



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



LETICIA CRUVINEL RAMOS VILAÇA

**Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas com
armadura metálica e não-metálica de barras de polímeros
reforçada com fibra de vidro (GFRP)**

Uberlândia, 2026

LETICIA CRUVINEL RAMOS VILAÇA

**Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas com
armadura metálica e não-metálica de barras de polímeros
reforçada com fibra de vidro (GFRP)**

Texto de Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como
parte dos requisitos para a obtenção do título
de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e
Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo
Delalibera

Uberlândia, 2026

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

V695 Vilaça, Leticia Cruvinel Ramos, 1981-
2026 Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas
com armadura metálica e não-metálica de barras de polímeros
reforçada com fibra de vidro (GFRP) [recurso eletrônico] / Leticia
Cruvinel Ramos Vilaça. - 2026.

Orientadora: Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Pós-graduação em Engenharia Civil.

Modo de acesso: Internet.

DOI <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2026.134>

Inclui bibliografia.

Inclui ilustrações.

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

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:

Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091

Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 329, PPGEC				
Data:	06 de fevereiro de 2026	Hora de início:	8 h e 30 min	Hora de encerramento:	11 h e 40 min
Matrícula do Discente:	12322ECV006				
Nome do Discente:	Leticia Cruvinel Ramos Vilaça				
Título do Trabalho:	Análise experimental de blocos sobre duas estacas metálicas, com armadura metálica e não-metálica de barras de polímeros reforçada com fibra de vidro (GFRP)				
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 e na Sala de Reuniões, 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, Antônio Carlos dos Santos - UFU e Rodrigo Gustavo Delalibera, orientador da candidata.

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 12/02/2026, às 15:31, 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 13/02/2026, às 10:33, 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 **Antônio Carlos dos Santos, Professor(a) do Magistério Superior**, em 22/02/2026, às 08:42, 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, informando o código verificador **7060126** e o código CRC **D1D74237**.

Referência: Processo nº 23117.006433/2026-12

SEI nº 7060126

Dedico este trabalho à minha família, alicerce constante da minha caminhada: ao meu querido esposo, Anderson, pelo apoio incondicional e pela parceria diária; à minha amada filha, Ana Vitória, fonte de inspiração e motivação em cada etapa; e à minha mãe, Edma, pelo amor, cuidado e ensinamentos que sempre me fortaleceram.

RESUMO

Os blocos de coroamento sobre estacas são elementos estruturais fundamentais em fundações profundas, responsáveis pela transferência das cargas da superestrutura para as estacas. Por estarem geralmente confinados ao solo e expostos a ambientes com elevada umidade, esses elementos são particularmente suscetíveis a patologias associadas à corrosão das armaduras metálicas, tornando desejável a investigação de soluções alternativas que proporcionem maior durabilidade. Neste contexto, o presente trabalho avaliou experimentalmente o comportamento estrutural de blocos rígidos sobre duas estacas metálicas, dimensionados segundo o método das bielas e tirantes, comparando modelos armados com barras de aço CA-50 e com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). Todos os modelos foram projetados com as mesmas condições geométricas, de carregamento e resistência do concreto, variando-se exclusivamente o tipo e a distribuição da armadura principal de tração. O programa experimental incluiu ensaios de caracterização dos materiais, ensaios de carga até a ruptura dos blocos e instrumentação para monitoramento de deformações, deslocamentos, fissuração e distribuição de esforços nos apoios. Os resultados mostraram que os blocos armados com aço apresentaram comportamento compatível com as hipóteses de blocos rígidos, com menores deformações e fissuração mais controlada. Em contraste, os blocos armados com GFRP exibiram maiores deformações e aberturas de fissuras, caracterizando comportamento estrutural mais flexível, mesmo quando dimensionados segundo os mesmos critérios. Verificou-se ainda que a distribuição da armadura de GFRP ao longo de todo o comprimento do tirante resultou em melhor desempenho estrutural quando comparada à concentração da armadura apenas na região de ancoragem. Conclui-se que o uso de barras de GFRP em blocos sobre estacas é viável do ponto de vista resistente, porém requer critérios adicionais de dimensionamento relacionados ao controle de deformações e fissuração.

Palavras-chave: blocos sobre estacas; GFRP; bielas e tirantes; comportamento estrutural; fundações profundas; estacas metálicas.

ABSTRACT

Pile caps are fundamental structural elements in deep foundation systems, responsible for transferring loads from the superstructure to the piles. Due to their typical exposure to aggressive environments, such as high moisture conditions, these elements are prone to deterioration associated with steel reinforcement corrosion, which motivates the investigation of more durable reinforcement alternatives. In this context, this study experimentally evaluated the structural behavior of rigid pile caps supported by two steel piles, designed according to the strut-and-tie method, comparing models reinforced with CA-50 steel bars and glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars. All models were designed with identical geometry, loading conditions, and concrete strength, varying only the type and distribution of the main tensile reinforcement. The experimental program included material characterization tests, load tests up to failure, and detailed instrumentation to monitor strains, displacements, crack development, and load distribution at the supports. The results showed that steel-reinforced pile caps exhibited behavior consistent with rigid block assumptions, presenting lower deformations and better crack control. Conversely, GFRP-reinforced pile caps showed larger deformations and crack widths, indicating a more flexible structural response, even when designed using the same criteria. It was also observed that distributing the GFRP reinforcement along the entire length of the tie resulted in improved structural performance compared to concentrating the reinforcement only in the anchorage region. The study concludes that the use of GFRP bars in pile caps is structurally feasible in terms of ultimate strength; however, additional design criteria related to deformation and crack control are required.

Keywords: pile caps; GFRP; strut-and-tie method; structural behavior; deep foundations; metal stakes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bloco sobre estacas metálicas.....	17
Figura 2.1- Dispositivos empregados nos ensaios de Mautoni (1972)	31
Figura 2.2 - Modelo proposto por Adebar, Kuchma e Collins (1990)	35
Figura 2.3- Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006).....	37
Figura 3.1 – Detalhe do pilar	74
Figura 3.2 - Detalhe da estaca metálica com a chapa de ligação.....	76
Figura 3.3 - Esquema de forças em blocos sobre duas estacas.....	77
Figura 3.4 - Área da biela no pilar e estaca	79
Figura 3.5 - Detalhamento dos blocos Modelo 01.....	82
Figura 3.6 - Perspectiva dos blocos Modelo 01.....	83
Figura 3.7 - Detalhamento dos blocos Modelo 02.....	86
Figura 3.8 - Perspectiva dos blocos Modelo 02.....	87
Figura 3.9 - Detalhamento dos blocos Modelo 03.....	88
Figura 3.10 - Perspectiva dos blocos Modelo 03.....	88
Figura 4.1 -Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 1	91
Figura 4.2 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 2	91
Figura 4.3 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 3	92
Figura 4.4 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos pilares	93
Figura 4.5 - Posição dos extensômetros nas estacas.....	94
Figura 4.6 - Posição dos LVDTs nos modelos	95
Figura 4.7 - Ilustração do sistema de ensaios	96
Figura 4.8 - Detalhes dos dispositivos utilizados nos ensaios.....	97
Figura 4.9 - Configuração final do sistema experimental, com o bloco devidamente instrumentado e preparado para o ensaio.	98
Figura 4.10 - Montagem das formas.....	100
Figura 4.11 - Montagem das armaduras	101
Figura 4.12 - Concretagem dos modelos.....	102
Figura 5.1 - Etapas do ensaio de determinação do diâmetro efetivo	106
Figura 5.2 - Corpos de prova de barras GFRP	107
Figura 5.3 - Detalhe da ancoragem das amostras	108
Figura 5.4 - Projeto do suporte para execução das ancoragens das amostras	109

Figura 5.5 - Suporte em uso para a ancoragem das amostras.....	109
Figura 5.6 - Ensaio de tração das barras GFRP.....	110
Figura 5.7 - Imagens de corpos de provas rompidos à tração	112
Figura 5.8 – Corpos de prova das barras metálicas	114
Figura 5.9 - Corpos de prova durante e após o ensaio de tração	115
Figura 5.10 -Corpo de prova posicionado para ensaio de compressão	117
Figura 5.11 -Corpo de prova posicionado para ensaio com extensômetro removível	119
Figura 5.12 -Corpo de prova posicionado para ensaio compressão diametral	120
Figura 5.13 -Registro das primeiras fissuras no modelo B1E2 CA50-10	122
Figura 5.14 - Ruptura do modelo B1E2 CA50-10	123
Figura 5.15 -Registro das primeiras fissuras no modelo B2E2 CA50-10	123
Figura 5.16 - Ruptura do modelo B2E2 CA50-10	124
Figura 5.17 -Registro das primeiras fissuras no modelo B3E2 GFRP-10.....	125
Figura 5.18 - Ruptura do modelo B3E2 GFRP-10	126
Figura 5.19 - Registro das primeiras fissuras no modelo B4E2 GFRP-10.....	127
Figura 5.20 – Situação das fissuras no modelo B4E2 GFRP-10 quando o novo ensaio foi iniciado	127
Figura 5.21 - Ruptura do modelo B4E2 GFRP-10	128
Figura 5.22 - Registro das primeiras fissuras no modelo B5E2 GFRP-10 ANC	129
Figura 5.23 - Ruptura do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	129
Figura 5.24 - Registro das primeiras fissuras no modelo B6E2 GFRP-10 ANC	130
Figura 5.25 - Ruptura do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	131
Figura 5.26 – Equipamento utilizado na extração dos testemunhos	149
Figura 5.27 – Modelo B1E2 CA50-10 após a extração dos testemunhos	150
Figura 6.1 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 1	159
Figura 6.2 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 2.....	160
Figura 6.3 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3.....	161
Figura 6.4 – Deformação nas armaduras de ancoragem nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3	162
Figura 6.5 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 1.....	164

Figura 6.6 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 2.....	164
Figura 6.7 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3.....	165
Figura 6.8 – Deformação nas estacas nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos modelos.....	166

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1- Quadro síntese das abordagens normativas.....	28
Quadro 2.2- Modelos experimentais ensaiados por Blévy e Frémy (1967)	30
Quadro 2.3 - Modelos experimentais ensaiados por Mautoni (1972)	32
Quadro 2.4 - Modelos experimentais ensaiados por Taylor e Clarke (1976).....	33
Quadro 2.5 - Modelos experimentais ensaiados por Adebar, Kuchma e Collins (1990)	34
Quadro 2.6 - Modelos experimentais ensaiados por Miguel (2000)	36
Quadro 2.7 - Modelos experimentais ensaiados por Delalibera (2006)	38
Quadro 2.8 – Modelos experimentais ensaiados por Munhoz (2014)	40
Quadro 2.9 - Modelos experimentais ensaiados por Tomaz (2018).....	41
Quadro 2.10 - Modelos experimentais ensaiados por Gonçalves (2020)	42
Quadro 2.11 - Modelos experimentais ensaiados por Al-Sakin (2022).....	43
Quadro 2.12 - Modelos experimentais ensaiados por Silva (2024).....	44
Quadro 2.13 - Modelos numéricos simulados por Sam e Iyer (1995).....	46
Quadro 2.14 - Modelos numéricos simulados por Miguel (2000)	47
Quadro 2.15 - Modelos numéricos simulados por Delalibera (2006)	48
Quadro 2.16 - Modelos numéricos simulados por Ramos (2007).....	49
Quadro 2.17 - Modelos numéricos simulados por Buttignol e Almeida (2012)	50
Quadro 2.18 - Modelos numéricos simulados por Munhoz (2014).....	52
Quadro 2.19 - Modelos numéricos simulados por Metwally (2016).....	53
Quadro 2.20 - Modelos numéricos simulados por Santos (2022)	54
Quadro 2.21 - Modelos numéricos simulados por Souza e Delalibera (2024).....	55
Quadro 2.22 - Modelos numéricos simulados por Spozito et al (2024).....	56
Quadro 2.23 - Equações analíticas propostas por Blevot e Fremy (1967)	58
Quadro 2.24 - Equações analíticas propostas por Delalibera (2006)	60
Quadro 2.25 - Equações analíticas propostas por Meléndez <i>et al.</i> (2019)	62
Quadro 2.26 - Equações analíticas propostas por Yun, Chae e Ramirez (2019).....	63
Quadro 2.27 - Equações analíticas propostas por Boulifa, Goudjil e Samai (2023)	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Identificação dos modelos experimentais.....	72
Tabela 3.2 - Resumo dos dados do dimensionamento do pilar	74
Tabela 3.3 – Dados do perfil metálico.....	76
Tabela 3.4 - Dados iniciais para dimensionamento dos modelos.....	77
Tabela 5.1 - Diâmetro efetivo das barras GFRP	106
Tabela 5.2 - Resistência à tração das barras GFRP - Ø10mm	111
Tabela 5.3 - Módulo de elasticidade das barras GFRP - Ø10mm.....	113
Tabela 5.4 - Resistência à tração das barras CA-50 - Ø10mm	115
Tabela 5.5 - Módulo de elasticidade das barras CA-50 - Ø10mm.....	115
Tabela 5.6 - Resistência à compressão dos concretos	118
Tabela 5.7 - Módulo de elasticidade tangente e secante.....	120
Tabela 5.8 - Resistência à tração	121
Tabela 5.9 – Cargas de ruptura e distribuição de esforços entre os apoios	131
Tabela 5.10 – Evolução das fissuras principais em função do carregamento	133
Tabela 5.11 – Resistência à compressão dos testemunhos.....	151
Tabela 5.12 – Massas específicas, índice de vazios e percentual de absorção e água dos testemunhos	152
Tabela 6.1 – Forças de ruptura, 1ª fissura e resistência do concreto	154
Tabela 6.2 – Deslocamentos verticais dos modelos	157

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 - Diagrama de tensão x deformação do corpo de prova 04	111
Gráfico 5.2 - Diagramas de tensão x deformação de todos os corpos de provas	112
Gráfico 5.3 - Diagramas de tensão x deformação de todos os corpos de provas	116
Gráfico 5.4 - Força vs. deslocamentos do modelo B1E2 CA50-10.....	134
Gráfico 5.5 - Força vs. deslocamentos do modelo B2E2 CA50-10.....	134
Gráfico 5.6 - Força vs. deslocamentos do modelo B3E2 GFRP-10	135
Gráfico 5.7 - Força vs. deslocamentos do modelo B4E2 GFRP-10	135
Gráfico 5.8 - Força vs. deslocamentos do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	136
Gráfico 5.9 - Força vs. deslocamentos do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	136
Gráfico 5.10 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10.....	137
Gráfico 5.11 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10 Fonte: A autora.....	138
Gráfico 5.12 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10	138
Gráfico 5.13 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10	139
Gráfico 5.14 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	139
Gráfico 5.15 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	140
Gráfico 5.16 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10.....	141
Gráfico 5.17 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10.....	141
Gráfico 5.18 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10	142
Gráfico 5.19 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10	142
Gráfico 5.20 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	143
Gráfico 5.21 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	143
Gráfico 5.22 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	144
Gráfico 5.23 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	145
Gráfico 5.24 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10.....	146
Gráfico 5.25 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10.....	146
Gráfico 5.26 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10	147
Gráfico 5.27 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10	147
Gráfico 5.28 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC.....	148
Gráfico 5.29 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC.....	148
Gráfico 6.1 - Força vs. deslocamentos LVDT 3 (central/vertical) dos modelos	157

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	<i>Objetivo Geral</i>	<i>18</i>
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	<i>18</i>
1.3	JUSTIFICATIVA	19
1.4	METODOLOGIA.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
2.2	NORMATIZAÇÃO.....	22
2.2.1	<i>Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT - NBR 6118 (2023).....</i>	<i>22</i>
2.2.2	<i>European Committee for Standardization CEN 1992-1-1 (2023) - EUROCODE 2</i>	<i>23</i>
2.2.3	<i>American Concrete Institute - ACI 318 (2025)</i>	<i>25</i>
2.2.4	<i>Fédération Internationale du Béton - FIB Model Code (2010), bulletins 55 e 56.</i>	<i>26</i>
2.2.5	<i>Aspectos divergences e congruences entre as normas.</i>	<i>28</i>
2.3	PESQUISAS EXPERIMENTAIS	29
2.3.1	<i>Jean Blévoit e René Frémy (1967).....</i>	<i>29</i>
2.3.2	<i>Milton Mautoni (1972)</i>	<i>31</i>
2.3.3	<i>Herbert Peter James Taylor e John Leslie Clarke (1976)</i>	<i>33</i>
2.3.4	<i>Pierre Adebar, Daniel Kuchma e Michael P. Collins (1980)</i>	<i>34</i>
2.3.5	<i>Miriam Gonçalves Miguel (2000)</i>	<i>36</i>
2.3.6	<i>Rodrigo Gustavo Delalibera (2006).....</i>	<i>37</i>
2.3.7	<i>Fabiana Stripari Munhoz (2014).....</i>	<i>39</i>
2.3.8	<i>Marco Aurélio Tomaz (2018)</i>	<i>41</i>
2.3.9	<i>Vitor Freitas Gonçalves (2020).....</i>	<i>42</i>
2.3.10	<i>Yasmeen Al-Sakin (2022)</i>	<i>42</i>
2.3.11	<i>Adriel Augusto dos Santos Silva (2024)</i>	<i>44</i>
2.3.12	<i>Considerações finais sobre as pesquisas experimentais</i>	<i>45</i>
2.4	PESQUISAS NUMÉRICAS	45

