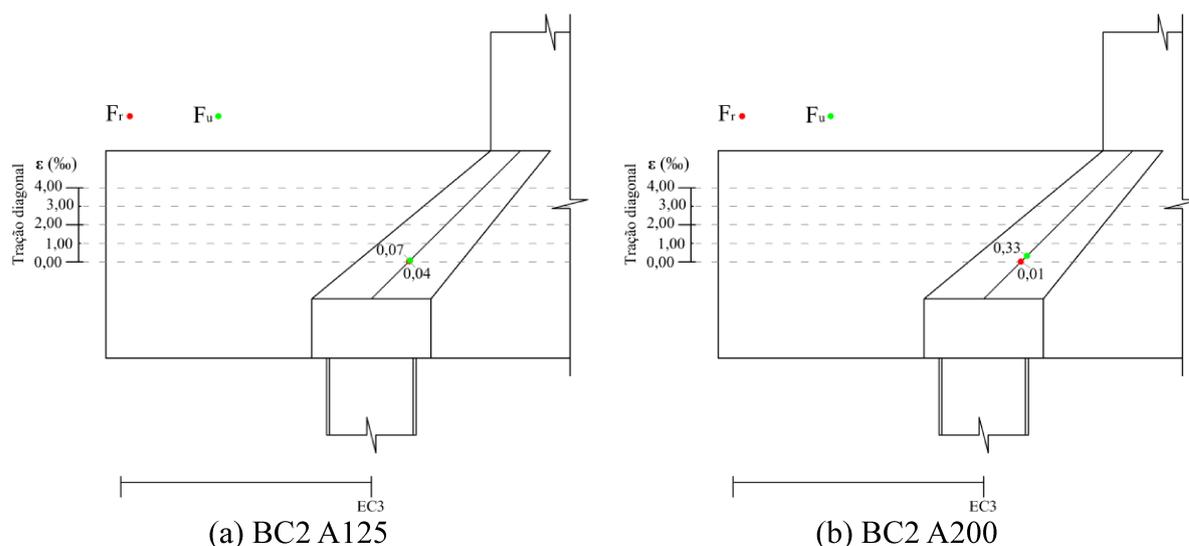
Por meio da análise das figuras 5.20, 5.21 e 5.22, que mostram os gráficos de deformação no centro da biela, observou-se um comportamento inverso ao das zonas nodais inferior e superior dos modelos. As deformações devido à expansão do concreto no centro da biela, causada pela tração diagonal, foram maiores nos modelos com barras de  $\varnothing 20,0$  mm, tanto na força da primeira fissura ( $F_r$ ) quanto na força última ( $F_u$ ).

Figura 5.20 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 1 pol



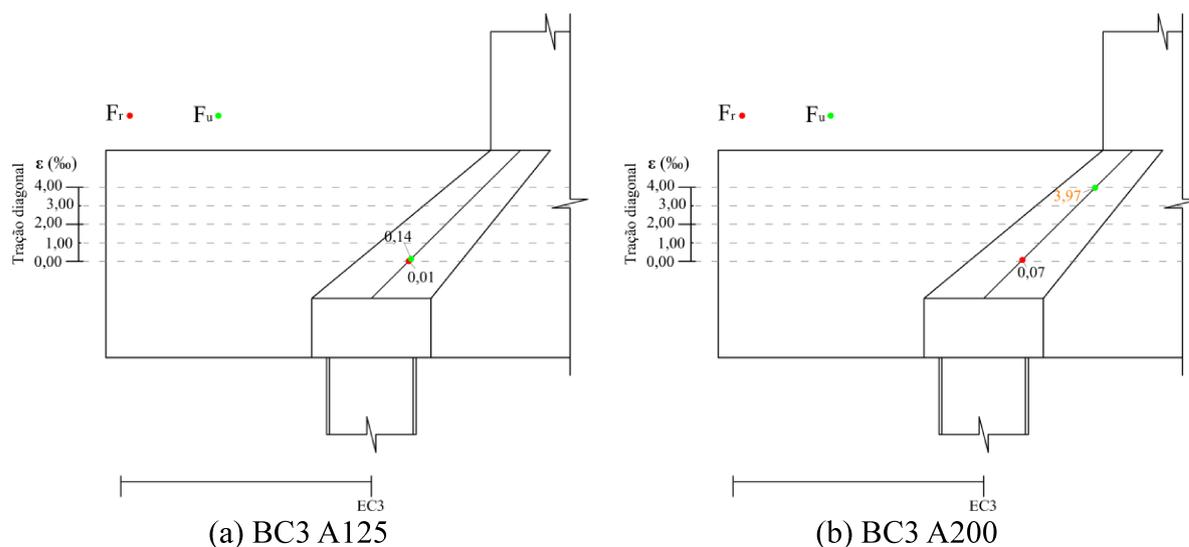
Fonte: O autor.

Figura 5.21 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 5.22 - Deformação no centro da biela dos modelos com chapa de 1/2 pol



Fonte: O autor.

A rigidez mais elevada, dos modelos com barras de  $\varnothing 20,0$  mm, resultou na concentração das deformações na região central das bielas. Em contrapartida, nos modelos com barras de  $\varnothing 12,5$  mm, que foram mais flexíveis, houve um maior deslocamento na flexão. Esse maior deslocamento gerou um aumento nas deformações da zona nodal superior, inferior e nas barras dos tirantes.

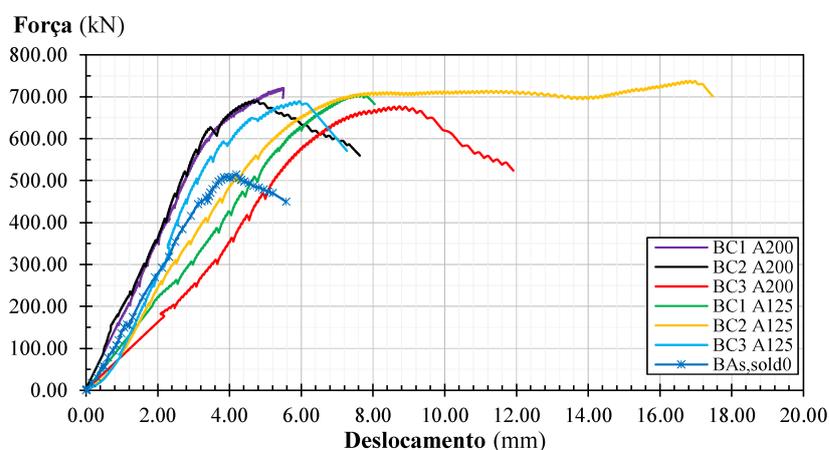
É importante ressaltar que, no modelo BC3 A200 o valor de deformação destacado em amarelo não corresponde à força última, trata-se da última mensuração obtida antes do extensômetro parar de funcionar.

## 5.8. Comparação com o modelo de referência

Para avaliar a eficiência das chapas de ligação, os modelos ensaiados foram comparados com o modelo de referência, estudado por Gonçalves (2020). No entanto, foi observado que o modelo de referência apresentava uma resistência à compressão do concreto menor em relação aos demais modelos. Desta forma, um ajuste na força última foi realizado.

Como todos os modelos apresentaram comportamento rígido, com um padrão de crescimento quase linear, conforme mostrado na figura 5.23, foi realizado um ajuste dividindo a resistência à compressão média do concreto dos modelos ensaiados pela resistência do concreto do modelo de referência. Em seguida, multiplicou-se essa relação obtida pela força última. As propriedades mecânicas do concreto e a força última do modelo de referência, antes do ajuste, podem ser vistas na tabela 3.2 do item 3.2. A tabela 5.6 mostra a resistência à compressão e a força última dos modelos.

Figura 5.23 - Força vs. deslocamento dos modelos ensaiados e do modelo de referência



Fonte: O autor.

Tabela 5.6 - Resistência à compressão e a força última dos modelos

Modelo	$f_{c,m}$ (MPa)	$F_{u,exp}$ (kN)
BC1 A125	25,62	704,51
BC1 A200		720,77
BC2 A125	22,67	737,87
BC2 A200		692,19
BC3 A125	24,26	689,42
BC3 A200		677,12
$BA_{s,sold0}^*$	24,18	613,68

Nota:  $BA_{s,sold0}^*$  é o modelo de referência após o ajuste da força última.

Fonte: O autor.

Com base nos resultados mostrados na tabela 5.5, observou-se que os modelos com chapa de ligação, demonstraram uma capacidade resistente significativamente maior em comparação ao modelo de referência após o ajuste. Ao comparar a força última dos modelos BC3 A125 e BC3 A200, que possuem a resistência do concreto próxima ao do modelo  $b_{Asold0^*}$ , nota-se um aumento de 12,34% e 10,34% na força última.

Além disso, ao comparar a média das forças últimas dos modelos ensaiados com a força última do modelo  $b_{Asold0^*}$ , o aumento foi ainda maior, alcançando 14,66%. Isso indica que a adição de uma chapa de ligação no topo das estacas de perfil metálico, em blocos de coroamento em concreto armado, pode proporcionar um aumento em sua capacidade resistente.