2.4.1	<i>C. Sam e P. Krishna Iyer (1995)</i>	46
2.4.2	<i>Miriam Gonçalves Miguel (2000)</i>	47
2.4.3	<i>Rodrigo Gustavo Delalibera (2006)</i>	47
2.4.4	<i>Filipe Antonio de Coan Ramos (2007)</i>	49
2.4.5	<i>Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol e Luiz Carlos de Almeida (2012)</i>	50
2.4.6	<i>Fabiana Stripari Munhoz (2014)</i>	51
2.4.7	<i>Mohamed Ibrahim Metwally (2016)</i>	52
2.4.8	<i>João Vitor Caldas Santos (2022)</i>	53
2.4.9	<i>Daniele Brandão Souza e Rodrigo Gustavo Delalibera (2024)</i>	54
2.4.10	<i>Rafael Saverio Spozito et. al (2025)</i>	56
2.4.11	<i>Considerações finais sobre as pesquisas numéricas</i>	56
2.5	ESTUDOS COM PROPOSTAS DE MODELOS ANALÍTICOS	57
2.5.1	<i>Jean Blévot e René Frémy (1967)</i>	57
2.5.2	<i>Rodrigo Gustavo Delalibera (2006)</i>	59
2.5.3	<i>Carlos Meléndez, Juan Sagasetta, Pedro F. Miguel Sosa e Luis Pallarés Rubio (2019)</i>	61
2.5.4	<i>Jong Eun Yun, Sung-Ho Chae e Julio A. Ramirez (2019)</i>	62
2.5.5	<i>Ridha Boulifa, Kamel Goudjil e Mohamed Laid Samai (2023)</i>	64
2.5.6	<i>Considerações finais sobre as pesquisas analíticas</i>	65
2.6	BARRAS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS (FRP)	65
2.6.1	<i>Histórico e fundamento do uso de barras FRP em estruturas de concreto</i>	65
2.6.2	<i>Propriedades mecânicas e implicações estruturais</i>	66
2.6.3	<i>Normalização, estudos recentes e lacunas na literatura</i>	67
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	70
3	MODELOS EXPERIMENTAIS	72
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	72
3.2	DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS	73
3.2.1	<i>Pilar</i>	73
3.2.2	<i>Estacas metálicas</i>	75
3.2.3	<i>Blocos sobre duas estacas</i>	76
3.2.4	<i>Armadura à tração do modelo 1 (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10)</i>	80
3.2.5	<i>Ancoragem modelo 1 (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10)</i>	80
3.2.6	<i>Armadura à tração do modelo 2 (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10)</i>	83
3.2.7	<i>Ancoragem modelo 2 (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10)</i>	84

3.2.8	<i>Ancoragem modelo 3 (B3E2 GFRP-10 ANC e B4E2 GFRP-10 ANC)</i>	87
4	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	89
4.1	INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS	90
4.1.1	<i>Instrumentação das barras metálicas e GFRP</i>	90
4.1.2	<i>Instrumentação das estacas</i>	93
4.1.3	<i>Instrumentação externa dos blocos</i>	95
4.2	SISTEMA DE ENSAIO	95
4.3	CONSTRUÇÃO E MONTAGEM DOS MODELOS EXPERIMENTAIS	99
4.3.1	<i>Formas preparação dos moldes</i>	99
4.3.2	<i>Montagem das armaduras e instalação dos extensômetros</i>	100
4.3.3	<i>Concretagem dos modelos</i>	101
5	PROGRAMA EXPERIMENTAL	104
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	104
5.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS GFRP	104
5.2.1	<i>Diâmetro efetivo</i>	105
5.2.2	<i>Resistência à tração e módulo de elasticidade</i>	107
5.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS CA-50	114
5.3.1	<i>Resistência à tração e módulo de elasticidade</i>	114
5.4	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS	116
5.4.1	<i>Resistência à compressão</i>	116
5.4.2	<i>Módulos de elasticidade e de deformação secante</i>	119
5.4.3	<i>Resistência à tração</i>	120
5.5	ENSAIOS DE CARGAS DOS MODELOS	121
5.5.1	<i>Descrição do ensaio do Bloco 01 Modelos 01 (B1E2 CA50-10)</i>	121
5.5.2	<i>Descrição do ensaio do Bloco 02 Modelos 01 (B2E2 CA50-10)</i>	123
5.5.3	<i>Descrição do ensaio do Bloco 03 Modelos 02 (B3E2 GFRP-10)</i>	124
5.5.4	<i>Descrição do ensaio do Bloco 04 Modelos 02 (B4E2 GFRP-10)</i>	126
5.5.5	<i>Descrição do ensaio do Bloco 05 Modelos 03 (B5E2 GFRP-10 ANC)</i>	128
5.5.6	<i>Descrição do ensaio do Bloco 06 Modelos 03 (B6E2 GFRP-10 ANC)</i>	130
5.5.7	<i>Cargas de ruptura e suas distribuições entre os apoios</i>	131
5.5.8	<i>Evolução das fissuras principais nos modelos experimentais</i>	132
5.5.9	<i>Deslocamentos verticais e horizontais</i>	133
5.5.10	<i>Deformações nas estacas</i>	137
5.5.11	<i>Deformações na armadura principal do tirante</i>	140

5.5.12	<i>Deformações na armadura dos pilares</i>	146
5.6	EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS E ENSAIOS DE COMPRESSÃO	149
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	153
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	153
6.2	CARGAS DE RUPTURA	153
6.3	RIGIDEZ GERAL DOS MODELOS.....	156
6.4	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE TRAÇÃO	159
6.5	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE ANCORAGEM.....	162
6.6	DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS DOS PILARES	163
6.7	DEFORMAÇÃO NAS ESTACAS	166
6.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	167
7	CONCLUSÃO	169
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	170
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172
	APÊNDICE 1 – DIMENSIONAMENTO DO PILAR	178
	APÊNDICE 2 – ESTACAS METÁLICAS	185
	APÊNDICE 3 - DIÂMETRO EFETIVO DE BARRA GFRP	189
	APÊNDICE 4 – RESULTADOS ENSAIOS DE TRAÇÃO NAS BARRAS GFRP	194

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As fundações são elementos essenciais de uma edificação, responsáveis por transferir as cargas da estrutura para o solo de maneira segura e eficiente, garantindo a sua estabilidade. Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações têm o papel de distribuir uniformemente para o solo as cargas provenientes da superestrutura, prevenindo recalques diferenciais e danos estruturais.

A norma ABNT NBR 6122 (2022), define fundações como elementos estruturais que têm a função de transmitir as cargas da superestrutura para o solo de forma segura e adequada, afirmando também que as fundações são projetadas e executadas levando em consideração as características do solo, as cargas atuantes, e as condições específicas do local da obra, para garantir a segurança e a estabilidade da construção.

Também segundo ABNT NBR 6122 (2022), as fundações são classificadas em dois grandes grupos: fundações superficiais e fundações profundas. As fundações superficiais são aquelas em que a profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, e as fundações profundas aquelas cuja profundidade de assentamento é maior que três vezes a menor dimensão da fundação em planta, sendo a transferência de cargas feita por meio da base e/ou pelo atrito lateral com o solo.

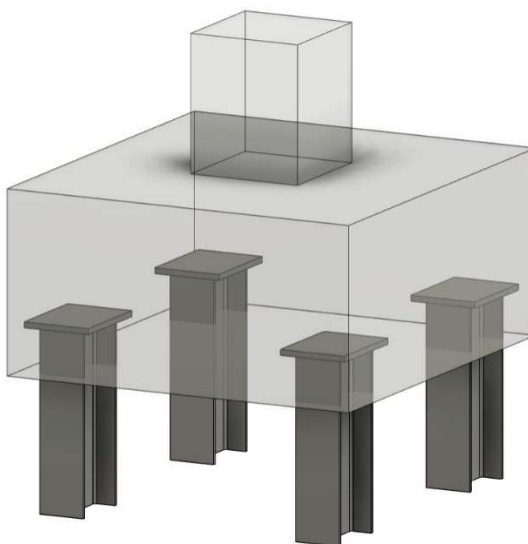
Dentre as possíveis soluções utilizadas para fundações profundas, estão as estacas metálicas, que se apresentam como uma solução eficiente devido à sua elevada resistência mecânica e a sua facilidade de cravação em terrenos difíceis, especialmente onde solos compactos ou rochosos estão presentes (Bowles; 1997). Além disso, sua alta capacidade de carga e durabilidade, quando tratadas contra corrosão, tornam-nas uma escolha valiosa para projetos complexos e de grande porte.

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais essenciais que têm a função de transferir as cargas das colunas para as estacas, garantindo que essas forças sejam distribuídas uniformemente para as fundações. Segundo Cintra e Aoki (2011), esses blocos agem como intermediários fundamentais entre a superestrutura e as fundações, contribuindo para evitar recalques diferenciais e assegurando a estabilidade da edificação.

O correto dimensionamento dos blocos sobre estacas é tratado em normas técnicas como a ABNT NBR 6118 (2023), que estabelece os critérios para o projeto de estruturas de concreto

armado. A ABNT NBR 6122 (2022) também aborda os procedimentos para a execução de fundações. No entanto, apesar das orientações existentes para fundações em geral, ainda há uma lacuna em termos de normatização específica para blocos sobre estacas metálicas, como ilustrada na figura 1.1.

Figura 1.1 - Bloco sobre estacas metálicas



Fonte: A autora

A busca por métodos confiáveis e materiais mais resistentes tem sido objeto de estudo em projetos de fundações, especialmente em contextos que requerem maior durabilidade e eficiência estrutural. Além disso, a escolha adequada de materiais e a aplicação de técnicas de execução corretas podem influenciar diretamente na estabilidade e vida útil das estruturas.

A durabilidade das estruturas de fundação é um aspecto crítico, especialmente considerando que essas estruturas estão enterradas e, portanto, sujeitas a condições ambientais agressivas que dificultam inspeções e reparos. Para Neville (2011), este cenário impulsiona a busca por materiais mais duráveis e técnicas de dimensionamento confiáveis.

Uma alternativa promissora que vem ganhando destaque é a utilização de barras de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*). De acordo com Bank (2006), são barras compostas por fibras de vidro em uma matriz polimérica e se destacam por sua resistência à corrosão, alta resistência mecânica e baixo peso.

Outro aspecto importante das barras GFRP é a sua compatibilidade com o concreto armado. Em termos de comportamento estrutural, segundo Benmokrane *et al* (2015), essas

barras exibem alta resistência à tração, podendo ser utilizadas em diversas aplicações, desde reforço em pontes até fundações e elementos enterrados, como blocos sobre estacas

Muft *et al.* (2007), afirmam que a sua utilização em blocos sobre estacas pode aumentar a durabilidade das fundações, reduzindo os custos de manutenção ao longo do tempo e assegurando a confiabilidade estrutural. Segundo Benmokrane *et al.* (2007), sua resistência à corrosão é uma das características mais valorizadas, pois aumenta significativamente a vida útil das estruturas de concreto armado em comparação com armaduras tradicionais de aço.

Considerando todos os pontos discutidos, torna-se evidente a necessidade de analisar o comportamento mecânico de blocos apoiados sobre estacas metálicas, com o objetivo de compreender, com maior precisão, seu desempenho estrutural em diferentes situações. Essa análise é fundamental para, por meio da produção científica de conhecimento, contribuir para o desenvolvimento de um modelo analítico que os represente de forma eficiente.

Adicionalmente, a aplicação de barras de GFRP como material alternativo ao aço em blocos sobre estacas apresenta-se como uma opção promissora. No entanto, essa alternativa requer um estudo e análise aprofundados, possibilitando avaliar se essa solução pode efetivamente proporcionar um desempenho estrutural seguro e eficiente, atendendo aos requisitos de projetos que buscam combinar resistência, segurança e longevidade.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 *Objetivo Geral*

O objetivo deste estudo é avaliar, por meio de ensaios experimentais, o comportamento estrutural de blocos rígidos sobre duas estacas metálicas, armados com barras de aço CA-50 e com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). A investigação busca compreender os mecanismos resistentes, os modos de fissuração e de ruptura, bem como a influência do tipo e da distribuição da armadura de tração e de ancoragem no desempenho global desses blocos, analisando a viabilidade técnica do uso de armaduras não metálicas em fundações profundas desse tipo.

1.2.2 *Objetivos específicos*

- Analisar, por meio de resultados experimentais a influência da utilização de barras GFRP como armadura principal no comportamento mecânico de blocos rígidos sobre duas estacas metálicas em perfil W150 x18 com chapa de ligação de espessura de ½”;
- Verificar comparativamente a deformação das armaduras tracionadas metálicas e não metálicas dos tirantes de blocos rígidos sobre duas estacas metálicas;
- Analisar os blocos no que se refere ao tipo e carga de ruptura, abertura de fissuras e deformações, considerando a influência do tipo de armadura nestes resultados;
- Analisar a influência das diferentes taxas de armadura de ancoragem na zona nodal inferior bloco/estaca entre os blocos armados com barras GFRP.

1.3 JUSTIFICATIVA

Os blocos sobre estacas constituem elementos estruturais essenciais em sistemas de fundações profundas, sendo responsáveis pela transferência e distribuição das cargas da superestrutura para as estacas e, conseqüentemente, para o solo. O desempenho adequado desses elementos é fundamental para garantir a segurança, a estabilidade global e a durabilidade das edificações. Ressalta-se, ainda, que esses blocos são, em sua maioria, elementos enterrados, frequentemente submetidos a ambientes agressivos, o que torna os processos de inspeção, monitoramento e manutenção tecnicamente complexos, economicamente onerosos ou, em muitos casos, inviáveis ao longo da vida útil da estrutura.

Nesse contexto, evidencia-se a necessidade de aprofundar os estudos relacionados ao comportamento estrutural de blocos apoiados em estacas metálicas. Apesar da relevância desse sistema construtivo, observa-se uma limitada quantidade de investigações experimentais e analíticas específicas, bem como a ausência de prescrições normativas detalhadas voltadas exclusivamente para esse tipo de fundação. Tal cenário tem contribuído para a adoção de diferentes abordagens de análise e dimensionamento, resultando em divergências metodológicas e incertezas quanto à representação adequada dos mecanismos resistentes desses elementos estruturais.

Sob a ótica da durabilidade estrutural, destaca-se a crescente demanda por materiais alternativos à armadura metálica convencional, capazes de apresentar maior resistência à corrosão e melhor desempenho em ambientes agressivos. Nesse sentido, o emprego de barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) surge como uma alternativa tecnicamente promissora, uma vez que esse material apresenta elevada resistência à corrosão, bom

desempenho mecânico à tração e potencial para ampliar a vida útil das estruturas de concreto armado, especialmente em elementos enterrados.

A substituição parcial ou total das armaduras metálicas por barras de GFRP em blocos sobre estacas pode contribuir significativamente para a redução dos riscos associados à degradação por corrosão, além de minimizar os custos e as dificuldades relacionadas à manutenção ao longo da vida útil da estrutura. Contudo, apesar das vantagens associadas a esse material, ainda são escassos os estudos que avaliem, de forma sistemática e experimental, o seu comportamento em blocos sobre estacas metálicas, particularmente no que se refere aos mecanismos resistentes, à fissuração, às deformações e aos modos de ruptura.

Dessa forma, justifica-se a realização do presente trabalho, que busca contribuir para o avanço do conhecimento técnico-científico sobre o comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas metálicas armados com barras de aço e com barras de GFRP. A investigação proposta visa fornecer subsídios experimentais relevantes para a avaliação da viabilidade estrutural do uso de armaduras não metálicas nesse tipo de fundação, bem como apoiar futuras proposições de critérios de dimensionamento mais consistentes, seguros e alinhados às exigências de durabilidade das estruturas contemporâneas.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho foi estruturada em duas etapas principais, de caráter complementar. A primeira etapa consistiu na realização de uma revisão bibliográfica sistemática da literatura técnica e científica relacionada ao tema de blocos sobre estacas, com ênfase no comportamento estrutural, nos métodos de dimensionamento e na utilização de armaduras não metálicas. Essa etapa teve por objetivo reunir, analisar e organizar o conhecimento acumulado ao longo do tempo, possibilitando a construção de uma visão crítica acerca da evolução das pesquisas na área, bem como a identificação do estado da arte e das lacunas existentes na literatura.

A revisão bibliográfica abrangeu estudos clássicos e recentes, de âmbito nacional e internacional, além da análise das principais normas técnicas e recomendações de projeto atualmente vigentes. Esse levantamento forneceu a base teórica necessária para a definição dos parâmetros do programa experimental e para a interpretação dos resultados obtidos, assegurando a coerência entre os objetivos da pesquisa e os procedimentos metodológicos adotados.

A segunda etapa, de natureza experimental, compreendeu inicialmente a caracterização dos materiais empregados na confecção dos modelos, incluindo barras de aço CA-50, barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) e o concreto utilizado. Para esse fim, foram realizados ensaios específicos destinados à determinação das propriedades físicas e mecânicas relevantes de cada material, em conformidade com as normas técnicas aplicáveis.

Na sequência, foram executados ensaios experimentais em seis blocos de fundação em escala real, apoiados sobre duas estacas metálicas, com diferentes configurações de armadura principal. Esses ensaios possibilitaram a obtenção de dados relativos à capacidade resistente, ao comportamento deformacional, à evolução do processo de fissuração e aos modos de ruptura dos modelos. Por fim, os resultados experimentais foram organizados, analisados e comparados, permitindo a avaliação da influência do tipo de armadura e da configuração adotada no desempenho estrutural dos blocos analisados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A revisão bibliográfica é fundamental para qualquer trabalho acadêmico, pois fornece base teórica, situa o estudo no contexto atual, identifica lacunas no conhecimento e avalia criticamente metodologias anteriores. Ela justifica o problema de pesquisa, evita duplicidade de estudos e ajuda o pesquisador a dominar o tema. Além disso, contribui para uma análise crítica das fontes, elevando a qualidade e relevância desse trabalho, garantindo que o estudo seja original, bem fundamentado e relevante para o campo.

Dessa forma, para embasar este trabalho faz-se importante conhecer as normativas vigentes mais relevantes no que tange o dimensionamento de blocos sobre estacas, levantar historicamente a evolução dos estudos experimentais, numéricos e teóricos desenvolvidos, metodologias propostas, bem como os materiais utilizados.

2.2 NORMATIZAÇÃO

2.2.1 Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT - NBR 6118 (2023)

A ABNT NBR 6118 (2023) aborda o dimensionamento de blocos sobre estacas em sua seção 22.7, onde os blocos são descritos como estruturas volumétricas utilizadas para transmitir cargas para as fundações profundas, podendo ser classificadas como blocos rígidas ou flexíveis.