## 5.9. Comentários finais do capítulo

Neste capítulo, foi realizada a análise dos resultados, obtidos a partir dos ensaios experimentais realizados em 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação, ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. A análise abordou comportamento geral, a rigidez e a força última dos modelos. Além disso, foram avaliadas as deformações dos tirantes, das estacas, da armadura longitudinal dos pilares e do concreto na região das bielas. Como síntese e conclusão do capítulo, pode-se afirmar que:

- Nos modelos ensaiados, uma menor quantidade de barras nos tirantes resultou em maior rigidez. No entanto, essa alteração não afetou a capacidade resistente dos modelos.
- Apesar dos critérios de verificação da NBR 6118 (2023) indicarem que os blocos ensaiados deveriam apresentar comportamento flexível, observou-se que, de maneira geral, os modelos ensaiados apresentaram comportamento rígido. O critério estabelecido pela NBR 6118 (2023), que se baseia nas dimensões do bloco para definição do seu comportamento, não é efetivo, sendo que tal condição, para ser efetiva, deve-se considerar a profundidade efetiva e o ângulo das bielas;
- As tensões de tração ao longo dos tirantes não são constantes e à medida em que se afasta do centro do vão do bloco elas vão diminuindo. Além disso, após passarem pela zona nodal inferior, há uma redução ainda mais significativa, devido aos efeitos de compressão das bielas;
- A distribuição das forças de tração horizontais entre as barras não é uniforme. Em alguns casos, as forças experimentais chegaram a ser 13 vezes maiores do que os valores calculados pelo método analítico de Blévyot e Frémy (1967);

- O comportamento mecânico dos modelos não foi comprometido mesmo sem os ganchos. Esse comportamento também foi observado em estudos de vários outros autores, como Delalibera (2006), Tomaz (2018), Gonçalves (2020), entre outros. A exigência de utilização de ganchos na armadura principal de tração dos blocos, conforme especificado pela NBR 6118 (2023), pode ser reavaliada;
- As tensões nas estacas não são constantes e a maior parte da carga é transferida para a região interna da estaca. Tal comportamento indica que a estaca está sujeita à flexo-compressão, o que contradiz a hipótese de Blévo e Frémy (1967), que propõem em seu modelo de cálculo, que as estacas estão sujeitas apenas à ação de forças de compressão;
- As tensões ao longo das barras da armadura longitudinal dos pilares não são constantes, contrariando a hipótese proposta por Fusco (1995), que em blocos que suportam pilares submetidos à compressão centrada, todas as barras de armaduras longitudinais estariam sob o mesmo nível de tensão;
- As tensões na zona nodal superior são significativamente maiores, em comparação com as tensões na zona nodal inferior. Nos modelos ensaiados a tensão média na zona nodal superior foi 46% maior que a resistência à compressão do concreto utilizado nos blocos. No estudo conduzido por Blévo e Frémy, a tensão no concreto próximo ao pilar foi aproximadamente 40% superior à resistência à compressão.
- O método analítico proposto por Blévo e Frémy (1967) tem uma precisão considerável ao representar o comportamento das tensões nodais em blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação;
- A rigidez mais elevada, dos modelos com barras de  $\varnothing 20,0$  mm, resultou na concentração das deformações na região central das bielas. Em contrapartida, nos modelos com barras de  $\varnothing 12,5$  mm, que são mais flexíveis, houve um maior deslocamento na flexão. Esse maior deslocamento gerou um aumento nas deformações da zona nodal superior, inferior e nas barras dos tirantes.
- A análise entre a força última experimental e por meio do método analítico proposto por Tomaz *et al.* (2018) obteve uma relação bastante próxima. Embora o método de Blévo e Frémy (1967) indique uma boa relação entre os valores analíticos e os experimentais, ele é relativamente menos preciso do que o método de Tomaz *et al.* (2018).

- A adição de uma chapa de ligação no topo das estacas de perfil metálico, em blocos de coroamento em concreto armado, pode proporcionar um aumento na sua capacidade resistente.

## 6. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

### 6.1. Considerações iniciais

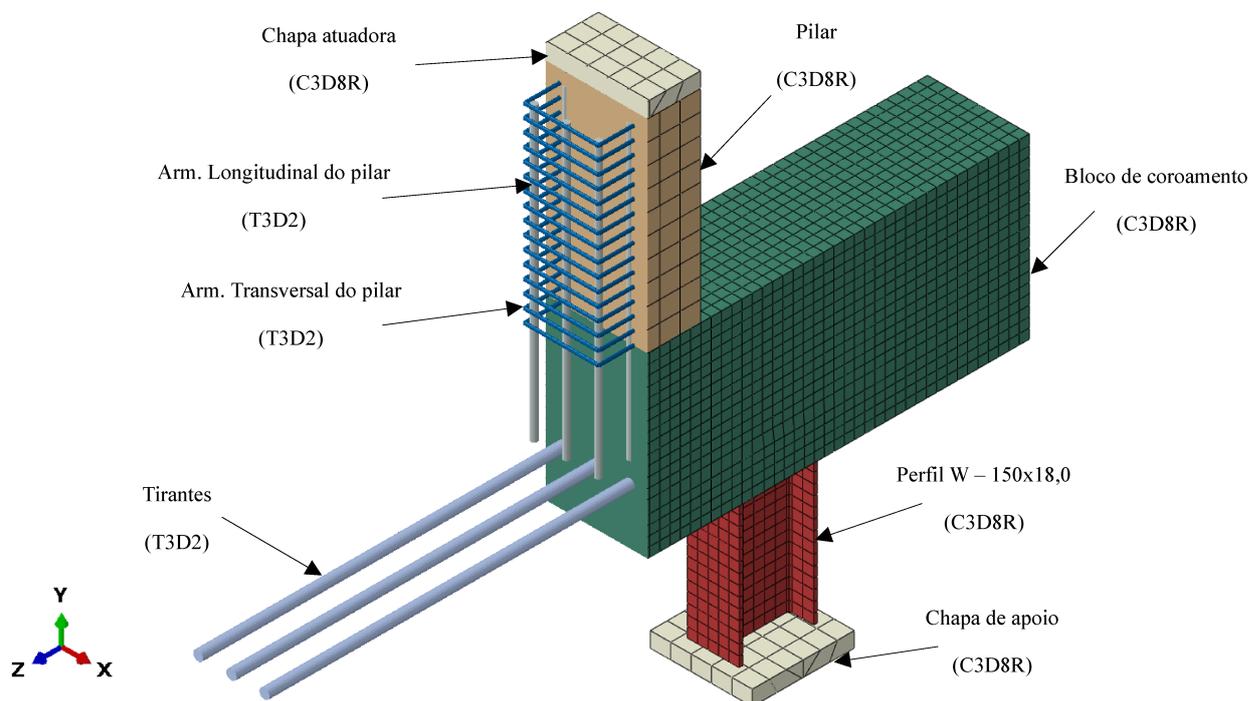
Neste capítulo, são analisados os resultados obtidos por meio das simulações numéricas realizadas no *software* ABAQUS/CAE®. Todos os modelos ensaiados foram modelados numericamente, com as condições de contorno e a aplicação de forças ajustadas para refletir as condições reais dos ensaios. As propriedades mecânicas dos materiais, utilizadas nos modelos constitutivos das modelagens numéricas, foram as determinadas nos ensaios de caracterização. As análises incluem, os fluxos de tensões dos blocos e das armaduras, e, por fim, a rigidez e força última dos modelos.

### 6.2. Elementos finitos e malha

Os tirantes, as armaduras longitudinais e transversais dos pilares foram modeladas utilizando *2-node linear 3-D Truss* (T3D2), que pode ser traduzido como treliça linear de 2 nós em 3D. O *2-node linear* se refere a um tipo de elemento finito que possui apenas 2 pontos nodais. *3-D Truss* ou Treliça em 3D é uma estrutura tridimensional composta por barras que são conectadas por meio de nós.

Os blocos, os pilares, as chapas atuadoras, as chapas de apoio, as chapas de ligação e os perfis W foram modelados utilizando *8-node linear brick, reduced integration, hourglass control* (C3D8R). O *8-node linear brick* se refere a um tipo de elemento finito usado em análises numéricas, com 8 pontos nodais, que é comumente utilizado para modelar estruturas tridimensionais. O termo *Reduced integration* significa integração reduzida, o que implica em um método de integração numérica que utiliza menos pontos de integração do que o método padrão, geralmente utilizado para melhorar a eficiência computacional. O termo *Hourglass control* ou controle de efeito ampulheta é uma técnica usada para evitar deformações artificiais que podem ocorrer em elementos finitos com formas retangulares ou quadrangulares durante a análise numérica. A figura 6.1 mostra os tipos de elementos finitos aplicados em cada uma das partes dos modelos.

Figura 6.1 - Elementos Finitos



Fonte: O autor.

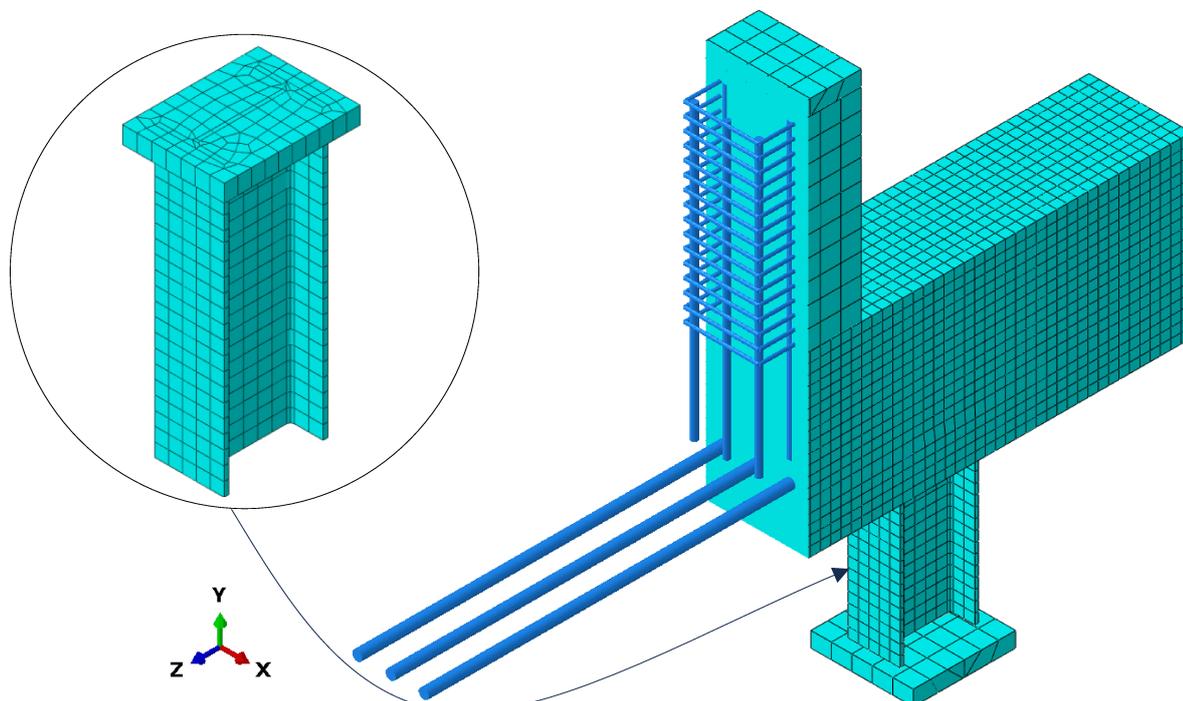
A tabela 6.1 mostra os tipos de elementos finitos utilizados para representar cada parte dos modelos e a dimensão das malhas, em milímetros (mm), utilizadas para discretizar cada uma dessas partes constituintes, por fim, a figura 6.2 mostra o modelo discretizado.