Esta mesma norma, sustenta que os blocos rígidos são caracterizados por trabalho à flexão em duas direções, com simulação frequentemente realizada por meio de bielas e tirantes. As bielas representam as zonas comprimidas de concreto, enquanto os tirantes representam as forças de tração no aço. As forças são transmitidas do pilar para as estacas principalmente por bielas de compressão, sendo o trabalho ao cisalhamento também relevante em duas direções. A norma indica que essas estruturas não apresentam falhas por tração diagonal, mas sim por compressão das bielas, de maneira análoga ao comportamento das sapatas.

A norma ABNT NBR 6118 (2023) também especifica que os blocos flexíveis, ao contrário dos rígidos, exigem uma análise mais detalhada, contemplando uma análise ao cisalhamento e punção. O uso de modelos de biela-tirante é incentivado para a determinação das armaduras, especialmente em regiões onde há descontinuidades ou distribuição complexa

de tensões. Em situações com forças horizontais significativas ou forte assimetria, a interação solo-estrutura deve ser considerada. Para o cálculo e dimensionamento destes tipos de blocos, a norma permite o uso de modelos tridimensionais, sejam eles lineares, não lineares ou modelos de biela-tirante, no entanto, esses modelos devem levar em consideração o comportamento à flexão, cisalhamento e a forma de transmissão das forças.

Na ABNT NBR 6118 (2023), o dimensionamento e detalhamento das armaduras para blocos sobre estacas estão especificados na sua seção 22.7.4, onde se estabelece que a armadura de flexão deve estar prioritariamente concentrada nas regiões próximas às estacas, de modo que, nessas faixas, pelo menos 85% da seção seja composta por armaduras de tração. Esse reforço deve se estender por toda a largura do bloco e incluir ganchos em suas extremidades, visando garantir a adequada ancoragem. Nos casos em que as estacas estejam sujeitas a forças de tração, a norma recomenda a ancoragem da armadura na região superior do bloco ou o uso de estribos, de forma que as forças sejam devidamente transferidas até o topo.

São prescritas também a utilização de uma armadura de distribuição adicional para o controle de fissuração, distribuída em uma malha ortogonal para absorver 20% das forças de tração em cada direção. A ABNT NBR 6118 (2023) indica que, caso as armaduras de distribuição representem mais de 25% dos esforços totais ou o espaçamento entre as estacas seja superior a três vezes a altura do bloco, é necessário o uso de armaduras de suspensão. Essas especificações asseguram a integridade estrutural dos blocos sobre estacas, oferecendo diretrizes para o detalhamento das armaduras de forma a controlar a fissuração e garantir a segurança estrutural dos elementos de fundação.

O método das bielas e tirantes de acordo com as especificações desta normativa, no seu item 22.3, devem atender as prescrições básicas apresentadas:

- Ângulo de inclinação das bielas de compressão: tangente entre 0,57 (29,7°) e 2,00 (63,4°);
- Tensões nodais máximas são dadas pelas equações 2.1, 2.2 e 2.3:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \text{ (nós considerando CCC)} \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \text{ (nós considerando CTT ou TTT)} \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \text{ (nós considerando CCT)} \quad \text{Eq. 2.3}$$

2.2.2 *European Committee for Standardization CEN 1992-1-1 (2023) - EUROCODE 2*

Conforme a norma CEN 1992-1-1 (2023), o *Eurocode 2*, apresenta diretrizes claras para o dimensionamento de blocos sobre estacas, abordando o tema na sua seção 12.8, em que

trata das fundações. A normativa destaca que o dimensionamento desses blocos pode ser realizado utilizando modelos de bielas e tirantes ou também através de abordagens baseadas em flexão e cisalhamento, conforme as características e necessidades específicas do projeto.

O modelo de bielas e tirantes, pelo texto da CEN 1992-1-1 (2023), é composto por bielas que representam os campos de compressão no concreto, e os tirantes, correspondem às forças tração nas armaduras, e os nós de ligação, são os pontos de interseção entre bielas e tirantes responsáveis pela transferência de forças.

A armadura principal de tração em blocos de coroamento de estacas pode ser projetada utilizando modelos de bielas e tirantes, conforme as diretrizes estabelecidas no seu item 8.5, ou pode ser dimensionada para resistir aos esforços de flexão e cisalhamento, considerando a fundação como se fosse uma laje. fundação e respeitando os limites de resistência dos materiais empregados. Esta mesma seção da norma, também indica que nas regiões onde a distribuição do estado de deformação não é linear, como próximo a descontinuidades geométricas ou cargas concentradas, "modelos de bielas e tirantes ou campos de tensões devem ser utilizados para o projeto e verificação dessas áreas" (CEN1992-1-1;2023).

Em relação à armadura de cisalhamento, na sua seção 12.4.2, dá orientações detalhadas sobre o posicionamento e dimensionamento dessa armadura em blocos sobre estacas, especificando a necessidade do uso e dimensionamento de armadura de cisalhamento e espaçamentos dos estribos.

Na seção 8.5.2 são detalhados os critérios para o cálculo das tensões admissíveis nas bielas, considerando fatores como a orientação e o estado de tensão do concreto:

- Ângulo de inclinação das bielas de compressão: não são apresentados limites fixos para os ângulos de inclinação das bielas de compressão, recomenda-se que deve ser ajustado evitar concentrações excessivas de tensões nas zonas nodais.
- Tensões nodais máximas devem atender a equação 2.4.

$$\sigma_{cd} \leq v \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Sendo:

v : fator de eficiência que é reduzido devido à presença da força de tração, que diminui o confinamento efetivo na zona nodal (CCT e CTT).

O valor do fator v pode ser determinado (equação 2.5) como uma função do menor ângulo θ_{cs} entre a biela que representa o campo de compressão resultante e qualquer uma das armaduras que cruzam ou desviam a biela.

$$v = \frac{1}{1,11 + 0,22 \cdot \cot^2 \theta_{cs}} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Em seu item 8.5.2, a norma apresenta alguns valores de v , adotados para alguns intervalos de ângulos:

$$\begin{array}{ll} 20^\circ \leq \theta_{cs} \leq 30^\circ \rightarrow v = 0,4 & 30^\circ \leq \theta_{cs} \leq 40^\circ \rightarrow v = 0,55 \\ 40^\circ \leq \theta_{cs} \leq 60^\circ \rightarrow v = 0,7 & 60^\circ \leq \theta_{cs} < 90^\circ \rightarrow v = 0,85 \end{array}$$

2.2.3 American Concrete Institute - ACI 318 (2025)

O dimensionamento de blocos sobre estacas é abordado pela norma ACI 318 (2025) principalmente no Capítulo 13, que trata de fundações, e no item 13.4.6, define as diretrizes para o projeto de blocos sobre estacas, detalhando exigências específicas para sua concepção e dimensionamento. A norma permite o dimensionamento de blocos sobre estacas utilizando duas metodologias principais: o método de bielas e tirantes e a abordagem baseada em flexão e cisalhamento.

A abordagem baseada em flexão e cisalhamento, descrita no Capítulo 13, considera o bloco como uma laje submetida a cargas concentradas transmitidas pelos pilares e apoiada nas estacas. A armadura é projetada para resistir aos momentos fletores e às forças de cisalhamento, metodologia mais apropriada para situações em que o comportamento estrutural do bloco pode ser aproximado como elástico-linear, sendo frequentemente utilizada em casos em que a geometria e a distribuição de forças permitem uma análise mais simplificada.

O método de bielas e tirantes, descrito no Capítulo 23, é indicado para situações em que a distribuição de tensões no concreto é não linear, como em blocos sobre estacas submetidos a cargas concentradas ou localizados próximos a descontinuidades geométricas, permitindo modelar o fluxo de forças no bloco por meio de bielas, que representam os campos de compressão no concreto, tirantes, que correspondem às forças de tração nas armaduras, e nós, que são as regiões responsáveis pela transferência de forças entre bielas e tirantes. É particularmente adequado para situações em que há alta concentração de cargas ou geometrias complexas, oferecendo uma análise mais precisa e confiável para a transferência de esforços.

Para este método a norma ACI 318 (2025), dá diretrizes:

- Ângulo de mínimo entre os eixos de uma biela e um tirante em um nó deve ser de 25° , mitigando o risco de fissuras e a possibilidade de incompatibilidades resultantes do comportamento diferencial entre bielas e tirantes (item 23.2.7 da norma).

- Tensões nodais máximas não devem ultrapassar resistência nominal à compressão de uma zona nodal (item 23.9 da norma) conforme equação 2.6 e 2.7.

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz} \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c \quad \text{Eq. 2.7}$$

Onde:

F_{nn} : Resistência nominal à compressão de uma zona nodal;

f_{ce} : Resistência de compressão efetiva do concreto;

f_c : Resistência característica do concreto

A_{nz} : Área do nó, menor valor entre a área perpendicular à linha de ação das forças aplicadas no nó e a área da seção através do nó, perpendicular à resultante das forças (23.9.4);

β_n : Fator de modificação para os tipos de nós (CCC= 1,0 / CCT = 0.80 / CTT = 0.60);

β_c : Fator de confinamento do concreto (CCC e CCT, o menor valor entre $\frac{\sqrt{A_2}}{\sqrt{A_1}}$ ou 2,0, e CTT= 1,0);

A1: Área da superfície de apoio (menor área na transferência de força).

A2: Área efetiva na transferência de carga.

No que se refere à armadura longitudinal dos tirantes nos blocos, a norma ACI 318 (2019), na seção 18.13.6, determina que seja devidamente ancorada para resistir às forças de tração e deve ser disposta de forma simétrica e contínua ao longo da profundidade do bloco, assegurando a eficiente transferência de cargas para as estacas. Em áreas sísmicas, os tirantes precisam de reforços adicionais para resistir a forças laterais, e em locais onde o solo não fornece suporte lateral adequado, recomenda-se que o comprimento da armadura seja aumentado e que o componente seja tratado como um pilar para evitar flambagem. A Seção 23.5 da norma define a quantidade mínima de armadura distribuída nessas regiões para controlar fissuras e melhorar o desempenho.

2.2.4 *Fédération Internationale du Béton - FIB Model Code (2010), bulletins 55 e 56.*

FIB Model Code (2010), no seu boletim 55, fornece diretrizes detalhadas para o dimensionamento e detalhamento de blocos sobre estacas, com foco no modelo de bielas e tirantes, detalhado no FIB Model Code (2010), no seu boletim 56, adequado para regiões com

descontinuidades geométricas e tensões complexas. Esse modelo idealiza as forças internas através de bielas comprimidas (concreto) e tirantes tracionados (aço), permitindo uma análise simplificada e segura das tensões estruturais. O código incorpora conceitos modernos, como estados triaxiais de tensão em zonas nodais e interação solo-estrutura.

O código FIB Model Code (2010), no seu boletim 56, detalha o método de bielas e tirantes e dá diretrizes:

- Ângulo de inclinação das bielas: frequentemente adotado 45° em situações padrão de dimensionamento, permitindo que os ângulos sejam ajustados com base em configurações geométricas específicas e cargas atuantes.
- Dimensionamento das bielas:
- Tensões nodais máximas não podem ultrapassar a resistência reduzida do concreto à compressão (item 7.3.6.4)

$$f_{cd, reduzida} = \frac{k_c \cdot f_{cd}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Onde:

k_c : Fator de confinamento do concreto

$$\text{CCC: } k_c = 1,0 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$\text{CCT: } k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,75 \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$\text{CTT: } k_c = 0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,75 \quad \text{Eq. 2.11}$$

A norma enfatiza a importância da concentração da armadura de tração nas áreas de alta tensão, especialmente entre as cabeças das estacas, para garantir a transferência eficaz das cargas. Nesses casos, o código permite a exclusão de barras distribuídas uniformemente na superfície inferior do bloco, desde que a quantidade mínima de armadura seja atendida. Além disso, áreas externas que não estejam submetidas a tensões significativas podem ser projetadas sem reforço adicional.

No que se refere à ancoragem, FIB Model Code (2010) permite o uso de barras transversais soldadas, que aprimoram a fixação da armadura de tração, integrando-as na armadura transversal da zona de ancoragem.

2.2.5 Aspectos divergences e congruences entre as normas.

Após a análise individual das quatro normas apresentadas, torna-se pertinente estabelecer uma avaliação comparativa de suas convergências e divergências no que se refere ao dimensionamento de blocos sobre estacas. Embora todas tenham como objetivo garantir a segurança estrutural e estejam fundamentadas nos princípios dos estados limites, observa-se que adotam filosofias de projeto distintas, variando quanto ao nível de prescrição, à forma de tratamento das regiões descontínuas, à modelagem por bielas e tirantes e ao detalhamento das armaduras.

Uma análise comparativa permite identificar pontos comuns consolidados pela prática internacional, bem como diferenças conceituais e metodológicas que influenciam diretamente a aplicação do dimensionamento de blocos, especialmente em situações não usuais ou quando se buscam soluções mais flexíveis. O quadro 2.1 sintetiza os principais pontos de confluência e divergência entre as normas.

Quadro 2.1- Quadro síntese das abordagens normativas

Norma	Convergências	Divergências
NBR 6118 (2023)	-Reconhece os blocos como regiões descontínuas; -Adota o modelo de bielas e tirantes; -Fundamenta-se nos estados limites de resistência e serviço.	-Abordagem mais prescritiva; -Estabelece limites diretos para ângulos de bielas e tensões nodais; -Menor flexibilidade para soluções alternativas.
CEN 1992-1 (2023) EUROCODE 2	-Permite o uso do modelo de bielas e tirantes; -Considera estados limites; -Reconhece a importância da geometria e do fluxo de tensões.	-Utiliza fatores de eficiência para bielas e nós; -Abordagem menos prescritiva; -Maior liberdade ao projetista na escolha do modelo estrutural.
ACI 318 (2025)	-Adota explicitamente o modelo de bielas e tirantes; -Fundamenta-se em estados limites; -Exige verificação da resistência nodal.	-Classifica detalhadamente os tipos de nós; -Impõe critérios rigorosos de ancoragem e detalhamento; -Maior complexidade normativa.
Fib Model Code (2010)	-Reconhece os blocos como regiões descontínuas; -Utiliza o modelo de bielas e tirantes como base conceitual; -Fundamenta-se em estados limites.	-Caráter conceitual e não prescritivo; -Considera estados triaxiais de tensão; -Fornece diretrizes teóricas em vez de regras diretas de projeto.

Fonte: A autora.

2.3 PESQUISAS EXPERIMENTAIS

As pesquisas experimentais sobre blocos sobre estacas desempenham papel fundamental na consolidação do entendimento acerca do comportamento estrutural desses elementos, permitindo a observação direta dos mecanismos resistentes, da evolução da fissuração e dos modos de ruptura. Por meio de ensaios em modelos físicos, esses estudos possibilitam a avaliação da influência de parâmetros geométricos, das propriedades mecânicas dos materiais e do detalhamento das armaduras no desempenho estrutural dos blocos.

A análise desses resultados experimentais fornece subsídios essenciais para a validação das hipóteses adotadas nos métodos clássicos de dimensionamento e para a compreensão dos limites de aplicabilidade dessas abordagens.

2.3.1 *Jean Blévo e René Frémy (1967)*

Na década de sessenta, Blévo e Frémy (1967) publicaram os resultados de um programa experimental realizado, com foco em avaliar a viabilidade e aplicabilidade do método de dimensionamento de bielas e tirantes, uma vez que este era um método proposto para o dimensionamento de sapatas.

Blévo e Frémy (1967) conduziram experimentos em blocos sobre duas, três e quatro estacas, sujeitos a forças centradas, variando a disposição das armaduras metálicas dos blocos. No total, 116 blocos foram testados, sendo 59 blocos com quatro estacas, 45 blocos sobre três estacas e 12 ensaios em blocos sobre duas estacas, divididos em duas etapas.

A primeira etapa, consistia em ensaios de blocos de tamanhos reduzidos (entre 1/2 e 1/3 do tamanho real), que permitiram analisar uma quantidade significativa de blocos. (51 blocos com 4 estacas, 37 blocos com 3 estacas e 6 blocos com 2 estacas). As estacas dos blocos possuíam seção transversal quadrada com 14 centímetros de lado, enquanto os pilares, também de seção quadrada, de lados geralmente de 15 centímetros, salvo alguns casos com lados maiores de 18 centímetros, na tentativa de evitar sua ruptura precoce. A distância entre os eixos das estacas era, geralmente, de 42 cm, ou seja, três vezes o lado da estaca.

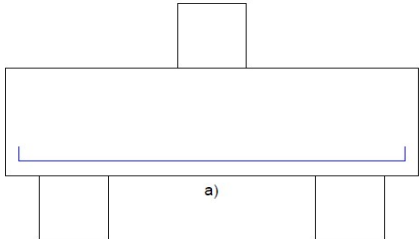
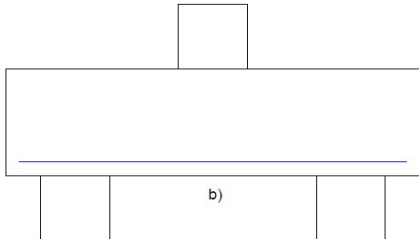
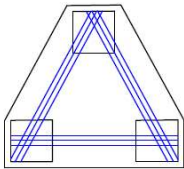
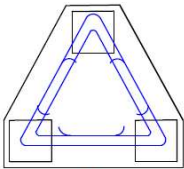
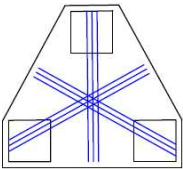
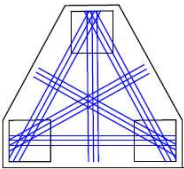
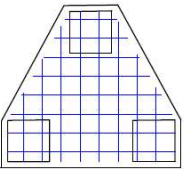
A proposta desta etapa era analisar o coeficiente de segurança na aplicação dos métodos das bielas, para ruptura por insuficiência de armadura; investigar a influência dos diversos modelos de armaduras propostas na segurança desta ruptura, indicando quais seriam mais

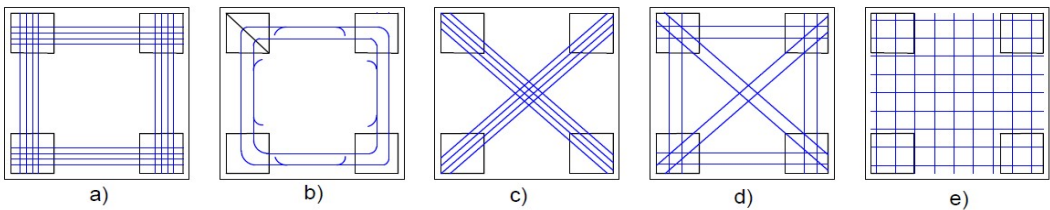
indicadas e quais seriam rejeitadas; e o efeito de punção que pode ocorrer no centro de blocos de baixa altura, devido à carga do pilar.