Tabela 6.1 - Tipo e dimensão dos elementos finitos

Parte do modelo	Dimensão da malha (mm)	Tipo de elemento finito
Arm. longitudinal do pilar	20,0	T3D2
Arm. Transversal do pilar	40,0	T3D2
Tirantes	40,0	T3D2
Bloco de coroamento	20,0	C3D8R
Chapa atuadora	40,0	C3D8R
Chapa de apoio	40,0	C3D8R
Chapa de ligação	20,0	C3D8R
Perfil W – 150x18,0	20,0	C3D8R
Pilar	40,0	C3D8R

Fonte: O autor.

Figura 6.2 - Modelo Discretizado



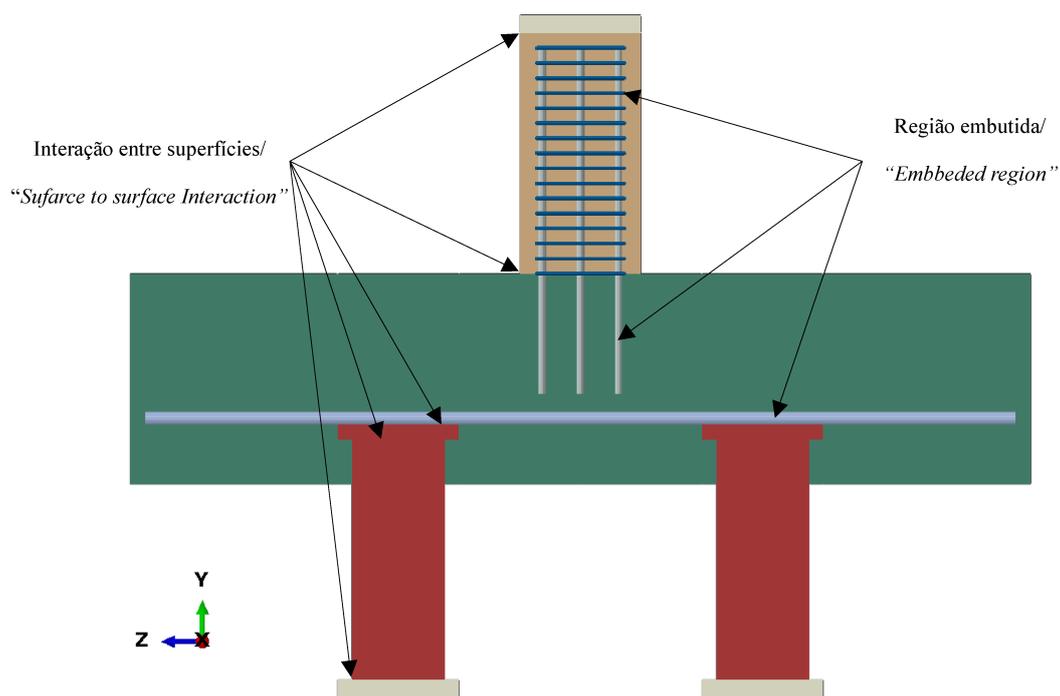
Fonte: O autor.

### 6.3. Interação entre as partes

A interação entre as partes constituintes dos modelos foi realizada no menu “*Interaction*” utilizando as opções “*Create Interaction Property*” e “*Create Constraint*”. Para a interação entre as seguintes superfícies: chapas de apoio e as estacas; chapas de ligação e as estacas; estacas e o bloco; chapas de ligação e o bloco; pilar e o bloco; pilar e a chapa atuadora, foi utilizado o método de interação “*surface to surface interaction*”. O tipo de interação foi definido como “*Tie*”, essa interação impõe uma restrição de ligação baseada em superfícies, garantindo que duas superfícies se movam e rotacionem em conjunto, restringindo todos os seus graus de liberdade. Isso significa que, ao invés das partes simplesmente se tocarem, elas se comportam como uma única peça.

As interações entre o bloco e os tirantes, o bloco e as armaduras longitudinais do pilar, o pilar e as armaduras longitudinais e transversais foram realizadas por meio da opção “*Embedded region*”. Essa interação realiza uma ligação perfeita entre uma região incorporada e a região hospedeira. Ainda segundo PATHIRANA *et al.* (2016) esse modelo de contato limita os graus de liberdade translacional dos nós embutidos e impede o deslizamento entre as armaduras e o concreto. A figura 6.3 mostra os tipos de interação entre as partes constituintes dos modelos.

Figura 6.3 - Propriedades das interações de contato

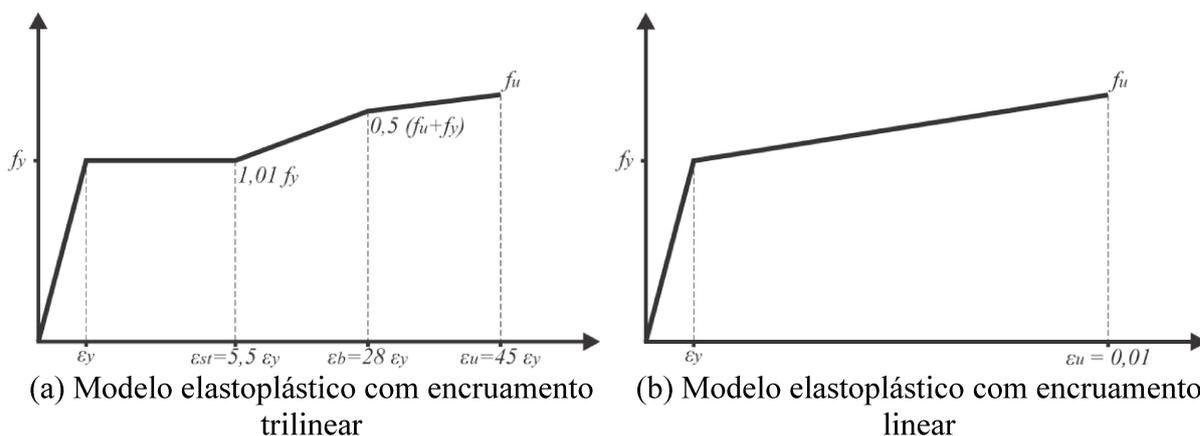


## 6.4. Modelos Constitutivos

### 6.4.1. Aço

Para o perfil W foi adotada a relação constitutiva proposta por Earls (1999), essa relação de tensão-deformação é baseada em um modelo elastoplástico, que leva em conta o efeito de encruamento do aço por meio de uma região trilinear (Figura 6.4 (a)). Para as armaduras transversais, longitudinais e os tirantes adotou-se um modelo elastoplástico com encruamento linear positivo (Figura 6.4 (b)).

Figura 6.4 Relação tensão-deformação para os elementos de aço



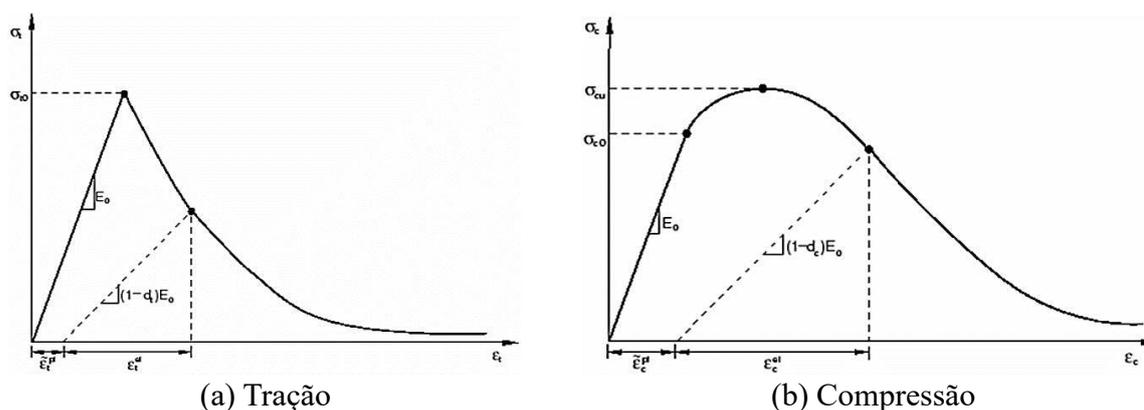
### 6.4.2. Concreto

Lubliner *et al.* (1988) apresentaram um modelo constitutivo baseado na formulação da teoria da plasticidade, para análise não linear do concreto. Este novo modelo constitutivo, o *concrete damage plasticity* (CDP), usa critério de escoamento que considera os efeitos da degradação da rigidez elástica e plástica. O CDP é baseado na suposição de dano isotrópico ou escalar, sendo projetado para aplicações em que o concreto está sujeito a condições de carga arbitrárias, incluindo carga cíclica. O modelo leva em consideração a degradação da rigidez elástica, induzida pelo esforço plástico tanto em tração quanto em compressão. O critério de falha é um modelo de dano contínuo baseado na plasticidade, assumindo que os principais mecanismos de falha são o trincamento sob tração e o esmagamento sob compressão do material concreto.

Em condições de tração uniaxial (Figura 6.5 (a)), a resposta tensão-deformação segue uma relação elástica linear até que o valor da tensão de ruptura seja alcançado. A tensão de ruptura é o ponto em que as primeiras microfissuras começam a se formar no concreto. Essa formação de microfissuras se manifesta macroscopicamente com uma resposta de enfraquecimento na tensão-deformação, resultando na localização de deformações na estrutura do concreto.

Quando submetido à compressão uniaxial (Figura 6.5 (b)), a resposta é linear até que o valor da tensão inicial do escoamento seja atingido. No regime plástico, a resposta é caracterizada pelo aumento progressivo de sua resistência à compressão, seguido pelo enfraquecimento decorrente da deformação além tensão de resistência máxima. Essa representação, apesar de um pouco simplificada, abrange os principais aspectos da resposta do concreto.

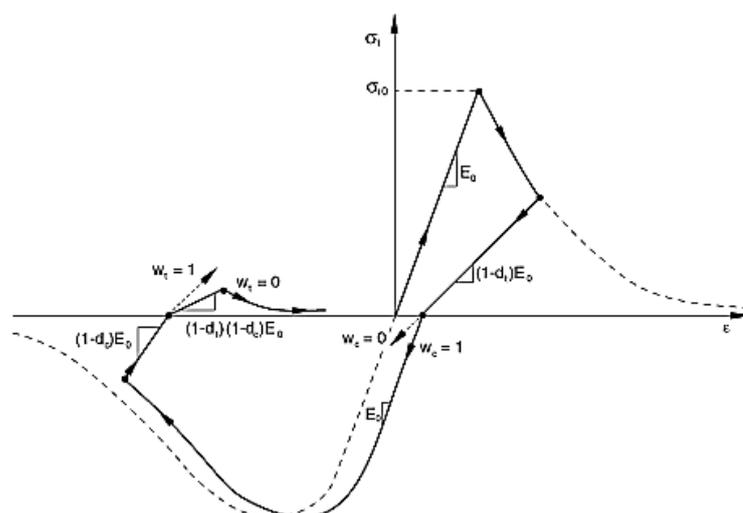
Figura 6.5 - Resposta do concreto ao carregamento uniaxial



Fonte: Adaptado de Systèmes (2016)

Em condições de carregamento cíclico uniaxial (Figura 6.6), os mecanismos de degradação são bastante complexos, envolvendo abertura e fechamento de microfissuras já formadas, além da interação entre elas. Em ensaios experimentais, Lubliner *et al.* (1988) observaram que ocorre uma recuperação parcial da rigidez elástica à medida em que a carga muda de direção, durante um teste cíclico uniaxial. Esse fenômeno é conhecido como efeito unilateral ou efeito de recuperação de rigidez, é um aspecto importante no comportamento do concreto, submetido a carga cíclica. O efeito geralmente se manifesta quando a carga transita de tração para compressão, ocasionando o fechamento de trincas de tração e, conseqüentemente, resultando na recuperação da rigidez à compressão.

Figura 6.6 - Ciclo de carga uniaxial - tração-compressão-tração



Fonte: Adaptado de Systèmes (2016)

As variáveis de entrada desse modelo constitutivo são: o ângulo de dilatância ( $\psi$ ); o fluxo de excentricidade potencial ( $\epsilon$ ); a razão entre a resistência dos campos de tensões biaxial e uniaxial de compressão ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ); a razão da segunda constante de tensão no meridiano de tração para o meridiano de compressão ( $K_c$ ) e o parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ).

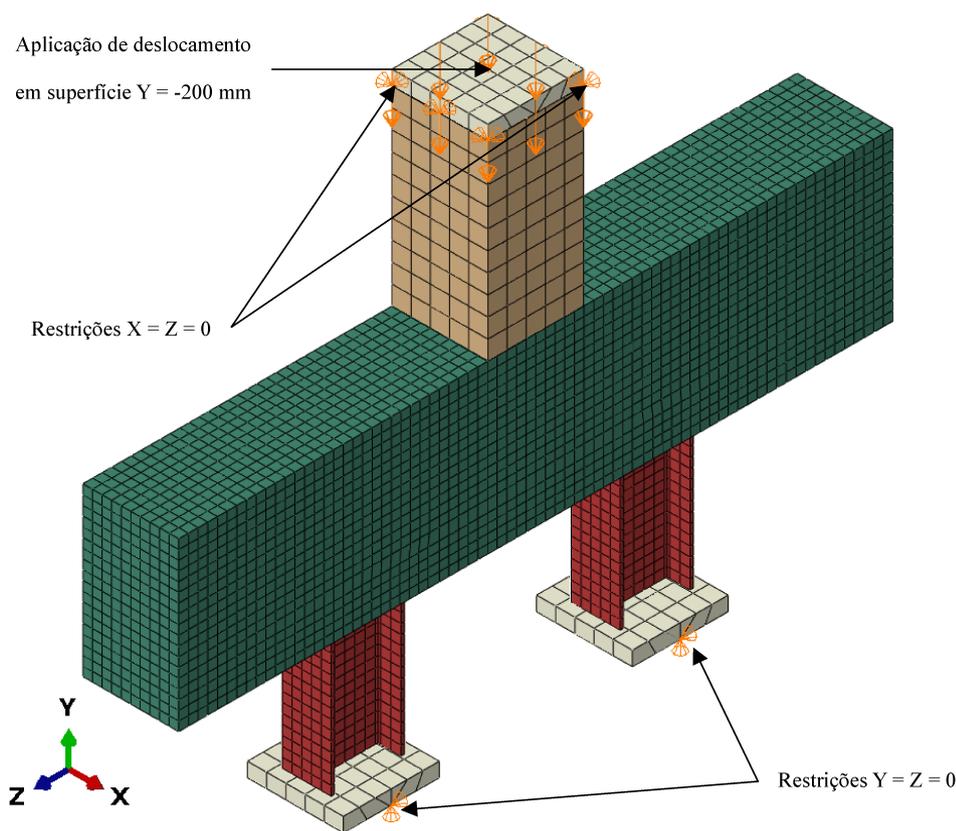
Para a realização das simulações numéricas, fixou-se os seguintes valores nas variáveis de entrada: 38,5 para o ângulo de dilatância; 1,0 para o fluxo de excentricidade potencial; 1,167 para a razão entre as resistências dos campos de tensões biaxial e uniaxial de compressão; 0,6667 para a razão da segunda constante de tensão no meridiano de tração em relação ao meridiano de compressão e 0,00007 para o parâmetro de viscosidade. Além disso, a relação tensão-deformação proposta por Carreira e Chu (1985, 1986) foi utilizada para representar o comportamento do material concreto.

### 6.5. Condições de contorno

As ações externas e vinculações nos modelos numéricos, foram implementadas por meio de restrições e aplicação de deslocamentos. Para manter o bloco em equilíbrio, as condições de contorno e a aplicação de forças foram equivalentes às condições reais dos ensaios. Foram colocadas restrições de deslocamento em uma linha no centro da face inferior das chapas de apoio, nas direções globais Y e Z, e nas arestas do topo do pilar, direções globais X e Z.

A aplicação de forças externas foi realizada por meio de um deslocamento de -200 mm, na face superior da chapa atuadora, na direção Y. A figura 3.11 mostra as condições de contorno aplicadas no modelo numérico.

Figura 6.7 - Condições de contorno



### 6.6. Análise dos resultados

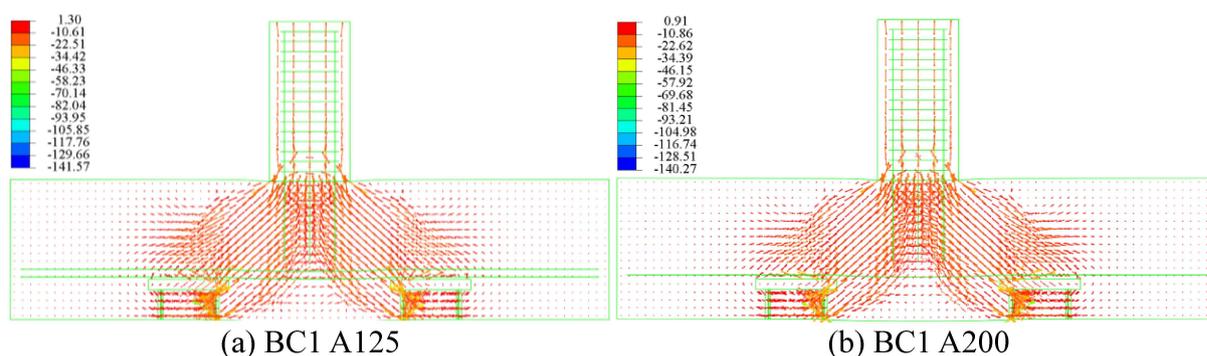
Neste item, é mostrado o fluxo de tensões de compressão nos blocos, o fluxo de tensões de tração das armaduras e a rigidez e força última dos modelos.

### 6.6.1. *fluxo de tensões de compressão*

Em todos os modelos numéricos houve a formação de bielas, conforme mostrado nas figuras 6.8, 6.9 e 6.10 (valores da legenda em MPa), o fluxo de tensões de compressão dividiu-se igualmente na zona nodal superior e propagou-se até a zona nodal inferior.