Posteriormente, na segunda etapa dos estudos, entre 1958 e 1961, Blévyot e Frémy (1967) avançaram para os ensaios em modelos em tamanho real, incorporando as observações realizadas nos modelos reduzidos e as respostas sobre a eficácia de diferentes tipos de armaduras. Nestes modelos, as seções transversais dos pilares eram quadradas, com dimensões de 50 cm de lado, e as estacas também quadradas, com 35 cm de lado.

Os modelos ensaiados e resultados alcançados por Blévyot e Frémy (1967), organizados no quadro 2.2, estabeleceram uma base crucial para muitas pesquisas subsequentes, contribuindo significativamente para a evolução de novos modelos de cálculo apresentados em estudos mais recentes.

Quadro 2.2- Modelos experimentais ensaiados por Blévyot e Frémy (1967)

Blocos sobre 2 estacas	
<u>Disposição das armaduras:</u>	
	
<u>Resultados:</u>	
- Contatou-se que o ângulo de inclinação das bielas deve ser de no mínimo 45° e no máximo 55°, para evitar escorregamento na região próxima ao pilar; - Ruptura após fissuras por esmagamento do concreto das bielas junto ao pilar ou estacas, ou ambos, e nos blocos com armadura nervuradas e sem gancho (a), houve escorregamento da ancoragem da armadura.	
Blocos sobre 3 estacas	
<u>Disposição das armaduras:</u>	
	
	
	
<u>Resultados:</u>	
- As bielas devem estar entre 40° e 55°, mas recomenda-se que valores menores que 45° devem ser evitados, para evitar quantidades excessivas de aço; - Modelos (a), (b) e (d), com armadura segundo os lados dos blocos são os mais eficientes, e o modelo de armadura em malha (e) se mostrou menos eficiente que os demais.	

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Disposição das armaduras:</u>	
	
<u>Resultados:</u> - Limite das bielas entre 40° e 55°, valores menores que 45° devem ser evitados, devido às consideráveis quantidades de aço necessárias para equilibrar as tensões de tração; - As disposições de armaduras dos modelos (a) e (d), se mostraram mais eficientes, e o modelo em malha (e), em malha se mostrou menos eficiente dentre os demais.	

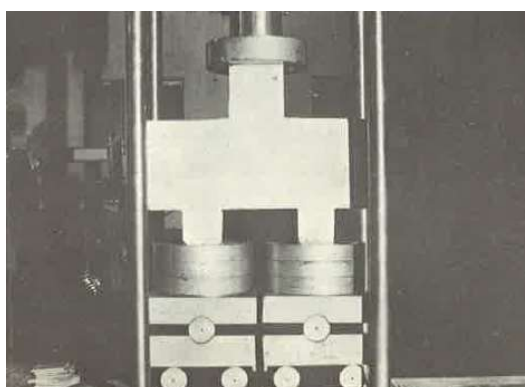
Fonte: Adaptado de Blévy e Frémy (1967).

2.3.2 Milton Mautoni (1972)

Mautoni (1972) conduziu um estudo experimental, no qual foram realizados 20 ensaios em blocos de fundação apoiados sobre duas estacas. Esses blocos foram armados exclusivamente com armaduras de tração, com o objetivo central de investigar os mecanismos de ruína desses elementos estruturais. O estudo buscava entender, em detalhe, o comportamento dos blocos sob diferentes condições de carga, examinando a forma como ocorriam as falhas estruturais e as cargas que resultavam em ruptura. A principal finalidade dessa investigação foi determinar a taxa crítica de armadura para esses blocos, ou seja, a quantidade mínima de armadura necessária para garantir a integridade estrutural sem comprometer a segurança.

A figura 2.1 ilustra os equipamentos empregados nos ensaios, destacando os apoios com articulação móvel e a aplicação das cargas por meio de um prato equipado com articulação esférica fixa.

Figura 2.1- Dispositivos empregados nos ensaios de Mautoni (1972)

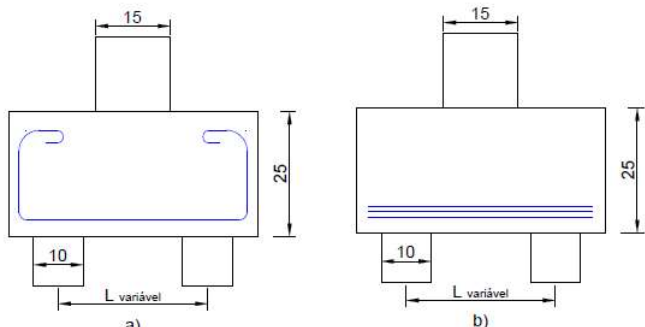


Fonte: Mautoni (1972)

Os blocos testados apresentavam duas configurações de armaduras: uma com armaduras tracionadas ancoradas apenas na direção horizontal, e outra com armaduras tracionadas dotadas de ancoragens semicirculares do tipo “bigode”, com ganchos nas extremidades.

Todos os blocos possuíam dimensões uniformes, com altura de 25 cm e largura de 15 cm, sendo que os pilares e as estacas apresentavam seções transversais de 15 x 15 cm e 10 x 15 cm, respectivamente. No entanto, as distâncias entre as estacas e as cargas aplicadas variavam entre os modelos. No quadro 2.3, são apresentados os modelos ensaiados por Mautoni (1972), com a ilustração das disposições das armaduras e os resultados obtidos neste estudo.

Quadro 2.3 - Modelos experimentais ensaiados por Mautoni (1972)

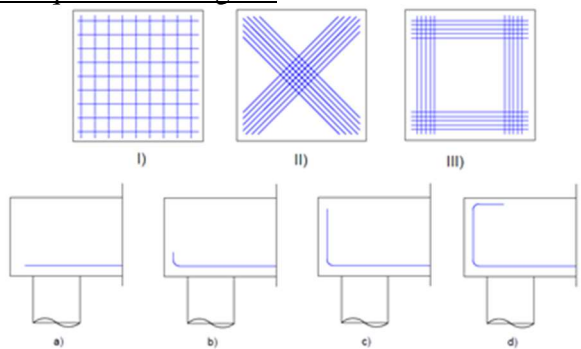
Blocos sobre 2 estacas	
<u>Disposição das armaduras:</u>  a) b)	
<u>Resultados:</u> - Ambos os modelos se mostrarem eficientes, no entanto, foram identificadas as desvantagens acerca de cada arranjo de armadura: a) Nos modelos com armadura do tipo “bigode” (a) , o consumo de aço foi maior, bem como as dificuldades e limitações práticas na execução deste tipo de ancoragem; b) Nos modelos com armadura com ancoragem contínua e em camadas(b), apresentou dificuldades de montagem e redução no valor da altura útil do bloco; - Observando o comportamento de fissuração dos blocos, durante a aplicação da carga, verificou-se que a primeira fissura ocorria no meio do vão, na região inferior ao bloco, quando se atingia entre 40% e 50% da carga de ruína. - As fissuras continuaram aumentando e evoluindo até que se atingisse 70% da força de ruína e depois não mais se formavam novas fissuras, apenas aquelas já existentes aumentavam suas aberturas; - Identificou-se que as fissuras formavam paralelas às bielas de compressão, e a ruptura se deu por cisalhamento no plano comprimido, o que indica ruína frágil, quando o esperado é uma ruína dúctil com o escoamento da armadura do tirante; - Com base nos resultados foi criado um critério de determinação do tipo de mecanismo de ruína do bloco com base na relação entre a taxa de armadura metálica efetiva (A_s) em uma taxa de armadura metálica crítica (μ_{crit}), onde: $A_s < \mu_{crit}$, ruína por escoamento da armadura $A_s > \mu_{crit}$, ruína por cisalhamento do plano comprimido da biela	

Fonte: Adaptado de Mautoni (1972)

2.3.3 Herbert Peter James Taylor e John Leslie Clarke (1976)

Em 1976, Taylor e Clarke realizaram uma investigação detalhada sobre problemas relacionados ao detalhamento de estruturas de concreto armado, motivada por falhas observadas em aplicações práticas decorrentes da falta de informações precisas acerca da influência dos diferentes arranjos de armaduras metálicas na resistência dos elementos estruturais. O estudo experimental compreendeu o ensaio de 15 blocos de fundação apoiados sobre quatro estacas, todos com características geométricas semelhantes, diferenciando-se apenas pelo espaçamento entre as estacas, adotado como duas ou três vezes o diâmetro destas. Foram ensaiados blocos quadrados com dimensões de 75 cm e 95 cm, altura total de 45 cm e estacas com diâmetro fixado em 20 cm, considerando-se três arranjos distintos de armaduras e quatro tipos de ancoragem, apresentados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Modelos experimentais ensaiados por Taylor e Clarke (1976)

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Disposição das armaduras e tipos de ancoragens:</u> 	
<u>Resultados:</u> - O processo de fissuração inicial em todos os modelos se deu de forma análoga, com as primeiras fissuras em linhas verticais aparecendo na região das estacas em todas as faces do bloco; - As fissuras diagonais surgiam de forma brusca nos momentos mais próximos à ruína, nas faces dos blocos, caracterizando a ruptura por fendilhamento; - Os modelos com armadura segundo os lados (III), com ancoragens do tipo nula (a) e do tipo nominal (b), foram os que apresentaram maior carga de ruína, em torno de 15% maior que os demais, validando os resultados obtidos por Blévoit e Fremy; - Os modelos com armadura em malha (I) e armadura em diagonal (II) apresentaram resultados inferiores e semelhantes; - Os modelos com armadura em malha (I), foram os que mais sofreram influência do tipo de ancoragem utilizada, onde a ancoragem do tipo (c) com gancho inteiro, trouxe resultados até 30% maiores para a sua carga de ruptura; - Os resultados experimentais apresentaram de maneira inequívoca a influência dos distintos arranjos de armaduras no comportamento estrutural dos blocos sobre quatro estacas.	

Fonte: Adaptado de Taylor e Clarke (1976)

2.3.4 Pierre Adebar, Daniel Kuchma e Michael P. Collins (1980)

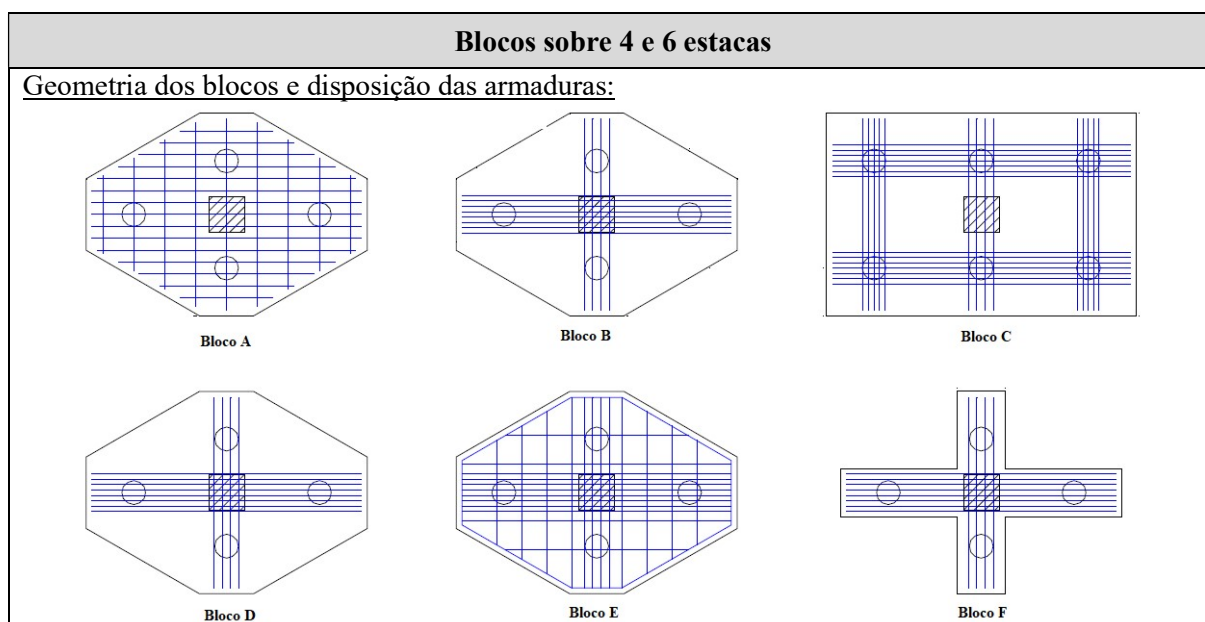
Adebar et al. (1990) conduziram ensaios em seis blocos apoiados em estacas de concreto. O estudo teve como foco a avaliação da viabilidade e precisão dos modelos tridimensionais de bielas e tirantes, buscando comparar os resultados experimentais com os teóricos e identificar possíveis inconsistências em relação às normas vigentes da época.

Os blocos foram submetidos a forças aplicadas em áreas específicas, com medições de deslocamentos, tensões e deformações, e durante os ensaios, Adebar et al. (1990) observaram diversos parâmetros, como a relação força-deslocamento, a distribuição das forças entre as estacas, as deformações nas barras de armadura e as forças envolvidas nos processos de fissuração e ruína das estruturas testadas.

Os blocos possuíam alturas variadas, selecionadas com o propósito de examinar o comportamento estrutural sob diferentes condições. As estacas utilizadas eram confeccionadas em concreto armado, com um diâmetro de 200 mm, e com 100 mm da cabeça embutida no bloco, assegurando uma conexão sólida entre os elementos.

As geometrias dos blocos, assim como a disposição das armaduras metálicas, conforme detalhado no quadro 2.5, foram planejadas para possibilitar a avaliação da distribuição das cargas e da capacidade de absorção das tensões internas. A força solicitante foi aplicada de forma concentrada em uma área específica de 300 mm x 300 mm, a fim de replicar as condições reais de carga e possibilitar uma análise detalhada do comportamento das estruturas.

Quadro 2.5 - Modelos experimentais ensaiados por Adebar, Kuchma e Collins (1990)



Resultados:

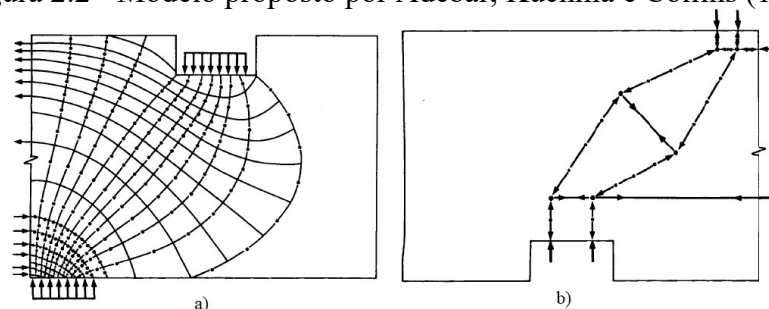
- Bloco A, dimensionado conforme ACI 318 (1983), suportou carga total de 83% do previsto, ruptura por força cortante com escoamento da armadura longitudinal, na menor direção do bloco;
- Bloco B, dimensionado pelo método de bielas e tirantes, suportou carga 10% acima da prevista. Durante o ensaio, não apresentou uma distribuição homogênea de cargas para todas as estacas, sobrecarregando as duas estacas mais próximas do pilar. Uma redistribuição de cargas se iniciou após a ruptura do tirante na menor direção, porém, não foi significativa;
- Bloco C, dimensionado pelo método de bielas e tirantes, suportou 96% da prevista. A distribuição das cargas para as seis estacas se deu de forma desigual, onde as duas estacas mais próximas ao pilar absorveram a maior parte dos esforços. A ruptura ocorreu por cisalhamento;
- Bloco D, dimensionado pelos métodos das bielas e tirantes, e bloco E, distribuída conforme ACI 318 (1983), com armadura distribuída. A ruína ocorreu por escoamento da armadura dos tirantes em ambos os blocos, e o bloco E suportou carga maior que o bloco D em virtude a armadura distribuída e da resistência do concreto maior;
- Bloco F, dimensionado conforme bloco D, apenas sem as partes de concreto dos cantos. onde de acordo com a ACI 318 (1983), este bloco deveria suportar carga bem menor que o bloco D, ao contrário do previsto no modelo de bielas e tirantes que sugere resistência praticamente iguais. O bloco F rompeu por cisalhamento com força próxima à do bloco D.

Fonte: Adaptado de Adebar et al. (1990)

De um modo geral, foi verificado através dos resultados que os procedimentos indicados pela ACI 380 (1983) não se alinham aos resultados experimentais, uma vez a norma que não considera alguns fatores importantes como a variação na altura útil dos blocos e a forma de distribuição das armaduras longitudinais. Concluiu-se também, que o método das bielas e tirantes se apresentou mais eficiente e condizente com o comportamento estrutural experimental dos blocos.

Adebar *et al.* (1990) sugeriram um modelo de bielas e tirantes refinado (figura 2.2.b), tomando como base os dados experimentais e resultados numéricos obtidos pelo método dos elementos finitos, onde um tirante deveria se posicionado na região central das bielas de compressão para suportar a tensões de tração geradas pela expansão das tensões elásticas de compressão (figura 2.2.a) apresentada nos métodos finitos.

Figura 2.2 - Modelo proposto por Adebar, Kuchma e Collins (1990)



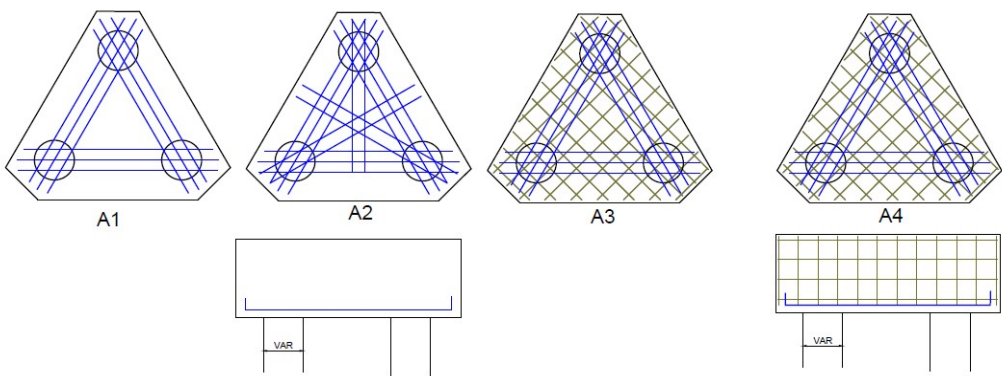
Fonte: Adebar *et al.* (1990)

2.3.5 Miriam Gonçalves Miguel (2000)

Miguel (2000) realizou um estudo experimental dos nove modelos de blocos sobre três estacas, que foi conduzida em duas etapas, diferenciando as configurações das armaduras e os diâmetros das estacas.

A primeira etapa, contou com três blocos sobre três estacas: dois com estacas de diâmetro de 20 cm e um com estacas de 30 cm. Esses blocos foram armados apenas com uma armadura principal com configurações baseadas nos ensaios de Blévot & Fremy (1967). Na segunda fase, foram ensaiados seis blocos, com mesma armadura principal, mas variando as armaduras secundárias. No quadro 2.6 estão os modelos e resultados deste estudo.

Quadro 2.6 - Modelos experimentais ensaiados por Miguel (2000)

Blocos sobre 3 estacas	
<u>Geometria dos blocos e disposição das armaduras:</u> 	
<u>Resultados:</u> - Blocos do tipo A1, apenas com armadura principal apresentaram forças últimas diferentes para estacas de 20 cm e 30 cm, indicando uma diminuição significativa na resistência conforme o diâmetro das estacas era reduzido. Os blocos com estacas menores, apresentaram menores rigidez e resistência à fissuração e maior ocorrência de deformações sob cargas elevadas; - Blocos do tipo A2, com armadura principal com adição de armadura passando pelas medianas, resultou nas maiores forças últimas entre todos os blocos ensaiados, com valores variando também conforme diâmetro das estacas. Esta configuração apresentou uma distribuição mais uniforme das tensões, reduzindo a ocorrência de fissuras e melhorando a estabilidade do bloco sob carga. - Blocos do tipo A3, com armadura principal e armadura complementar em malha apresentaram forças últimas menores que os blocos do tipo A2, diferentes para estacas de 20 cm e 30 cm. A malha proporcionou um aumento na rigidez, maior controle de deslocamentos e redução na fissuração, mas com desempenho inferior em relação à resistência máxima. - Blocos do tipo A4, com armadura principal e armadura do tipo “gaiola” com estribos horizontais e verticais apresentou alta capacidade de carga e excelente controle de fissuração, sobretudo em blocos com estacas de menor diâmetro. A configuração em gaiola permitiu um controle rigoroso da abertura de fissuras, garantindo segurança estrutural adicional e maior capacidade de carga, embora a resistência final tenha sido ligeiramente inferior à da Série A2.	

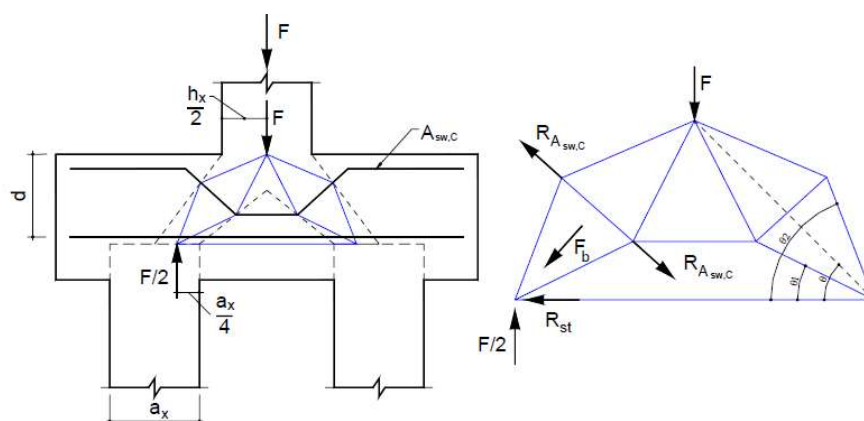
Fonte: Adaptado de Miguel (2000)

2.3.6 Rodrigo Gustavo Delalibera (2006)

O trabalho experimental desenvolvido por Delalibera (2006), envolveu a análise de 14 blocos sobre duas estacas, submetidos a forças solicitantes centradas e excêntricas, possibilitando analisar assim o comportamento das bielas de compressão em ambos os casos, avaliar também a contribuição dos ganchos na armadura de tração dos blocos, verificando sua eficácia estrutural. Os modelos foram organizados em quatro grupos com diferentes configurações geométricas e de armaduras, com variações na altura do bloco, seções de pilares, presença ou ausência de excentricidade na aplicação da força axial e disposição utilizando ou não ganchos.

Foram utilizadas barras de aço para armaduras principais de tração, complementares superiores e estribos verticais e horizontais em alguns modelos. Extensômetros foram instalados para medir deformações, e armaduras adicionais e estribos foram incluídos em modelos específicos para analisar resistência e controle de fissuras. Delalibera (2006) também propôs um modelo de bielas e tirantes (figura 2.3) considerando uma armadura complementar de tração específica que atravessa a biela, baseado no fluxo das tensões principais de compressão que geram uma tração perpendicular à biela de compressão, similar ao relatado no trabalho de Adebar *et.al* (1990), porém com geometria diferente.

Figura 2.3- Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006)



F_b , força na biela de compressão;

$R_{A_{sw,C}}$, força de tração perpendicular à biela de compressão;

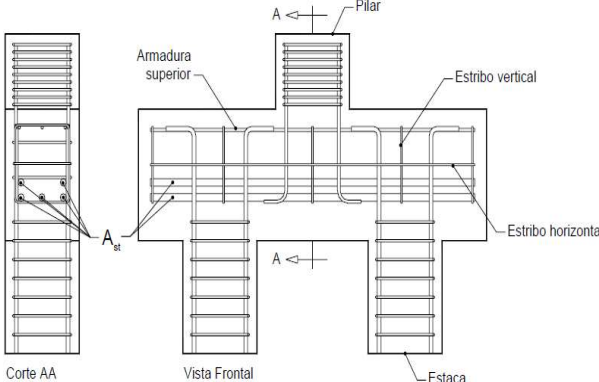
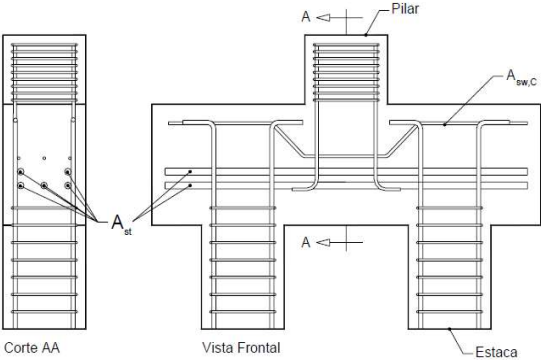
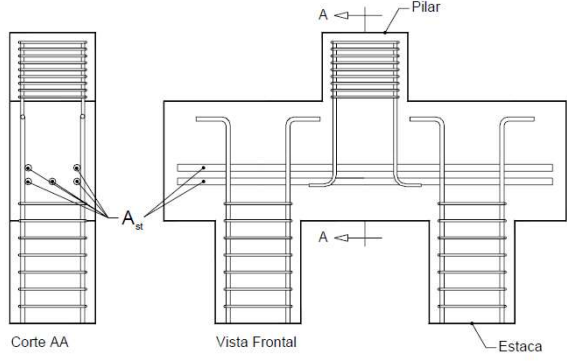
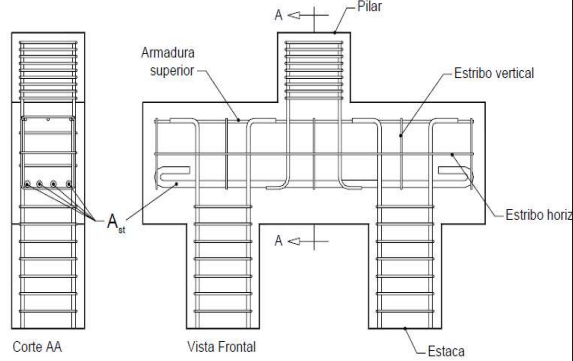
θ , θ_1 e θ_2 são os ângulo de inclinação das forças existentes na biela de compressão.

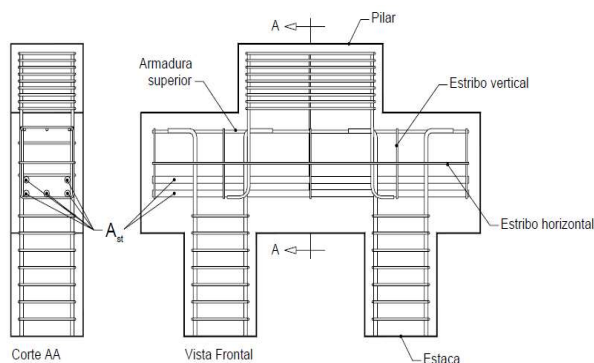
Fonte: Delalibera (2006)

Para cargas centradas, o modelo alinha as bielas de compressão entre as regiões nodais inferior e superior, promovendo uma distribuição uniforme das forças. Com cargas excêntricas, o modelo adapta-se a geometria das bielas e tirantes, incluindo duas bielas de compressão com inclinações diferentes para captar o efeito do momento gerado pela excentricidade.

Os modelos utilizados por Delalibera (2006) em seus ensaios experimentais, bem como os resultados obtidos estão apresentados no quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Modelos experimentais ensaiados por Delalibera (2006)

Blocos sobre 2 estacas			
Geometria e disposição das armaduras:			
			
Excentricidade: 0 e 2,5cm Presença de armadura superior, estribos verticais e horizontais		Excentricidade: 0cm Presença de armadura superior com tirante no centro da biela, como modelo sugerido	
			
Excentricidade: 0cm Armadura complementar: ausente		Excentricidade: 0cm Presença de armadura superior, estribos verticais, horizontais e ganchos.	



Excentricidade: 0 e 12,5cm
 Armadura superior: presente
 Estribos: presente

Resultados:

- As primeiras fissuras nos blocos apareceram quando a força aplicada estava em torno 20% da força última prevista para cada modelo;
- Nos modelos sem armadura complementares a força necessária para causar as primeiras fissuras foi menor, evidenciando que a presença dessas armaduras, embora não aumente a capacidade total dos blocos, atrasa a formação de fissuras, ajudando a controlar as tensões de tração;
- A presença de estribos verticais e horizontais, melhoraram a performance dos blocos, principalmente na distribuição de tensões e controle de fissuras;
- O uso de ganchos na armadura de tração mostrou-se irrelevante para a capacidade última dos blocos rígidos, sugerindo que sua utilização pode ser reavaliada para este tipo de aplicação;
- Os blocos com cargas excêntricas apresentaram menor capacidade de resistência em comparação aos modelos com cargas centradas.
- Os modelos com pilares de seção retangular suportaram cargas maiores do que aqueles com pilares quadrados, devido ao aumento da área de compressão junto ao pilar;
- Os blocos com maior rigidez mostraram maior capacidade de carga, uma vez que o ângulo de inclinação das bielas associado à altura do bloco, reforçou a resistência estrutural dos blocos mais altos em comparação aos de menor altura;

Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

2.3.7 Fabiana Stripari Munhoz (2014)

Munhoz (2014) desenvolveu um estudo experimental com o objetivo de analisar a influência da seção geométrica dos pilares e das diferentes taxas de armadura no comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas.

Foram realizados ensaios em doze modelos de blocos em escala reduzida, com proporção de 1:2. Os blocos foram projetados com pilares de diferentes seções geométricas, abrangendo formatos quadrados de 12,5 x 12,5 cm e retangulares com dimensões de 12,5 x 25 cm, 12,5 x 37,5 cm e 12,5 x 50 cm. Além disso, os modelos foram configurados com três diferentes taxas de armadura: 1%, 2,5% e 4%.

Todos os blocos foram submetidos à aplicação de cargas verticais centradas nos pilares, permitindo avaliar o desempenho estrutural em condições controladas.

Os ângulos de inclinação de bielas foram mantidos os mesmos assim como a altura dos blocos, de modo que os resultados fossem influenciados apenas pelas variáveis destacadas. Os modelos ensaiados, bem como os resultados obtidos estão apresentados no quadro 2.8.

Quadro 2.8 – Modelos experimentais ensaiados por Munhoz (2014)

Blocos sobre 2 estacas	
Geometria dos blocos e disposição das armaduras:	
Série B110	Série B115
Série B120	Série B127
Resultados:	
- Nos modelos com pilares quadrados (séries B110) e retangulares (B115 e B120), observou-se que à medida que a taxa de armadura aumentava, também aumentava a força última do bloco, chegando a valores superiores à resistência teórica; - Nos modelos com pilares quadrados (séries B110) e retangulares (B115 e B120), ficou evidenciada a influência positiva da taxa de armadura no controle de fissuração e na capacidade de carga, com o aumento do deslocamento de força sendo mais gradual nos modelos mais armados, o que indica maior rigidez e distribuição de tensões; - No modelo retangulares (B127), cujo pilar tem a seção mais alongada, não seguiu o mesmo comportamento dos demais, uma vez que, o modelo com menor taxa de armadura (1%) também apresentou uma força última elevada, possivelmente devido à distribuição interna de tensões promovida pela geometria alongada do pilar, que compensou a menor quantidade de armadura; - No modelo retangulares (B127) com maior taxa de armadura demonstraram melhor controle sobre a formação de fissuras, com trajetórias de ruptura semelhantes às das séries anteriores, mas maior resistência global.	

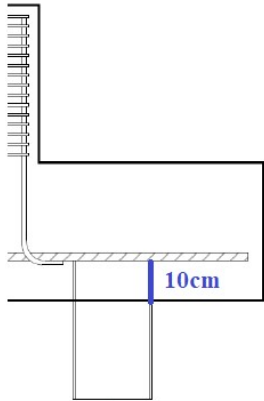
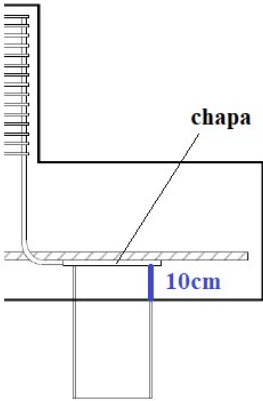
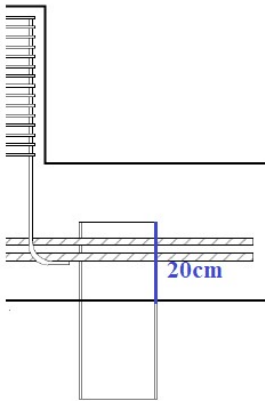
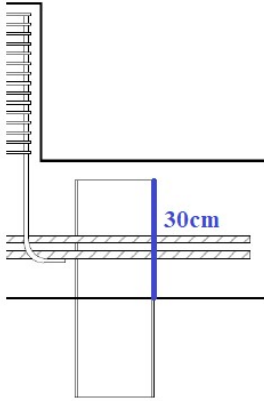
Fonte: Adaptado de Munhoz (2014)

2.3.8 Marco Aurélio Tomaz (2018)

Tomaz (2018), realizou em seu estudo experimental de quatro modelos de blocos sobre duas estacas metálicas. Dois perfis metálicos foram utilizados como estacas, considerando diferentes configurações de embutimento no bloco (10cm, 20cm e 30cm) e um quarto modelo com embutimento de 10cm acrescido de uma chapa soldada na base superior da estaca.

O trabalho concentrou-se na análise das tensões desenvolvidas nas regiões nodais, bem como na identificação dos mecanismos de falha associados aos modelos ensaiados. Buscou-se, ainda, avaliar de forma comparativa a influência do comprimento de embutimento das estacas no bloco e o efeito da utilização da chapa metálica no desempenho estrutural global dos blocos. Os resultados obtidos permitiram discutir a eficiência dessas variáveis no comportamento resistente dos modelos, estando os principais dados e conclusões sistematizados no Quadro 2.9.

Quadro 2.9 - Modelos experimentais ensaiados por Tomaz (2018)

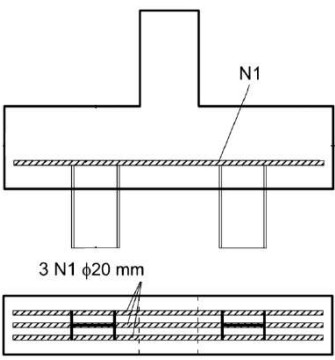
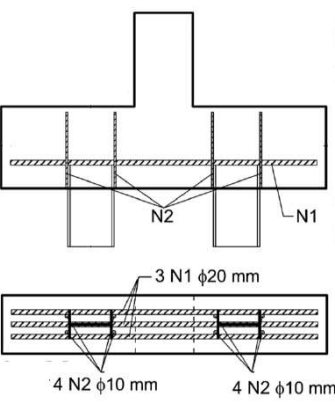
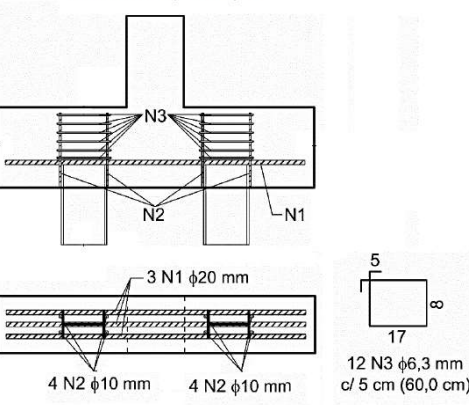
Blocos sobre 2 estacas			
<u>Modelos:</u>			
			
BEmb10sch	BEmb10cch	BEmb20sch	BEmb30sch
<u>Resultados:</u>			
- A ruína dos modelos com embutimentos de 10cm (com e sem chapa) e 20cm apresentaram-se deu por fendilhamento seguido de esmagamento das bielas de compressão. Já a ruína do modelo com embutimento de 30cm se deu pelo efeito de punção; - O uso da chapa metálica melhorou o comportamento estrutural do bloco, apresentando carga de ruptura em torno de 10% superior ao mesmo modelo sem a chapa; - O uso da chapa não interferiu nos deslocamentos do bloco, portanto não interferiu na rigidez do bloco; - No que se refere às tensões nodais inferiores, o autor constatou que no uso de perfis metálicos como estacas, deve-se considerar como área de atuação das forças não só a seção do perfil, mas também a região de concreto confinado entre as suas abas.			

Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

2.3.9 Vitor Freitas Gonçalves (2020)

Um estudo experimental foi desenvolvido por Gonçalves (2020) como objetivo central analisar o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil "I", considerando diferentes arranjos de ligação entre as estacas e o bloco. O estudo também abordou aspectos numéricos para identificar as variáveis mais influentes na capacidade portante dos blocos e avaliar a precisão de modelos analíticos existentes. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiados 3 blocos sobre duas estacas metálicas, complementado por uma análise numérica que contemplou 63 modelos computacionais, que possibilitaram um uso maior variáveis e combinações possíveis.

Quadro 2.10 - Modelos experimentais ensaiados por Gonçalves (2020)

Blocos sobre 2 estacas metálicas		
Geometria e disposição das armaduras:		
modelo BA_{s,sold}0 	modelo BA_{s,sold}4 	modelo BA_{s,sold}4A_{s,estr} 
Resultados:		
- Os ensaios realizados demonstraram que a inclusão de estribos na ligação entre as estacas e o bloco contribuiu significativamente para melhorar a distribuição das fissuras e aumentar a ductilidade dos blocos. - Os diferentes arranjos de ligação avaliados não resultaram em variações na capacidade portante máxima dos blocos, que permaneceu consistente entre os modelos.		

Fonte: Adaptado de Gonçalves (2020)

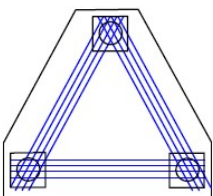
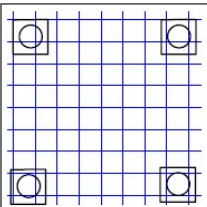
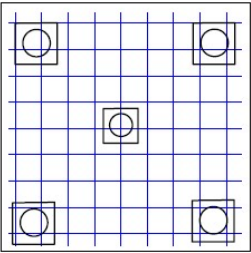
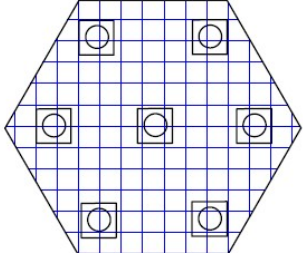
2.3.10 Yasmeeen Al-Sakin (2022)

Al-Sakin (2022) realizou um estudo experimental conduzido para avaliar o comportamento estrutural de 04 (quatro) blocos de fundação de concreto armado em tamanho real, apoiadas em estacas de tubo de aço. Os modelos estudados replicaram as condições reais

de serviço de quatro blocos de fundação projetados para um hospital nos anos 1980, incluindo geometria, posicionamento das armaduras, propriedades dos materiais e condições de suporte e carregamento. Esses modelos apresentavam variações em termos de geometria, quantidade de estacas, disposição das armaduras e materiais utilizados. As geometrias analisadas incluíam formatos triangular, quadrado e hexagonal, enquanto o número de estacas variava entre três, quatro, cinco e sete. Em relação às armaduras, foram utilizadas configurações em malha inferior ou agrupadas diretamente sobre as estacas. Os resultados e análise dos experimentos estão compiladas e apresentadas no quadro 2.11. O estudo experimental foi complementado com simulações numéricas no *software* ABAQUS/CAE®, permitindo uma abordagem abrangente e validada para o comportamento estrutural das fundações. Essa combinação assegurou uma análise detalhada do desempenho dessas sapatas sob diferentes condições de carga.

No trabalho de Al-Sakin (2022) também foram moldados outros três modelos de blocos para os testes de arrancamento, projetados para examinar o desempenho de ancoragens Dywidag Threadbar sob condições de carregamento isoladas e simulações realistas, que não são focos deste estudo.

Quadro 2.11 - Modelos experimentais ensaiados por Al-Sakin (2022)

Blocos sobre 3/4/5/7 estacas			
<u>Geometria e disposição das armaduras:</u>			
			
PC#3	PC#4	PC#5	PC#7
<u>Resultados:</u>			
- Todos os blocos apresentaram escoamento generalizado das armaduras antes da falha, indicando uma boa redistribuição de tensões nos sistemas estruturais. - O cisalhamento foi o modo predominante de falha nos blocos PC#3, PC#4 e PC#5, com esmagamento do concreto nas zonas nodais. - No PC#7, a falha não foi alcançada antes de atingir a capacidade máxima de carga. - Concluiu-se que o método de bielas e tirantes se apresentou conservador em todos os casos, subestimando a capacidade de carga dos blocos, fato que foi atribuído à negligência dos efeitos benéficos de confinamento ativo e redistribuição de forças no concreto. - Os resultados experimentais indicaram que o confinamento ativo nas zonas nodais aumenta significativamente a resistência à ruptura			

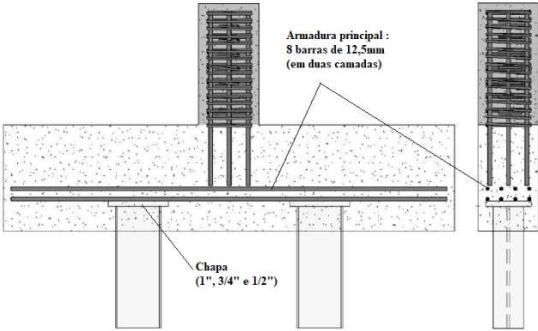
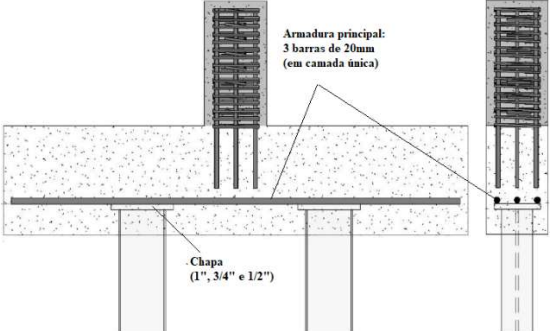
Fonte: Adaptado de Al-Sakin (2022)

2.3.11 Adriel Augusto dos Santos Silva (2024)

O estudo de Silva (2024) consistiu na análise experimental e numérica do comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas metálicas, com ênfase na avaliação da influência de chapas de ligação posicionadas no topo das estacas. O programa de pesquisa envolveu a realização de seis ensaios experimentais, organizados em três séries compostas por dois blocos cada, nas quais foram adotadas diferentes espessuras de chapas de ligação, correspondentes a 1", 3/4" e 1/2", além da variação do diâmetro das armaduras principais utilizadas nos modelos.

De modo geral, os blocos ensaiados apresentaram distintas combinações de espessura das chapas de ligação e configurações de armadura, permitindo a análise comparativa do efeito dessas variáveis no comportamento estrutural. O trabalho teve como objetivo principal avaliar a influência dessas características nas tensões e deformações desenvolvidas nas regiões nodais e nas bielas comprimidas, bem como no mecanismo global de transferência de esforços entre bloco e estacas, conforme apresentado no quadro 2.12.

Quadro 2.12 - Modelos experimentais ensaiados por Silva (2024)

Blocos sobre 2 estacas	
Geometria e disposição das armaduras:	
 Armadura principal : 8 barras de 12,5mm (em duas camadas) Chapa (1", 3/4" e 1/2") a) Modelos com tirantes de Ø12,5 mm	 Armadura principal: 3 barras de 20mm (em camada única) Chapa (1", 3/4" e 1/2") b) Modelos com tirantes de Ø20,0 mm
Resultados:	
- Chapas de ligação mais espessas melhoram o desempenho estrutural do bloco, reduzindo tensões críticas e aumentando a capacidade portante. - O aumento da espessura das chapas resultou em blocos com maior rigidez e capacidade portante, as chapas mais espessas reduziram o surgimento e a propagação de fissuras próximas às estacas; - Modelos com maior quantidade de armaduras longitudinais apresentaram maior controle de fissuras e deformações. - A presença de armadura adicional nas regiões nodais contribuiu para a redistribuição de esforços, melhorando a resistência geral.	

Fonte: Adaptado de Silva (2024)

2.3.12 Considerações finais sobre as pesquisas experimentais

As pesquisas experimentais descritas nos itens 2.3.1 a 2.3.11 evidenciam que os estudos clássicos se concentraram majoritariamente em blocos sobre estacas armados com barras de aço, tendo como principal contribuição a validação do comportamento típico de blocos rígidos e do mecanismo resistente associado à formação de bielas comprimidas no concreto. Os resultados obtidos nesses trabalhos mostraram fissuração progressiva e ruptura vinculada ao colapso das regiões comprimidas, em conformidade com as premissas dos métodos tradicionais de dimensionamento.

Essas investigações também demonstraram a influência de parâmetros fundamentais, como a resistência à compressão do concreto, a geometria do bloco, o número e o espaçamento das estacas, bem como o detalhamento das armaduras, sobre a capacidade resistente e o desempenho estrutural global. Embora os métodos clássicos tenham se mostrado adequados dentro de seus domínios de validade, os estudos experimentais indicam que sua aplicação requer o atendimento rigoroso das hipóteses geométricas e mecânicas assumidas.

O presente trabalho fundamenta-se nesse conjunto de resultados experimentais consolidados, adotando hipóteses compatíveis para permitir comparações consistentes. Ao mesmo tempo, amplia o escopo das investigações experimentais ao avaliar o comportamento estrutural de blocos armados com materiais não metálicos cujas propriedades mecânicas diferem daquelas tradicionalmente consideradas, contribuindo para a discussão dos limites de aplicação dos métodos clássicos de dimensionamento.

2.4 PESQUISAS NUMÉRICAS

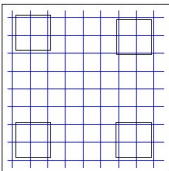
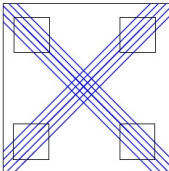
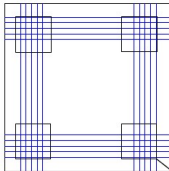
As pesquisas numéricas têm contribuído de forma significativa para a análise do comportamento estrutural de blocos sobre estacas, ao permitir a investigação detalhada do estado de tensões no interior do bloco e da interação entre seus componentes. Por meio de modelagens computacionais, especialmente utilizando o método dos elementos finitos, esses estudos possibilitam a avaliação de aspectos dificilmente observáveis em ensaios experimentais, como a redistribuição interna de tensões e a atuação das regiões nodais. Dessa forma, as análises numéricas complementam os estudos experimentais, ampliando a compreensão dos mecanismos resistentes e oferecendo suporte à validação dos modelos de dimensionamento adotados em projeto.

2.4.1 C. Sam e P. Krishna Iyer (1995)

Sam e Iyer (1995) realizaram um estudo numérico de blocos sobre quatro estacas em concreto armado, utilizando análise tridimensional não-linear por elementos finitos. Foram ensaiados três modelos distintos de blocos, todos com a mesma geometria, propriedades de material, mas com variações nos layouts das armaduras, permitindo que o estudo focasse no impacto que esta variável teria na capacidade de carga e no comportamento estrutural dos blocos.

No primeiro modelo, adotou-se uma armadura em grelha distribuída uniformemente em ambas as direções do bloco, com configuração semelhante à de uma laje. O segundo modelo empregou armadura diagonal, concentrada ao longo das diagonais que conectam estacas opostas. No terceiro modelo, as barras de aço foram concentradas nas regiões adjacentes às estacas, ao longo das laterais do bloco, formando uma configuração em quadro. Os resultados correspondentes são apresentados no Quadro 2.13.

Quadro 2.13 - Modelos numéricos simulados por Sam e Iyer (1995)

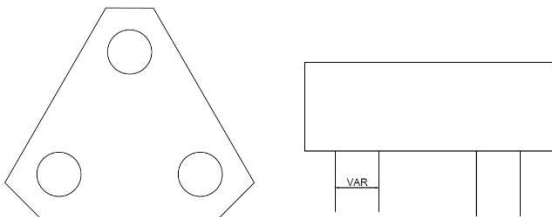
Blocos sobre 4 estacas	
<u>Geometria e disposição das armaduras:</u>    a) b) c)	
<u>Resultados:</u> - No modelo com armadura tipo grelha ou malha, as primeiras fissuras apareceram nas faces internas das estacas e se propagaram verticalmente, e a falha do bloco ocorreu devido a punção das estacas ou da coluna. Este modelo apresentou a maior capacidade de carga entre os três modelos testados - O modelo com armadura do tipo diagonal apresentou características intermediárias entre os demais layouts. As fissuras se desenvolveram ao longo das diagonais, com trincas se iniciando nas faces internas das estacas e expandindo-se conforme a carga aumentava. Esse modelo alcançou uma capacidade de carga muito próxima à do modelo de grelha, porém com menor rigidez; - O modelo com armadura em quadros as fissuras desenvolveram inicialmente de trincas diagonais na região central do bloco e se expandiram rapidamente ao redor das faces internas das estacas, propagando-se em direção à superfície superior. Este modelo apresentou a menor capacidade carga, com comportamento estrutural menos estável e em uma maior susceptibilidade a punção. - Os resultados obtidos por Sam e Iyer (1995) não corroboram com os resultados experimentais realizados por Blévyot e Frémy (1967), Taylor e Clarke (1976) e Adebar <i>et al.</i> (1990), uma vez que nestes experimentos, os blocos com armaduras em quadro apresentaram maior desempenho e em malha o pior.	

Fonte: Adaptado de Sam e Iyer (1995)

2.4.2 Miriam Gonçalves Miguel (2000)

Na análise numérica realizada por Miguel (2000), utilizou-se o método dos elementos finitos no software LUSAS, permitindo modelar blocos de concreto sobre três estacas de forma tridimensional e não-linear. Foram considerados dois modelos principais, ambos baseados em blocos de concreto sobre três estacas, de 20 cm e 30 cm, sem a inclusão de armaduras, com o objetivo de simular o comportamento estrutural dos blocos observando a propagação e a concentração de tensões, deformações e deslocamentos nas regiões críticas, como as zonas nodais e a biela de compressão. Os resultados obtidos estão apresentados no quadro 2.14.

Quadro 2.14 - Modelos numéricos simulados por Miguel (2000)

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Geometria:</u> 	
<u>Resultados:</u> - O primeiro modelo com estacas de diâmetro de 20 cm, apresentou um comportamento estrutural caracterizado pela rápida concentração de tensões nas zonas nodais superiores e nas bordas das estacas, e uma tendência de deformação nas regiões de biela de compressão; - O segundo modelo com estacas de 30 cm, demonstrou uma melhor distribuição de tensões em comparação ao modelo com estacas de 20cm. apresentando uma resistência maior que o primeiro, e a propagação das tensões ao longo das bielas de compressão foi mais equilibrada, permitindo maiores deformações sem sofrer deslocamentos significativos; - Conclui-se com os resultados da análise numérica que o diâmetro das estacas influenciou diretamente na distribuição de tensões e na capacidade de carga dos blocos e confirmaram a importância da inclusão de armaduras para aumentar a rigidez, controlar as concentrações de tensões e evitar fissuração prematura.	

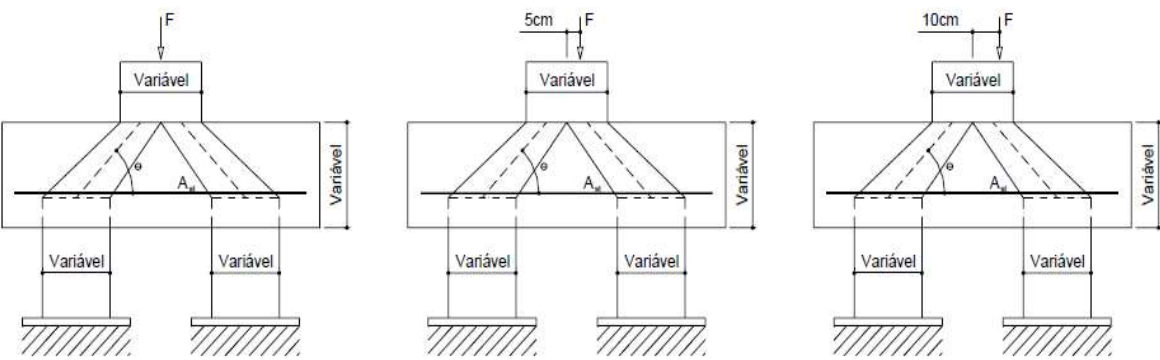
Fonte: Adaptado de Miguel (2000)

2.4.3 Rodrigo Gustavo Delalibera (2006)

Delalibera (2006) também se dedicou a analisar o comportamento dos blocos através de um estudo numérico, onde o autor utilizou o software ANSYS®, com modelagem baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF) e foco na análise de blocos sobre estacas.

Na análise numérica da pesquisa, foram estudados um total de 81 modelos, divididos em três grupos de 27 blocos com variações na excentricidade da carga de 0, 5 e 10 cm, com o objetivo de observar como a excentricidade influencia o comportamento estrutural, especialmente na geometria das bielas de compressão. Os modelos focaram em blocos de concreto armado sobre duas estacas, submetidos a cargas centradas e excêntricas. Dentro de cada série foram consideradas variáveis: dimensões da estaca, dimensões do pilar e altura do bloco permitindo um estudo detalhado dos efeitos destas variáveis na distribuição de tensões e o comportamento das zonas nodais. Os modelos padrões numéricos ensaiados nas três series e os resultados estão apresentados no quadro 2.15.