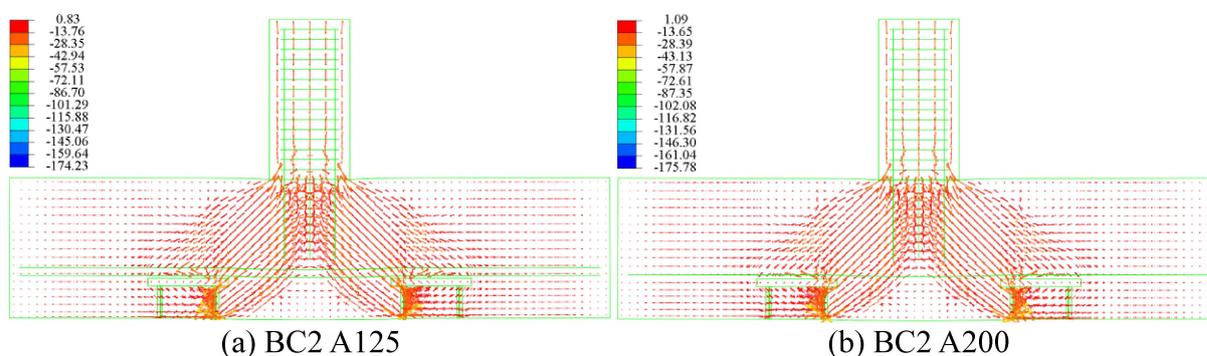
Por meio do fluxo de tensões de compressão foi possível observar a forma geométrica das bielas. A geometria é semelhante ao dano dos modelos ensaiados experimentalmente. Isso indica que o comportamento mecânico observado nos modelos numéricos e nos modelos experimentais foi semelhante. Observou-se que não há diferenças significativas na formação das bielas entre blocos sobre estacas metálicas e de concreto. Por fim, notou-se que a biela não apresenta uma geometria homogênea, na região interna do bloco, existem pequenas variações em sua forma geométrica.

Figura 6.8 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



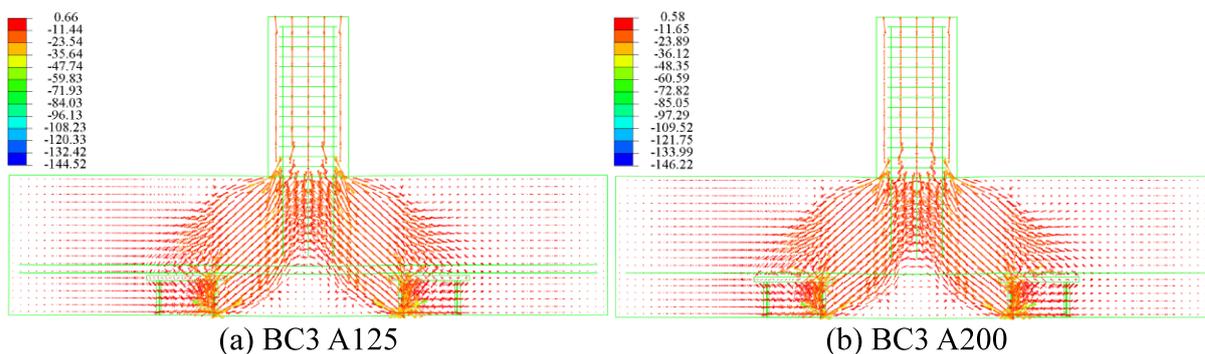
Fonte: O autor.

Figura 6.9 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 6.10 - Fluxo de tensões de compressão dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol

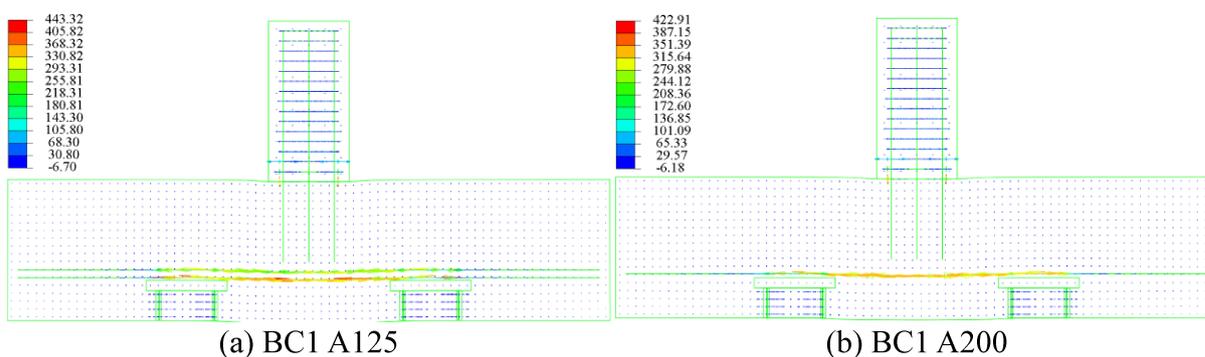


Fonte: O autor.

### 6.6.2. *fluxo de tensões de tração*

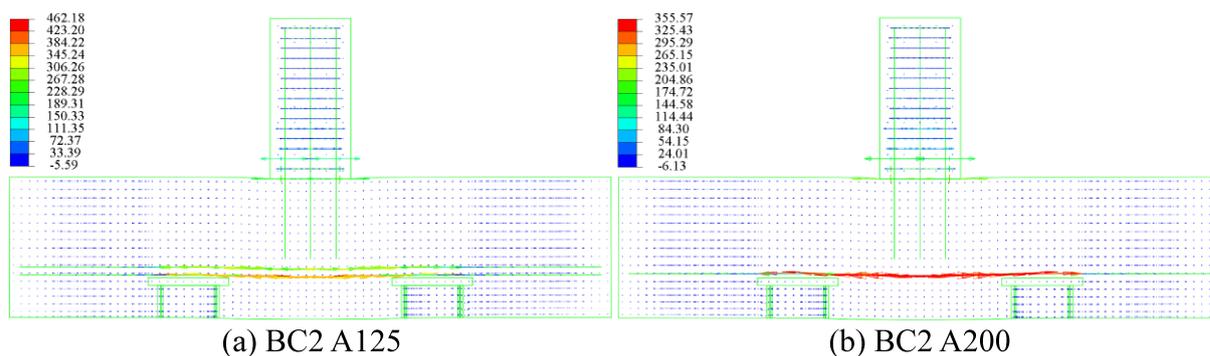
O comportamento dos tirantes dos modelos numéricos foi semelhante ao dos modelos experimentais. Na maior parte dos modelos, as tensões máximas de tração ocorreram no centro do vão. Além disso, observou-se que as tensões de tração ao longo dos tirantes não são constantes e à medida em que se afasta do centro do vão, elas diminuem. Após passarem pela zona nodal inferior, houve uma redução ainda mais significativa, devido aos efeitos de compressão das bielas. Foi observado também, que a distribuição das forças de tração horizontais entre as barras não é uniforme. O mesmo comportamento foi observado nos modelos experimentais. As figuras 6.11, 6.12 e 6.13 mostram os fluxos de tensões de tração dos modelos (valores da legenda em MPa).

Figura 6.11 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 1 pol



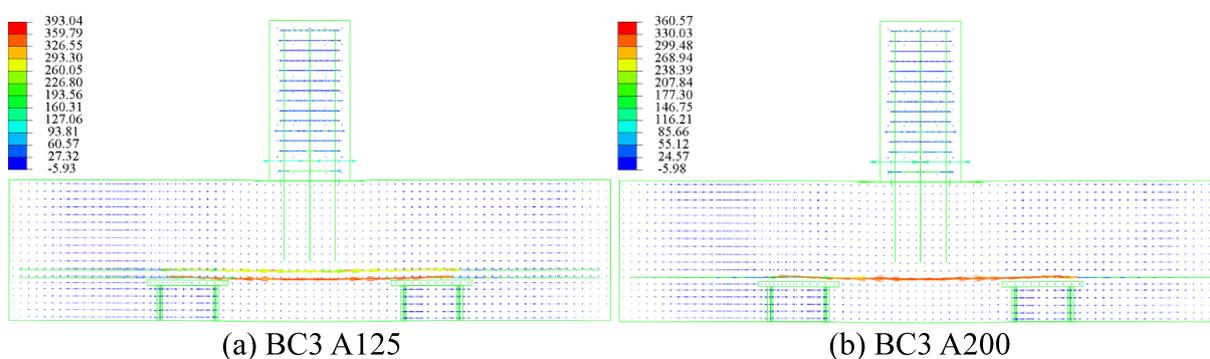
Fonte: O autor.

Figura 6.12 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 3/4 pol



Fonte: O autor.

Figura 6.13 - Fluxo de tensões de tração dos modelos com chapa de ligação de 1/2 pol



Fonte: O autor.

Para a análise das tensões, foram comparados os valores experimentais, numéricos e analíticos pelo método de Blévoit e Frémy (1967). A tensão última experimental foi determinada como o maior valor registrado entre os extensômetros E1, E2 ou E3, conforme mostrado no item 5.4. Já a tensão última numérica corresponde ao maior valor registrado nos nós dos tirantes das simulações numéricas. A tabela 6.2 mostra a análise entre as tensões de tração últimas dos modelos.

A relação média entre a tensão última experimental e a analítica foi de 1,17, com um coeficiente de variação de 20,4%. Embora a relação seja relativamente baixa, os valores experimentais são, em média, 17% superiores aos calculados pelo método analítico, o elevado coeficiente de variação sugere que o método de Blévoit e Frémy (1967) não possui uma boa capacidade de previsão das tensões de tração, mostrando uma inconsistência entre os resultados obtidos.

Os modelos numéricos previram o comportamento mecânico dos tirantes com uma precisão considerável, a relação média entre a tensão última experimental e numérica foi de 1,08, com um coeficiente de variação de 15,1%. Além disso, foi observado que os modelos com

barras de Ø12,5 mm tiveram tensões de tração significativamente maiores quando comparados com modelos com barras de Ø20,0 mm, o mesmo padrão de comportamento observado nos ensaios experimentais.