Quadro 2.15 - Modelos numéricos simulados por Delalibera (2006)

Blocos sobre 2 estacas	
<u>Geometria e disposição das armaduras:</u> 	
<u>Resultados:</u> - Nos modelos numéricos, as áreas das bielas de compressão próximas às estacas eram aproximadamente metade das calculadas segundo o critério de Blévy & Frémy, o que sugere que os métodos convencionais são mais conservadores do que o necessário; - A rigidez das estacas não demonstrou ter influência significativa na distribuição do fluxo de tensões, não alterando o comportamento estrutural dos blocos; - A capacidade dos blocos foi afetada pela excentricidade, onde, os blocos com carga centrada apresentaram a maior capacidade de carga de ruptura que os demais, distribuição uniforme das tensões, com a fissuração inicial ocorrendo aproximadamente em 50% da carga última, especialmente na parte superior do bloco, próximo ao pilar; - Blocos com excentricidade de 5 cm e 10cm, houve uma redução gradativa na capacidade de carga devido à concentração de tensões em uma das extremidades, evidenciando a influência da excentricidade. - Os resultados destacaram que o uso de armaduras complementares se mostrou vantajoso, especialmente em blocos sem excentricidade, pois essas armaduras auxiliaram na limitação das fissuras e na distribuição uniforme das tensões.	

Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

2.4.4 Filipe Antonio de Coan Ramos (2007)

Foi desenvolvido por Ramos (2007) um estudo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) com o intuito de estudar o comportamento dos blocos. Foram simulados 32 modelos de blocos sobre 10 estacas com a ajuda do *software* ANSYS®.

Todos os modelos tinham as mesmas dimensões em planta, variando parâmetros relacionados à altura, resistência do concreto, tipos e intensidade de esforços (sendo 4 casos, onde todos com carga vertical aplicada e os três últimos com momentos em x e y crescentes), os tipos de vinculação das estacas/solo, com proposta para o que seria um solo deformável e outro para solo indeformável, onde todas as estacas dos modelos eram iguais.

Quadro 2.16 - Modelos numéricos simulados por Ramos (2007)

Blocos sobre 2 estacas

Modelos testados:

CASOS	Altura (cm)	Tipo de vinculação (solo)		Concreto
1	80	Deformável	Indeformável	25 MPa
	115	Deformável	Indeformável	20, 25, 30 e 45 MPa
	200	Deformável	Indeformável	25 MPa
2	80	Deformável	Indeformável	25 MPa
	115	Deformável	Indeformável	25 e 45 MPa
	200	Deformável	Indeformável	25 MPa
3	80	Deformável	Indeformável	25 MPa
	115	Deformável	Indeformável	25 MPa
	200	Deformável	Indeformável	25 MPa
4	80	Deformável	Indeformável	25 MPa
	115	Deformável	Indeformável	25 MPa
	200	Deformável	Indeformável	25 MPa

Resultados:

- Verificou-se que a alteração da resistência do concreto não interferiu de forma significativa no comportamento estrutural dos blocos de um modo geral;
- Caso 1: 12 modelos - Blocos com maior rigidez, associados ao solo deformável apresentaram maior uniformidade na distribuição de cargas das estacas, no entanto, para solo indeformável, verificou-se concentração nas estacas centrais;
- Caso 2: 8 modelos – Para solo deformável e indeformável verificou-se concentração de cargas nas estacas centrais, sendo que nos modelos de maior rigidez as diferenças de cargas foi um pouco melhor;
- Caso 3 e 4 : 12 modelos - Para solo deformável e indeformável verificou-se concentração de cargas nas estacas centrais, sendo que nos modelos de maior rigidez as diferenças de cargas foi um pouco melhor, comportamento similar ao caso 2;
- Como foram aplicado momento fletores de maior intensidade verificou-se uma distribuição muito mais irregular de cargas entre as estacas, inclusive com a indicação de elementos tracionados.

Fonte: Adaptado de Ramos (2007)

2.4.5 Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol e Luiz Carlos de Almeida (2012)

A pesquisa conduzida por Buttignol e Almeida (2012) consistiu em uma análise numérica tridimensional não-linear de blocos de concreto armado apoiados sobre duas estacas. Este trabalho foi realizado para comparar os resultados obtidos numericamente com os experimentais conduzidos por Delalibera (2006), avaliando aspectos como a força última, o padrão de fissuração, o fluxo de tensões no concreto e no aço, as deformações e o modo de ruptura.

A modelagem numérica conduzida no estudo utilizou cinco diferentes configurações de blocos de concreto armado sobre duas estacas, com variações nas condições de vinculação e reforço estrutural. O software ATENA 3D foi empregado como ferramenta principal, devido à sua capacidade de realizar análises não-lineares por meio do Método de Elementos Finitos (MEF).

Os blocos analisados, como apresentado no quadro 2.17, foram baseados nas especificações geométricas e materiais do modelo experimental B35P25E25e0, descrito por Delalibera (2006), garantindo consistência na comparação entre as análises numéricas e experimentais.

Quadro 2.17 - Modelos numéricos simulados por Buttignol e Almeida (2012)

Blocos sobre 2 estacas	
<u>Modelos simulados:</u>	
<u>Modelos 1, 2 e 3</u> : Restrição de 100% , 50% e 25% ao deslocamento vertical na base das estacas, nesta ordem. <u>Modelo 5</u>: Redução na largura das estacas de 25cm para 6,25cm para avaliar a distribuição de tensões e o desempenho geral da peça.	<u>Modelo 4</u>: Inclusão da armadura adicional de fendilhamento, disposta em formato de cavalete.

Resultados:

- Modelo 1 apresentou a maior rigidez estrutural o que limitou a deformabilidade do sistema. A vinculação rígida das estacas proporciona aumento na capacidade de carga, mas não reflete as condições reais.
- Modelo 2 apresentou redução moderada na rigidez, mas maior capacidade de redistribuição de esforços, e força última maior que a do Modelo 1. As fissuras foram mais intensas e as tensões foram redistribuídas de maneira mais uniforme.
- Modelo 3 apresentou maiores deformações, menor rigidez estrutural e maior propagação de fissuras. Sua força última foi menor que os modelos 1 e 2. Apesar da maior redistribuição de tensões, mas a flexibilidade comprometeu a capacidade estrutural do sistema.
- Modelo 4, com armaduras de fendilhamento, apresentou melhor desempenho estrutural, maior força última e maior controle sobre a abertura de fissuras entre todos os modelos analisados. A armadura adicional foi eficaz na redução das tensões de tração ao longo das bielas, o que contribuiu para a resistência do bloco tanto à tração quanto ao cisalhamento.
- Modelo 5, com redução da largura das estacas, apresentou uma força última próxima à do Modelo 1, e o padrão de fissuração foi mantido. A redistribuição de tensões mostrou que apenas parte da seção transversal das estacas foi solicitada, indicando que a redução da largura não comprometeu significativamente a capacidade de carga do bloco, sugerindo também que ajustes na geometria das estacas podem ser realizados sem impactar no desempenho estrutural do bloco.
- Os resultados dos modelos numéricos confirmaram os dados experimentais de Delalibera (2006). A inclusão de armaduras adicionais se mostrou a solução mais eficaz para melhorar a capacidade de carga e o controle de fissuras, enquanto a redução da vinculação das estacas influenciou a rigidez e o padrão de redistribuição de tensões.

Fonte: Adaptado de Buttignol e Almeida (2012)

2.4.6 Fabiana Stripari Munhoz (2014)

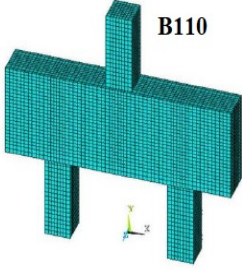
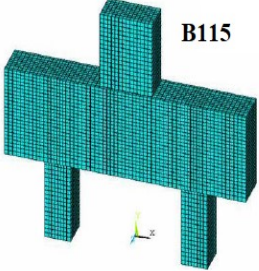
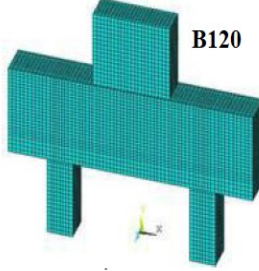
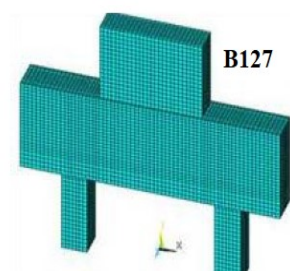
No estudo de Munhoz (2014), a análise numérica foi conduzida por meio de simulações computacionais de blocos de concreto armado apoiados em duas estacas. Essas simulações foram realizadas utilizando o software ANSYS, com o objetivo de reproduzir as condições experimentais previamente ensaiadas pelo autor no mesmo trabalho. A modelagem no ANSYS incorporou diferentes configurações geométricas para os pilares, incluindo seções quadradas e retangulares, além de contemplar variações nas taxas de armadura, especificadas em 1%, 2,5% e 4%.

As simulações permitiram explorar detalhadamente o comportamento estrutural dos blocos, destacando a influência combinada da geometria dos pilares e das taxas de armadura no desempenho global das estruturas. Essa abordagem possibilitou a avaliação precisa de fatores como a distribuição de tensões, as deformações e o impacto das interações internas de forças nos blocos.

Os resultados numéricos obtidos a partir dessas simulações foram organizados e apresentados no quadro 2.18, permitindo a comparação direta com os resultados experimentais

previamente obtidos. Essa comparação revelou importantes insights sobre as necessidades de reforço em blocos sobre estacas, bem como sobre o comportamento estrutural sob diferentes condições, oferecendo uma compreensão mais abrangente e fundamentada dos fenômenos analisados.

Quadro 2.18 - Modelos numéricos simulados por Munhoz (2014)

Blocos sobre 2 estacas			
Geometria:			
			
Resultados:			
- Modelos com menor taxa de armadura apresentaram maior propagação de fissuras, o que confirma a influência da taxa de armadura; - Modelos com maior taxa de armadura demonstraram maior capacidade de carga, validando a importância de reforço nas zonas críticas; - A análise numérica corroborou a hipótese de que a mudança na seção dos pilares altera o modelo de bielas e tirantes inicialmente adotado, o que também foi constatado experimentalmente.			

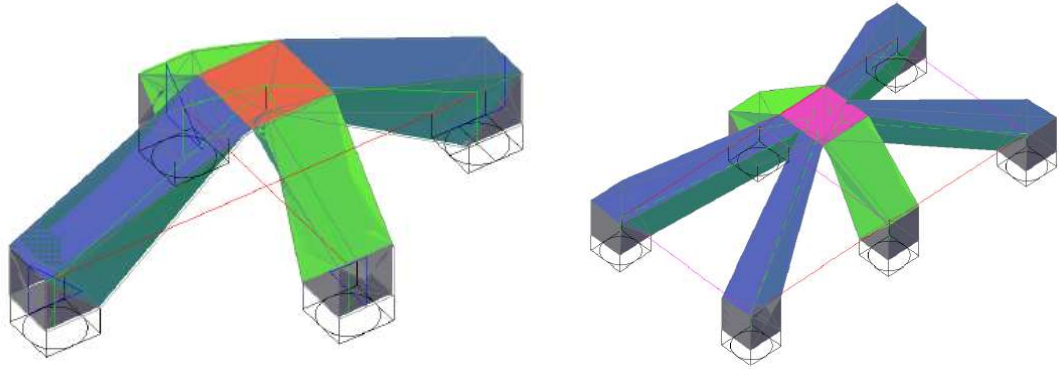
Fonte: Adaptado de Munhoz (2014).

2.4.7 Mohamed Ibrahim Metwally (2016)

Metwally (2016) realizou um estudo de análise numérica com objetivo principal era investigar e aprimorar o entendimento do comportamento estrutural dessas estruturas tridimensionais em termos de padrões de tensões, modos de falha, e comportamento físico geral, utilizando o método de bielas e tirantes.

O estudo empregou o método dos elementos finitos tridimensionais não lineares, utilizando o software ABAQUS para modelagem e análise, tendo como base de referência, modelos e dados experimentais existentes, previamente realizados por outros pesquisadores. No trabalho de Metwally (2016), foram utilizados como referência de estudos os seis modelos experimentais previamente realizados e documentados por Adebar et al. (1990). O quadro 2.19 apresenta os modelos e resultados.

Quadro 2.19 - Modelos numéricos simulados por Metwally (2016)

Blocos sobre 4 e 6 estacas	
<u>Modelos tridimensional propostos:</u> 	
<u>Resultados:</u> - As análises numéricas validaram o método dos elementos finitos, demonstrando boa concordância com os dados experimentais existentes; - As armaduras agrupadas mostraram maior eficiência ao aumentar a capacidade de carga, enquanto a remoção de quinas reduziu significativamente a resistência devido à ausência de confinamento em regiões críticas. - As zonas perturbadas, caracterizadas por distribuições não lineares de tensões, foram analisadas em detalhe, com trajetórias de tensões e padrões de falha mapeados com precisão, complementando o Método de Bielas e Tirantes.	

Fonte: Adaptado de Metwally (2016).

2.4.8 João Vitor Caldas Santos (2022)

O estudo realizado por Santos (2022) concentrou-se na análise detalhada do comportamento estrutural de blocos de fundação com diferentes configurações de cálice, empregando modelos numéricos calibrados com base em dados experimentais. O software ABAQUS 2020 foi utilizado para realizar as simulações, sendo os dados de referência extraídos dos ensaios experimentais conduzidos por Barros (2013).

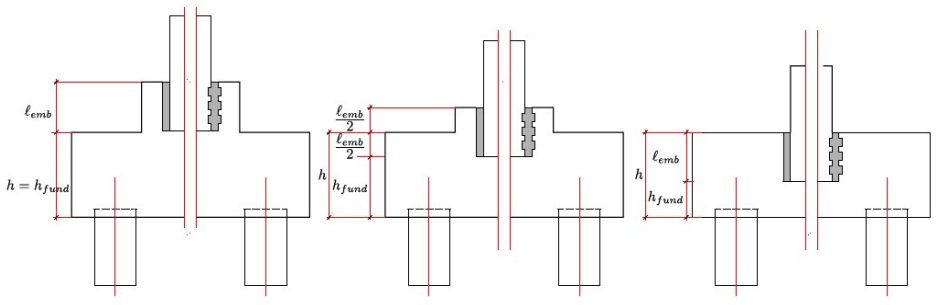
A pesquisa envolveu a análise de 12 modelos distintos, incluindo blocos monolíticos, blocos com cálices externos, semi embutidos e completamente embutidos. Para cada configuração, foram consideradas duas condições de interface: lisa e com chaves de cisalhamento. Além disso, os modelos também analisaram o impacto da utilização de armaduras complementares no desempenho estrutural dos blocos.

O principal objetivo do trabalho foi examinar a influência de três fatores principais no comportamento estrutural e na capacidade de carga dos blocos: o grau de embutimento do cálice, as conformações das interfaces e a presença de armaduras complementares. Santos

(2022) buscou compreender como essas variáveis afetam a transferência de forças entre os componentes estruturais e a resistência global dos blocos.

Os resultados obtidos foram organizados e apresentados no quadro 2.20, oferecendo uma visão comparativa detalhada do impacto de cada variável no desempenho estrutural.

Quadro 2.20 - Modelos numéricos simulados por Santos (2022)

Blocos sobre 2 estacas		
<u>Modelos simulados:</u>  (a) Externo liso e com chave (b) Semiembutido liso e com chave (c) Embutido liso e com chave		
<u>Resultados:</u> - Os resultados mostraram que o grau de embutimento tem papel crucial na capacidade de carga dos blocos, onde para interfaces lisas, observou-se que blocos com cálice externo apresentaram uma força última maior do que os blocos semi embutidos, e estes últimos maiores que os monolíticos, e para interfaces com chaves de cisalhamento este mesmo fato ficou ainda mais evidenciado; - Concluiu-se que o grau de embutimento e a conformação da interface são os fatores mais determinantes na capacidade resistente dos blocos de fundação, e que a utilização de chaves de cisalhamento foi comprovada como uma solução eficaz para melhorar a eficiência estrutural, principalmente em blocos com maior grau de embutimento; - Foi verificado que o tirante principal foi a armadura que mais influenciou a força última dos blocos, já as armaduras verticais e horizontais do cálice apresentaram influência menos significativa, especialmente em situações de carregamento centrado;		

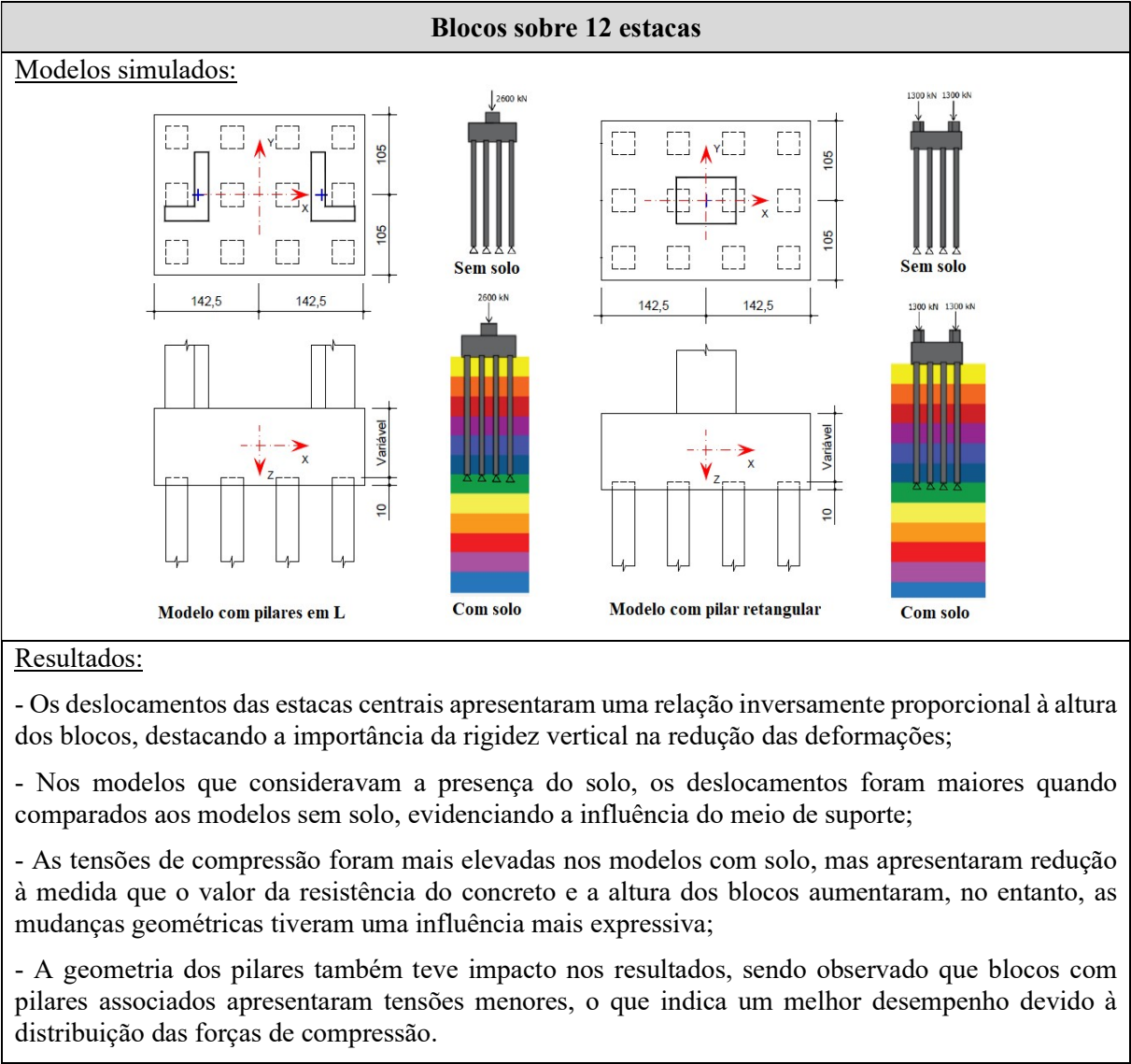
Fonte: Adaptado de Santos (2022).