Tabela 6.2 - Análise entre as tensões de tração últimas

Modelo	Tensão (Mpa)			$\sigma_{u,exp}/\sigma_{u,ana}$	$\sigma_{u,exp}/\sigma_{u,num}$	$\sigma_{u,ana}/\sigma_{u,num}$
	$\sigma_{u,exp}$	$\sigma_{u,ana}$	$\sigma_{u,num}$			
BC1 A125	440,17	375,0	443,32	1,17	0,99	0,85
BC1 A200	405,51	375,0	422,91	1,08	0,96	0,89
BC2 A125	607,35	375,0	462,18	1,62	1,31	0,81
BC2 A200	301,42	375,0	355,57	0,80	0,85	1,05
BC3 A125	435,94	375,0	393,04	1,16	1,11	0,95
BC3 A200	488,88	375,0	360,57	1,20	1,24	1,04

Notas:  $\sigma_{u,exp}$  é a tensão máxima experimental.  $\sigma_{u,ana}$  é a tensão máxima analítica pelo método de Blévoit e Frémy (1967),  $\sigma_{u,num}$  é a tensão máxima numérica.

Fonte: O autor.

Por fim, observou-se uma maior proximidade entre os modelos numéricos e modelo analítico proposto por Blévoit e Frémy (1967), a relação entre as tensões de tração últimas obteve uma média de 0,93 e um coeficiente de variação de apenas 9,9%.

### 6.6.3. Rigidez e força última dos modelos

Apesar de apresentarem resultados satisfatórios, principalmente em relação às forças últimas, os modelos numéricos demonstraram rigidez superior à observada nos modelos experimentais (Figuras 6.14 a 6.19), o mesmo comportamento observado por Delalibera (2006), Buttignol e Almeida (2012) e Munhoz (2014) em suas pesquisas.

De fato, nenhuma das simulações numéricas conseguiu reproduzir, com exatidão, o comportamento dos modelos experimentais, essa discrepância pode ser atribuída a quatro fatores: a aderência perfeita entre os elementos de barra e o concreto; a ligação perfeita entre as partes constituintes dos modelos; a acomodação do modelo experimental no início do ensaio; os deslocamentos residuais produzidos pelo próprio sistema de ensaio durante a realização dos testes.

Em relação ao primeiro fator, Delalibera (2006) analisou a influência da aderência perfeita em simulações numéricas de blocos sobre estacas. Segundo o autor, os resultados dos modelos que consideraram a aderência perfeita e os que consideraram deslocamentos relativos entre o aço e o concreto foram bastante semelhantes.

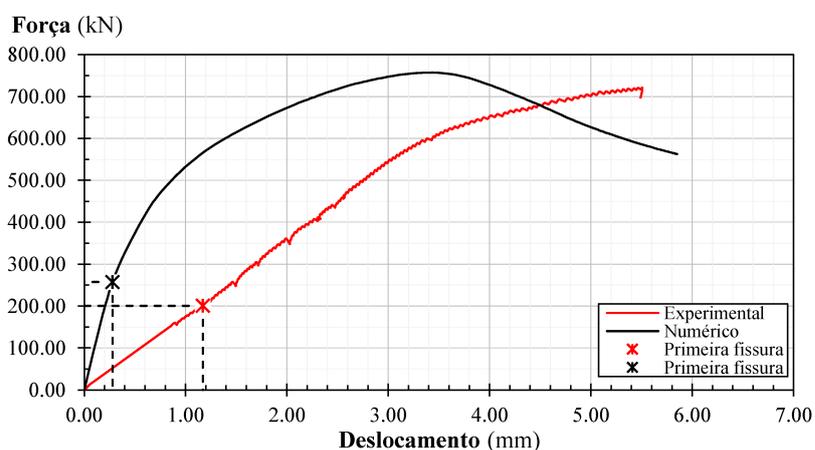
O segundo fator e provavelmente o mais significativo para o aumento da rigidez dos elementos analisados, foi a interação entre as partes constituintes. O tipo de interação adotada impôs restrições que, ao invés de permitir que as partes apenas se tocassem, fez com que elas se comportassem como uma única peça. Uma possível solução para esse problema seria uma análise paramétrica modelando as ligações entre superfícies com um comportamento de penalidade tangencial entre as partes constituintes.

Em relação aos dois últimos fatores, que podem ter influenciado a capacidade de aferição das simulações numéricas, com exatidão, foi a possibilidade de acomodações e deslocamentos residuais durante os ensaios. Para conter esses fatores, foi aplicado um pequeno carregamento inicial antes da realização do ensaio. Esse carregamento visava permitir uma acomodação inicial, no entanto, observou-se que o modelo BC3 A200 apresentou um processo de acomodação, que se estendeu até aproximadamente 300 kN. Provavelmente esse fenômeno tenha ocorrido em todos os modelos ensaiados, entretanto, não foi possível mensurar essa acomodação de forma precisa.

A diferença de rigidez entre os modelos experimentais e numéricos, também pode ser observada por meio das fissuras. Nos modelos numéricos, a primeira fissura surgiu no centro do vão quando a carga atingiu cerca de 250 kN, enquanto nos modelos experimentais ela surgiu com uma carga de 200 kN. Devido à maior rigidez dos modelos numéricos, a deformação da peça foi menor, resultando na formação da primeira fissura sob uma carga mais elevada.

Em todos os modelos numéricos, o modo de falha foi semelhante aos modelos experimentais, todos os modelos falharam por cisalhamento, ou seja, houve ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior. Além disso, a formação e progressão das fissuras foram semelhantes aos modelos experimentais.

Figura 6.14 - Força vs. deslocamento BC1 A200



Fonte: O autor.

Figura 6.15 - Força vs. deslocamento BC2 A200

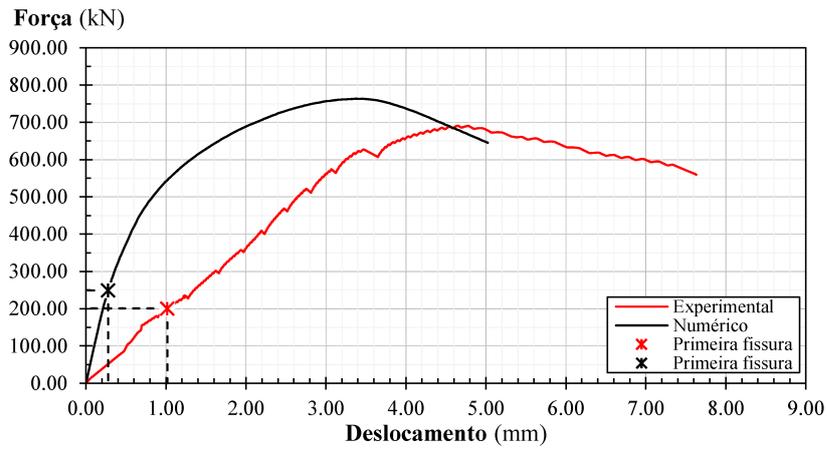


Figura 6.16 - Força vs. deslocamento BC3 A200

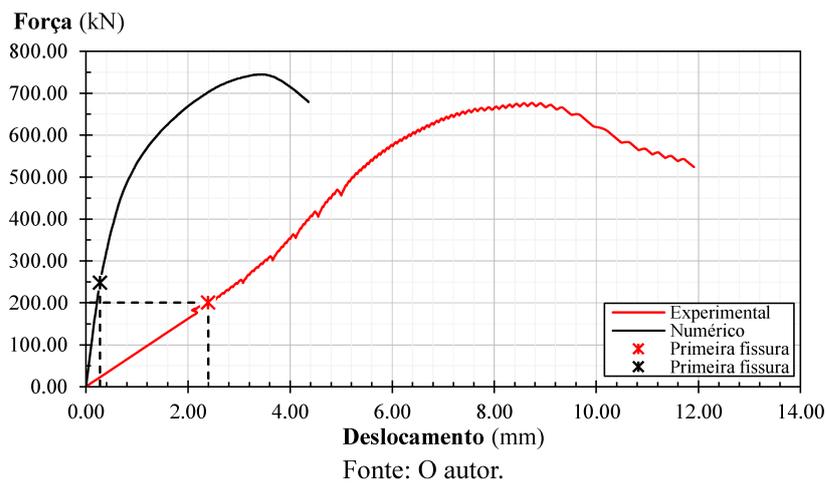


Figura 6.17 - Força vs. deslocamento BC1 A125

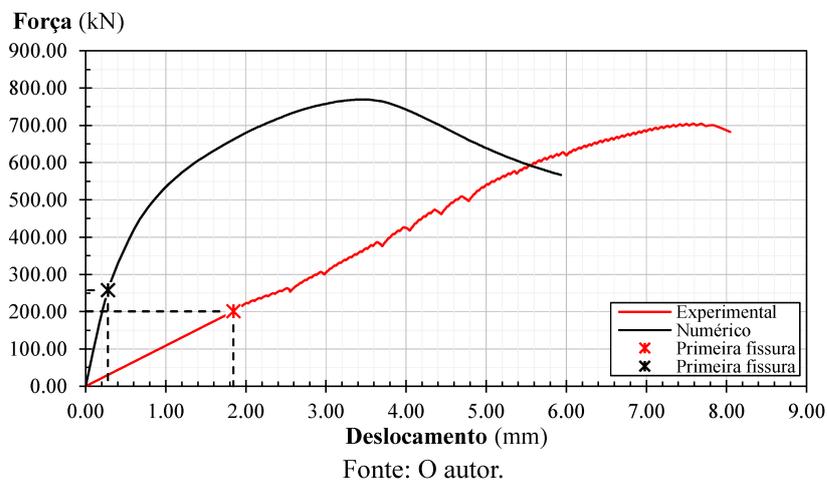


Figura 6.18 - Força vs. deslocamento BC2 A125

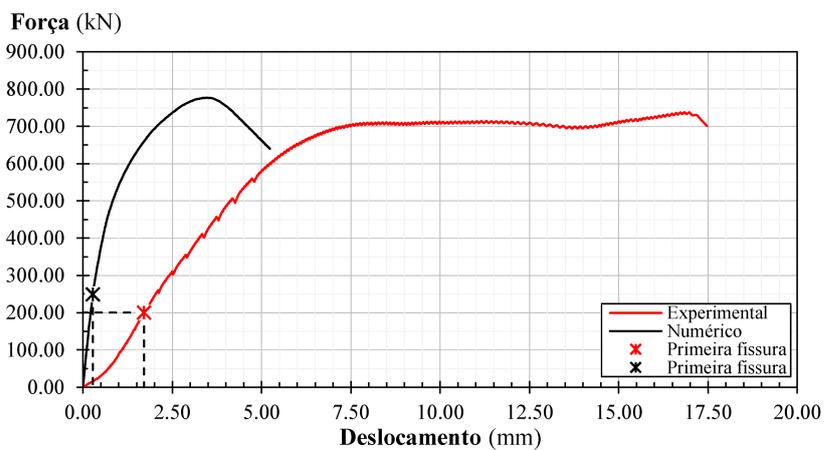
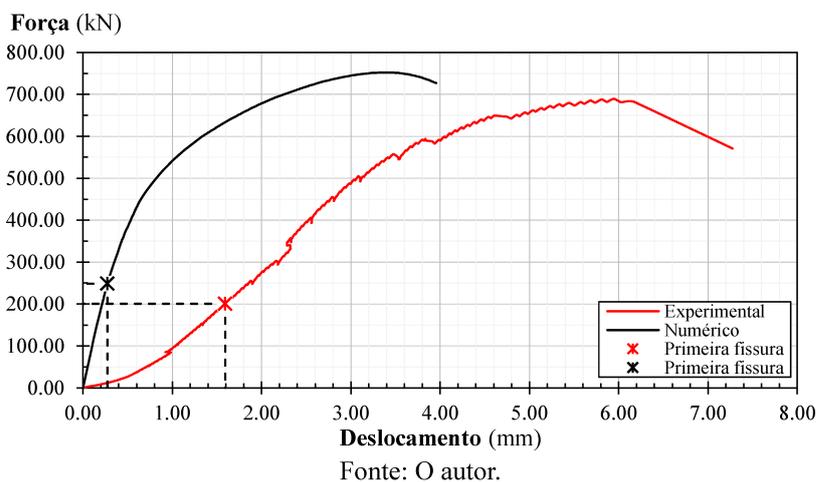


Figura 6.19 - Força vs. deslocamento BC3 A125



A análise estatística entre as forças últimas experimentais e numéricas foi bastante satisfatória, a tabela 6.3 mostra a comparação entre as forças últimas experimentais e numéricas.

Tabela 6.3 - Comparação entre as forças últimas experimentais e numéricas

Modelo	Força (kN)		$F_{u,exp}/F_{u,num}$
	$F_{u,exp}$	$F_{u,num}$	
BC1 A125	704,51	769,34	0,92
BC1 A200	720,77	756,92	0,95
BC2 A125	737,87	776,71	0,95
BC2 A200	692,19	763,17	0,91
BC3 A125	689,42	752,19	0,92
BC3 A200	677,12	744,85	0,92

Notas:  $F_{u,exp}$  é a força última experimental,  $F_{u,num}$  é a força última numérica.

Fonte: O autor.

Os modelos numéricos obtiveram uma força última, em média, 7,49% maior que os modelos experimentais, além disso, o coeficiente de variação da relação entre as forças últimas foi de 2,0%. Esse valor indica uma pequena dispersão dos resultados em torno da média, demonstrando que, os modelos numéricos representaram com precisão o comportamento dos modelos ensaiados experimentalmente.

## **6.7. Comentários finais do capítulo**

Neste capítulo, foi realizada a análise dos resultados, obtidos a partir das simulações numéricas realizadas nos 6 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação. A análise abordou os fluxos de tensões de compressão dos blocos, os fluxos de tensões de tração das armaduras, e, por fim a rigidez e força última dos modelos. Como síntese e conclusão do capítulo, pode-se afirmar que:

- As simulações numéricas se mostraram efetivas para analisar o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas, as relações entre as tensões e forças últimas numéricas, experimentais e analíticas obtiveram uma aproximação satisfatória.
- O fluxo de tensões de compressão se dividiu igualmente na zona nodal superior e se propagou até a zona nodal inferior.
- As tensões de tração ao longo dos tirantes não foram constantes e à medida em que se afastou do centro do vão elas foram diminuindo. Após passarem pela zona nodal inferior, houve uma redução ainda mais significativa devido aos efeitos de compressão das bielas.
- O modo de falha foi o mesmo, tanto para os modelos experimentais quanto para os modelos numéricos, todos falharam por cisalhamento, ou seja, houve ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior.

# 7. CONCLUSÕES

## 7.1. Considerações finais

Esta pesquisa teve como objetivo analisar, por meio de ensaios experimentais e simulações numéricas, o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas de perfil W laminado com chapas de ligação. O intuito foi obter uma melhor compreensão dos fluxos de tensões e do comportamento das regiões nodais.

Inicialmente, foi realizada uma extensa revisão bibliográfica sobre o tema. Por meio desta revisão, verificou-se a necessidade de investigações adicionais, devido à escassez de literatura técnica disponível, divergências entre os parâmetros adotados pelos métodos analíticos e divergências dos resultados numéricos e/ou experimentais quando comparados com esses métodos.

Para o desenvolvimento da pesquisa foram fabricados 6 modelos experimentais. Nesses modelos, foram analisados o comportamento geral, a rigidez e a força última, a deformação dos tirantes, a deformação das estacas, a deformação das armaduras longitudinais dos pilares, a deformação do concreto na região das bielas e a comparação com o modelo de referência.

Após os ensaios e análise dos modelos experimentais, foram investigados, por meio de simulações numéricas, os fluxos de tensões de compressão dos blocos, os fluxos de tensões de tração das armaduras e, por fim, a rigidez e força última dos modelos. Desta forma, foi possível estabelecer as seguintes conclusões a partir do desenvolvimento deste trabalho:

### a) Revisão bibliográfica

- As duas principais teorias que fundamentam os modelos analíticos de blocos sobre estacas é o método de bielas e tirantes, empregado em blocos determinados como rígidos e o método das seções, empregado em blocos determinados como flexíveis.
- Ainda não existe um método de cálculo unificado e nem um consenso quanto aos parâmetros a serem utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas. Há diversos métodos na literatura que buscam determinar qual o principal mecanismo de ruína e qual a carga de ruptura desses elementos, entretanto, existem várias divergências entre eles.

## b) Ensaios experimentais

- Nos modelos ensaiados, uma menor quantidade de barras nos tirantes resultou em maior rigidez. No entanto, essa alteração não afetou a capacidade resistente dos modelos.
- Apesar dos critérios de verificação da NBR 6118 (2023) indicarem que os blocos ensaiados deveriam apresentar comportamento flexível, observou-se que, de maneira geral, os modelos ensaiados apresentaram comportamento rígido. O critério estabelecido pela NBR 6118 (2023), que se baseia nas dimensões do bloco para definição do seu comportamento, não é efetivo, sendo que tal condição, para ser efetiva, deve-se considerar a profundidade efetiva e o ângulo das bielas;
- As tensões de tração ao longo das barras não são constantes e à medida em que se afasta do centro do vão do bloco, elas diminuem. Além disso, após passarem pela zona nodal inferior, há uma redução ainda mais significativa, devido aos efeitos de compressão das bielas;
- A distribuição das forças de tração horizontais entre as barras, não é uniforme. Em alguns casos, as forças experimentais chegaram a ser 13 vezes maiores do que os valores calculados pelo método analítico de Blévoit e Frémy (1967);
- O comportamento mecânico dos modelos não foi comprometido mesmo sem os ganchos. Esse comportamento também foi observado em estudos de vários outros autores, como Delalibera (2006), Tomaz (2018), Gonçalves (2020), entre outros. A exigência de utilização de ganchos na armadura principal de tração dos blocos, conforme especificado pela NBR 6118 (2023), pode ser reavaliada;
- As tensões nas estacas não são constantes e a maior parte da carga é transferida para a região interna da estaca. Tal comportamento indica que a estaca está sujeita à flexo-compressão, o que contradiz a hipótese de Blévoit e Frémy (1967), que propõem em seu modelo de cálculo, que as estacas estão sujeitas apenas à ação de forças de compressão;
- As tensões ao longo das barras da armadura longitudinal dos pilares não são constantes, contrariando a hipótese proposta por Fusco (1995), que em blocos que suportam pilares submetidos à compressão centrada, todas as barras de armaduras longitudinais estariam sob o mesmo nível de tensão;

- As tensões na zona nodal superior são significativamente maiores, em comparação com as tensões na zona nodal inferior. Nos modelos ensaiados a tensão média na zona nodal superior foi 46% maior que a resistência à compressão do concreto utilizado nos blocos. No estudo conduzido por Blévot e Frémy (1967), a tensão no concreto próximo ao pilar foi aproximadamente 40% superior à resistência à compressão.
- A rigidez mais elevada, dos modelos com barras de Ø20,0 mm, resultou na concentração das deformações na região central das bielas. Em contrapartida, nos modelos com barras de Ø12,5 mm, que são mais flexíveis, houve um maior deslocamento na flexão. Esse maior deslocamento gerou um aumento nas deformações da zona nodal superior, inferior e nas barras dos tirantes.
- A análise entre a força última experimental e por meio do método analítico proposto por Tomaz *et al.* (2018) obteve uma relação bastante próxima. Embora o método de Blévot e Frémy (1967) indique uma boa relação entre os valores analíticos e os experimentais, ele é relativamente menos preciso que o método de Tomaz *et al.* (2018).
- A adição de uma chapa de ligação no topo da estaca de perfil metálico, em blocos de coroamento em concreto armado, pode proporcionar um aumento na sua capacidade resistente.

### c) Simulações numéricas

- As simulações numéricas se mostraram efetivas para analisar o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas, as relações entre as tensões e forças últimas numéricas, experimentais e analíticas obtiveram uma aproximação satisfatória.
- O fluxo de tensões de compressão se dividiu igualmente na zona nodal superior e se propagou até a zona nodal inferior.
- O modo de falha foi o mesmo, tanto para os modelos experimentais quanto para os modelos numéricos, todos falharam por cisalhamento, ou seja, houve ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior.

## 7.2. Sugestões para trabalhos futuros

Para complementar as investigações realizadas neste estudo, é possível desenvolver trabalhos futuros com as seguintes abordagens:

- Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas variando a área das chapas de ligação, com a finalidade de avaliar a distribuição das tensões na zona nodal inferior;
- Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação variando a quantidade de estacas, com a finalidade de avaliar o comportamento mecânico dos blocos e das armaduras.
- Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas com chapas de ligação utilizando concreto com fibras, com a finalidade de avaliar a fissuração, o comportamento mecânico dos blocos e das armaduras.
- Análise experimental de blocos flexíveis sobre duas estacas metálicas, com a finalidade de avaliar o comportamento mecânico dos blocos e das armaduras.

# REFERÊNCIAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. **LRFD bridge design specifications**. 8th Ed. Washington, DC. 2018. 1780 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 16916**: Agregado miúdo – Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021. 7 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 16972**: Agregados – Determinação da massa unitária e do índice de vazios. Rio de Janeiro, 2021. 6 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 17054**: Agregados – Determinação da composição granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2022. 5 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Versão corrigida. Rio de Janeiro, 2016. 9 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023. 242 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996. 33 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022. 108 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Versão corrigida 2. Rio de Janeiro, 2018. 70 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. 5 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7822-1**: Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 1: módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro, 2021. 24 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8800**: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios . Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

ACI – American Concrete Institute. **318-83**: ACI Building Code Requirements for Structural Concrete. Detroit, Michigan 1983, 111 p.

ACI – American Concrete Institute. **ACI 318-14**: Building Code Requirements for Structural Concrete and **ACI 318R- 14**: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan, 2014, 524 p.

ACI – American Concrete Institute. **ACI 318-19**: Building Code Requirements for Structural Concrete and **ACI 318R- 19**: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan, 2019, 628 p.

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: an Experimental Study. **ACI Structural Journal**, v. 87, n. 1, p. 81–92, Jan-Feb. 1990. DOI 10.14359/2945. Disponível em: <https://doi.org/10.14359/2945>. Acesso em 14 fev. 2023.

Al-Sakin, Y. **Experimental and Analytical Studies of Large-Scale Pile Caps**. 2022. 157 p. Dissertation (Doctoral in Civil Engineering) - Oregon State University, 2022. Disponível em: [https://ir.library.oregonstate.edu/concern/graduate\\_thesis\\_or\\_dissertations/ms35th51x](https://ir.library.oregonstate.edu/concern/graduate_thesis_or_dissertations/ms35th51x). Acesso em 10 mar. 2023.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R (1967). Semelles sur pieux. **Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics**, Paris, Vol. 20, n. 230, p. 223-295, fev.

BOULIFA, R.; GOUDJIL, K.; SAMAI, M. L. A New Simplified Approach for Predicting the Bearing Capacity of Rectangular Concrete four-pile Caps. **Engineering Structures**, v. 293, out. 2023. DOI 10.1016/j.engstruct.2023.116635. Disponível em <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116635>. Acesso em 22 dez. 2023.

BSI – British Standards Institution. **BS EN 1992-1-1**: Eurocode 2 – Design of concrete structures. Chiswick, London. 2023. 408p.

BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Three-dimensional Analysis of two-pile Caps. **Revista IBRACON De Estruturas E Materiais**, v. 5, n. 1, p. 252–283, abr. 2012. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/riem/a/Q53kFZSbrbyGBMq9gTT4Dct/>. Acesso em 23 jan. 2023.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 83, n. 1, p. 21–28, 1986.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI Journal Proceedings**, v. 82, n. 6, 1985.

CEB-FIP –Euro-International Comitê for Concrete and International Federation for Prestressing. **Bulletin D’Information N°73F** – Recommandations internationales CEB-FIP pour le calcul et l’exécution des ouvrages en béton. Paris, v.2. 1970.

Clarke, J. L. **Behaviour and design of pile caps with four piles**. Rep. No: 42.489. London: Cement and Concrete Association. 1973.

CPH - Comisión permanente del hormigón. **EHE-08**: Instrucción de hormigón estructural. Madrid, 2011. 704 p.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. 332 p. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. DOI 10.11606/T.18.2006.tde-19072006-093551. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2006.tde-19072006-093551>. Acesso em: 18 de dez. 2022.

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. DOI 10.1016/S0143-974X(99)00024-3. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00024-3](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00024-3). Acesso em 3 abr. 2023.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo. Pini, 1995.

GERDAU. **Estacas metálicas GERDAU**. 9. ed. Porto Alegre: GERDAU, 2018.

GONÇALVES, V. F.; DELALIBERA, R. G.; FILHO, M. A. DE O. Analysis of the pile-to-cap Connection of Pile Caps on Two Steel Piles – an Experimental and Numerical Study. **Engineering structures/Engineering structures (Online)**, v. 252, fev. 2022. DOI 10.1016/j.engstruct.2021.113629. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113629>. Acesso em: 6 jan. 2023.

GONÇALVES, Vítor Freitas. **Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas**. 2020. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020. DOI 10.14393/ufu.di.2020.261. Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2020.261>. Acesso em 10 jan. 2023.

JSCE - Standard Specification for Concrete Structures. **JSCE-15**: Standard Specifications for Concrete Structures - Design. Tokyo, Japan, 2017.

LAUGHERY, L. *et al.* Experimental Investigation of Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Pile Caps. **Aci Structural Journal**, v. 121, n. 1, 1 jan. 2024. DOI 10.14359/51739188. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14359/51739188>. Acesso em 5 fev. 2024.

Lubliner, J. J.; Oliver, S.; Oller, and E. Oñate. **A Plastic-Damage Model for Concrete**. International Journal of Solids and Structures, vol. 25, n. 3, p. 299–329, 1989.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**: concreto armado. 1972. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1972.

MEIRINHOS, G. F. **Projecto de betão armado com modelos de escoras e tirantes assistido por computador**. 2008. 102 p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/12162/1/Texto%20integral.pdf>. Acesso em: 9 jan. 2023.

MELÉNDEZ, C. *et al.* Refined Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for Analysis and Design of Four-Pile Caps. **ACI Structural Journal**, v. 116, n. 4, jul. 2019. DOI 10.14359/51714485. Disponível em: <https://doi.org/10.14359/51714485>. Acesso em 28 dez. 2022.

METWALLY, Mohamed Ibrahim. **Design of Transfer Slabs Using Strut-and-Tie Model**. 2016. 182 p. Thesis (Master of Science in Structural Engineering) – Faculty of Engineering, Mansoura University, 2016. DOI 10.13140/RG.2.2.31899.36647. Disponível em: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31899.36647>. Acesso em 5 mar. 2023.

MIGUEL, Miriam Gonçalves. **Análises experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. 242 p. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. DOI 10.11606/T.18.2000.tde-26052006-161005. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2000.tde-26052006-161005>. Acesso em 21 fev. 2023.

MOGILI, S.; HWANG, S.-J. Softened Strut-and-Tie Model for Shear and Flexural Strengths of Reinforced Concrete Pile Caps. **Journal of Structural Engineering**, v. 147, n. 11, nov. 2021. DOI 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003141. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003141](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003141). Acesso em 3 mar. 2023.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. 160 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. DOI 10.11606/D.18.2004.tde-12072006-103303. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.2004.tde-12072006-103303>. Acesso em: 25 fev. 2023.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. 2014. 358 p. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. DOI 10.11606/T.18.2014.tde-30102014-084828. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2014.tde-30102014-084828>. Acesso em: 22 dez. 2022.

PATHIRANA, W. S. *et al.* Flexural behaviour of composite steel–concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, mai. 2016. DOI 10.1016/j.engstruct.2016.01.057. Disponível em <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.057>. Acesso em 1 abr. 2023.

RAMOS, Filipe Antonio de Coan. **Análise numérica de blocos sobre dez estacas: cálculo das reações de apoio**. 2007. 182 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. DOI 10.11606/D.18.2007.tde-06122007-102925. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.2007.tde-06122007-102925>. Acesso em: 1 mar. 2023.

SAM, C.; IYER, P. KRISHNA. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete four-pile Caps. **Computers & Structures**, v. 57, n. 4, p. 605–622, nov. 1995. DOI 10.1016/0045-7949(95)00068-R. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00068-R](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00068-R). Acesso em: 16 fev. 2023.

SANTOS, D. M.; CARVALHO, M. L.; STUCCHI, F. R. Design of deep pile caps by strut-and-tie models. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 4, p. 832–857, ago. 2019. DOI 10.1590/S1983-41952019000400007. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400007>. Acesso em 17 fev. 2023.

SILVA, Jean Carlos Gonçalves. **Análise experimental da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos**. 2021. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, 2021. DOI 10.14393/ufu.di.2021.495. Disponível em: <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2021.495>. Acesso em: 18 fev. 2023.

SYSTÈMES, D. **ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.14**. Providence, RI: Dassault Systèmes Simulia Corp, 2016.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, Vol. 54, n. 1, p. 19-32, 1976.

TOMAZ, M. A. *et al.* Analysis of the nodal stresses in pile caps. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 6, dec. 2018, p. 1208 – 1257. DOI 10.1590/S1983-41952018000600005. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952018000600005>. Acesso em 03 de jun. 2024.

TOMAZ, Marco Aurélio. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. 2018. 142 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018. DOI 10.14393/ufu.di.2018.1124. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2018.1124>. Acesso em: 27 dez. 2022.

VENTURINI, W. S. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos, EESC-USP, 1987.

YUN, Y. M.; CHAE, H.-S.; RAMIREZ, J. A. A Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for a Four-Pile Reinforced Concrete Cap. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 17, n. 7, p. 365–380, 4 jul. 2019. DOI 10.3151/jact.17.365. Disponível em: <https://doi.org/10.3151/jact.17.365>. Acesso em 9 de jan. 2023.