2.4.9 Daniele Brandão Souza e Rodrigo Gustavo Delalibera (2024)

Souza e Delalibera (2024) desenvolveram uma análise numérica do comportamento estrutural de blocos de fundação apoiados em 12 estacas, com o objetivo de investigar a influência de diferentes configurações geométricas, condições de carregamento e da interação entre o solo e o bloco. As análises foram realizadas no software Ansys® (versão 2021 R1), a partir da elaboração de 36 modelos numéricos distintos, permitindo a avaliação sistemática das variáveis consideradas.

Na modelagem, os blocos e o solo foram representados por elementos volumétricos do tipo Solid 85, possibilitando uma análise tridimensional adequada. Como simplificação das condições de contorno, foi adotada a hipótese de ausência de atrito entre as estacas e o solo. Os modelos contemplaram blocos com pilares em formato “L” e pilares retangulares equivalentes, mantendo-se as dimensões em planta, além da variação da altura dos blocos (54 cm, 110 cm e 165 cm) e da resistência característica do concreto (25 MPa, 35 MPa e 45 MPa). O comportamento estrutural foi analisado considerando-se situações com e sem a presença do solo, cujos parâmetros foram obtidos a partir de sondagem local, mantendo-se constantes as dimensões das estacas em todas as simulações.

Quadro 2.21 - Modelos numéricos simulados por Souza e Delalibera (2024)



Fonte: Adaptado de Souza e Delalibera(2024).

2.4.10 Rafael Saverio Spozito et. al (2025)

No estudo desenvolvido por Spozito *et.al* (2025), avaliou 59 modelos numéricos de blocos de fundação com quatro estacas, com geometria e material parametrizados, focando em seu comportamento mecânico ao suportar colunas retangulares, com o objetivo de investigar a influência da geometria do bloco e da configuração interna do mecanismo resistente na distribuição de tensões, na formação das bielas comprimidas e no comportamento global da estrutura. A investigação numérica foi estruturada para avaliar o efeito da parametrização geométrica associada ao aumento da área da seção do pilar em relação às dimensões do bloco (e ao arranjo de estacas), com ênfase em colunas retangulares.

Quadro 2.22 - Modelos numéricos simulados por Spozito at al(2024)

Blocos sobre 4 estacas
<u>Exemplo de modelos simulados:</u> 
<u>Resultados:</u> - A forma geométrica do pilar influencia diretamente a resistência e a distribuição de tensões em blocos sobre estacas. - A adoção de seções quadradas equivalentes para pilares retangulares pode conduzir a estimativas imprecisas da carga de ruptura. - O coeficiente geométrico proposto apresentou bons resultados na previsão da força última, com limitações para pilares de pequenas dimensões. - A altura do bloco e o formato do pilar afetam a concentração de tensões nas regiões nodais, indicando a necessidade de ajustes nos modelos de bielas e tirantes. - Os modelos numéricos mostraram-se adequados para captar esses efeitos geométricos, contribuindo para previsões mais realistas do comportamento estrutural.

Fonte: Adaptado de Spozito at al(2024)

2.4.11 Considerações finais sobre as pesquisas numéricas

As pesquisas numéricas evidenciam que a modelagem computacional constitui uma ferramenta eficaz para a compreensão dos mecanismos resistentes atuantes em blocos sobre

estacas. Os resultados desses estudos permitiram identificar trajetórias preferenciais de compressão no concreto, concentrações de tensões nas regiões nodais e a sensibilidade do comportamento estrutural a variações geométricas e de carregamento.

De modo geral, as análises numéricas apresentaram boa concordância com os resultados experimentais disponíveis na literatura, reforçando a consistência dos modelos adotados. Esses estudos também indicam que a representação adequada do comportamento dos blocos depende da correta definição das hipóteses de modelagem, especialmente no que se refere à não linearidade do concreto e às condições de contato entre bloco e estacas. Assim, as pesquisas numéricas fornecem subsídios importantes para a interpretação dos resultados experimentais e para a avaliação crítica dos métodos de dimensionamento utilizados.

2.5 ESTUDOS COM PROPOSTAS DE MODELOS ANALÍTICOS

As pesquisas analíticas voltadas ao estudo de blocos sobre estacas buscam representar o comportamento estrutural desses elementos por meio de modelos teóricos simplificados, fundamentados nos princípios da mecânica das estruturas. Esses estudos concentram-se na idealização do fluxo de esforços no interior do bloco e na definição de critérios de resistência para os principais componentes estruturais, com destaque para o modelo de bielas e tirantes. As contribuições analíticas constituem a base conceitual dos procedimentos de dimensionamento empregados nas normas técnicas, permitindo a interpretação física dos mecanismos resistentes e a sistematização dos critérios de projeto.

2.5.1 *Jean Blévet e René Frémy (1967)*

Com base nos estudos experimentais realizados por Blévet e Frémy (1967), eles propõem equações para determinação analítica para determinação dos valores das forças de tração nos tirantes, considerando os ângulos de inclinação das bielas, e também as equações para verificação das tensões nodais máximas nas zonas nodais inferiores e superiores da biela de compressão.

O quadro 2.23, apresenta as equações definidas por Blevot e Fremy (1967) para blocos sobre duas , três e quatro estacas.

Quadro 2.23 - Equações analíticas propostos por Blevot e Fremy (1967)

Blocos sobre 2 estacas	
<u>Força de tração armadura principal:</u> $N'_a = \frac{Q \cdot l_t}{4h} \cdot \left(1 - \frac{a}{3l_t}\right)$ Onde: Q : carga do pilar centrada; l_t : distância entre os eixos das duas estacas; h : altura útil do bloco, onde $0,5 (l_t - a/2) \geq h \geq 0,7 (l_t - a/2)$, garantido ângulos de bielas entre 45° e 55°; a : a : dimensão do pilar no plano do bloco, considerando origem das bielas a uma distância de $a/4$ do eixo do pilar.	
<u>Tensão nodal máxima superior biela /pilar:</u> $\sigma_b = \frac{Q}{B \cdot \sin^2 \theta} < 0,6 \sigma_j$ Onde: σ_b: tensão nodal superior máxima do concreto; σ_{b1}: tensão nodal superior máxima do concreto; B: área da seção do pilar; B_1: área da seção da estaca; θ: ângulo de inclinação das bielas; σ_j: resistência do concreto à compressão.	<u>Tensão nodal máxima inferior biela /estaca:</u> $\sigma_{b1} = \frac{Q}{B_1 \cdot \sin^2 \theta} < 0,6 \sigma_j$
Blocos sobre 3 estacas	
<u>Força de tração armadura principal paralela aos lados:</u> $N'_{ac} = \frac{Q \cdot l_t}{9h} \cdot \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)$ Onde: N'_a : força de tração para a qual deve-se determinar as armaduras; Q : carga do pilar centrada; l_t : distância entre os eixos das duas estacas; h : altura útil do bloco, onde $0,58 (l_t - a/2) \geq h \geq 0,825 (l_t - a/2)$, garantido ângulos de bielas entre 45° e 55°; a : dimensão do pilar no plano do bloco, considerando origem das bielas a uma distância de $a/3$ do eixo do pilar;	<u>Força de tração armadura paralela à mediana (não usual):</u> $N'_{am} = \frac{Q \cdot l_t \cdot \sqrt{3}}{9h} \cdot \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)$
<u>Tensão nodal máxima superior biela /pilar:</u> $\sigma_b = \frac{Q}{B \cdot \sin^2 \theta} < 0,75 \sigma_j$ Onde: σ_b: tensão nodal superior máxima do concreto; σ_{b1}: tensão nodal superior máxima do concreto; B: área da seção do pilar; B_1: área da seção da estaca; θ: ângulo de inclinação das bielas; σ_j: resistência do concreto à compressão.	<u>Tensão nodal máxima inferior biela /estaca:</u> $\sigma_{b1} = \frac{Q}{3B_1 \cdot \sin^2 \theta} < 0,75 \sigma_j$

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Força de tração armaduras na direção diagonal:</u> $N'_{ad} = \frac{Q \cdot l_t \cdot \sqrt{2}}{8h} \cdot \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)$	<u>Força de tração armaduras paralela aos lados, ligando vértices das estacas:</u> $N'_{ac} = \frac{Q \cdot l_t}{8h} \cdot \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)$
Onde: N'_a : força de tração para a qual deve-se determinar as armaduras; Q : carga do pilar centrada; l_t : distância entre os eixos das duas estacas; h : altura útil do bloco, onde $0,71 (l_t - a/2) \geq h \geq (l_t - a/2)$, garantido ângulos de bielas entre 45° e 55°; a : dimensão do pilar no plano do bloco, considerando origem das bielas a uma distância de $a/4$ do eixo do pilar.	
<u>Tensão nodal máxima superior biela /pilar:</u> $\sigma_b = \frac{Q}{B \cdot \sin^2 \theta} < 0,9 \sigma_j$	<u>Tensão nodal máxima inferior biela /estaca:</u> $\sigma_{b1} = \frac{Q}{4B_1 \cdot \sin^2 \theta} < 0,9 \sigma_j$
Onde: σ_b: tensão nodal superior máxima do concreto; σ_{b1}: tensão nodal superior máxima do concreto; B: área da seção do pilar; B_1: área da seção da estaca; θ: ângulo de inclinação das bielas; σ_j: resistência do concreto à compressão.	

Fonte: Adaptado de Blévy e Frémy (1967).

2.5.2 Rodrigo Gustavo Delalibera (2006)

Em seu trabalho, Delalibera (2006) desenvolveu e apresentou um método analítico de dimensionamento fundamentado no modelo de bielas e tirantes aplicado a blocos de concreto armado sobre estacas, contemplando situações de carregamento com forças centradas e excêntricas. A proposta do autor teve como objetivo principal fornecer uma formulação racional capaz de representar de forma mais consistente o fluxo de esforços no interior do bloco, considerando explicitamente a atuação das bielas comprimidas, dos tirantes tracionados e das regiões nodais envolvidas no mecanismo resistente.

No quadro 2.24 são apresentadas as expressões analíticas propostas para a determinação dos ângulos de inclinação das bielas, bem como para o cálculo das tensões atuantes nas regiões nodais inferior e superior do bloco. Essas equações permitem avaliar a compatibilidade entre a geometria do bloco, a posição das estacas e a aplicação das cargas, fornecendo subsídios para a verificação da segurança das zonas nodais e do equilíbrio do sistema resistente.

Quadro 2.24 - Equações analíticas propostas por Delalibera (2006)

Blocos sobre 2 estacas – carga centrada
<u>Modelo de Bielas proposto pelo autor:</u>
<u>Ângulo de inclinação de bielas:</u> $\theta_m = \arctan\left(\frac{4d}{2 \cdot L_{est} - a_x}\right)$ Onde: θ_m: ângulos de inclinação das bielas de compressão; d : altura útil; L_{est}: distância entre eixos das estacas; a_x: dimensão da estaca na dimensão considerada. e: excentricidade da força.
<u>Tensões nodais inferiores e superiores:</u> $\sigma_{b,zi} = \frac{F}{[\sin \theta_m]^2 \cdot a_x^2}$ $\sigma_{b,zs} = \frac{F}{[\sin \theta_m]^2 \cdot h_x \cdot h_y}$ Onde: $\sigma_{b,zi}$: tensão nodal inferior; $\sigma_{b,zs}$: tensão nodal superior; h_x/h_y: dimensões da seção transversal do pilar.
Blocos sobre 2 estacas – carga excêntrica
<u>Modelo de Bielas proposto pelo autor:</u>

<u>Ângulo de inclinação de bielas:</u> $\theta_{m1} = \arctan\left(\frac{4d}{2 \cdot L_{est} - a_x + 4e}\right)$ $\theta_{m2} = \arctan\left(\frac{4d}{2 \cdot L_{est} - a_x - 4e}\right)$ Onde: θ_m: ângulos de inclinação das bielas de compressão; d: altura útil; L_{est}: distância entre eixos das estacas; a_x: dimensão da estaca na dimensão considerada. e: excentricidade da força.	
<u>Tensões nodais inferiores:</u> $\sigma_{b,zi,1} = \frac{F \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{\sin \theta_{m1} \cdot A_{b,zi,1}}$ $\sigma_{b,zi,2} = \frac{F \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{\sin \theta_{m2} \cdot A_{b,zi,2}}$	<u>Tensões nodais superiores:</u> $\sigma_{b,zs,1} = \frac{F \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{\sin \theta_{m1} \cdot A_{b,zs,1}}$ $\sigma_{b,zs,2} = \frac{F \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{\sin \theta_{m2} \cdot A_{b,zs,2}}$
Onde: ξ: é dado por $\xi = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x + 4e}{2 \cdot L_{est} - a_x}$ $A_{b,zi,1,2}$: área das bielas junto às estacas, dado por $A_{b,zi,1,2} = \frac{a_x^2}{2} \sin \theta_{m1,2}$ $A_{b,zs,1,2}$: área das bielas junto ao pilar, dado por $A_{b,zs,1,2} = \left[\left(\frac{h_x}{2} + e\right) \cdot h_y\right] \cdot \sin \theta_{m1,2}$ a_{f1}: é dado por $a_{f1} = \frac{2 \cdot L_{est} - a_x + 4e}{8}$ a_{f2}: é dado por $a_{f2} = \frac{2 \cdot L_{est} + a_x + 4e}{8}$	

Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

2.5.3 Carlos Meléndez, Juan Sagaseta, Pedro F. Miguel Sosa e Luis Pallarés Rubio (2019)

No estudo de Meléndez *et al.*(2019), foram testados 162 modelos de blocos sobre quatro estacas obtidos de diversas fontes da literatura. Esses modelos foram utilizados para validar e calibrar o modelo refinado tridimensional de bielas e tirantes proposto neste trabalho.

Meléndez *et al.*(2019), construiu um modelo analítico, permitindo a otimização das trajetórias de tensões, a inclinação das bielas e a resistência dos nós, o que possibilitou propor uma abordagem analítica mais precisa e ajustada às condições reais dos blocos de fundação sobre quatro estacas. Essa abordagem, detalhada no quadro 2.25, permite determinar o modo predominante de falha do bloco, a área necessária de armadura para flexão e verificar a adequação da geometria do bloco de fundação para uma carga de projeto especificada.

Quadro 2.25 - Equações analíticas propostas por Meléndez *et al.*(2019)

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Modelo proposto pelo autor:</u>	
a) Perspectiva 3D	b) Esquema 2D
<u>Resistência global do bloco:</u>	
$P_n = \text{mín} [P_{ns,1}, P_{ns,2}, P_{nt,u}]$	
Onde:	
P_n : Representa o menor valor das funções limite das resistências e, portanto, determina o mecanismo de falha predominante no bloco;	
$P_{ns,1}$: Resistência ao cisalhamento baseada na capacidade do concreto comprimido nas bielas;	
$P_{ns,2}$: Resistência ao cisalhamento que considera deformações adicionais e interação com a armadura;	
$P_{nt,u}$: Resistência associada ao escoamento das armaduras (tirantes).	
<u>Limites de Resistências para cada tipo de falha:</u>	
$P_{ns,1} = A_s \cdot f_y \cdot \cos^2 \theta_{3d}$	
$P_{ns,2} = 4 c_p \cdot f_c \cdot b_s \cos \theta_{3d}$	
$P_{nt,u} = \frac{4 c_p \cdot f_c \cdot b_s \cos \theta_{3d}}{1 + \tan \theta_{3d}}$	
Onde:	
A_s : Área da seção transversal da armadura;	
f_y : Tensão de escoamento do aço;	
θ_{3d} : Ângulo de inclinação da biela;	
c_p : Coeficiente de confinamento do concreto;	
b_s : Largura das bielas comprimidas;	

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

2.5.4 Jong Eun Yun, Sung-Ho Chae e Julio A. Ramirez (2019)

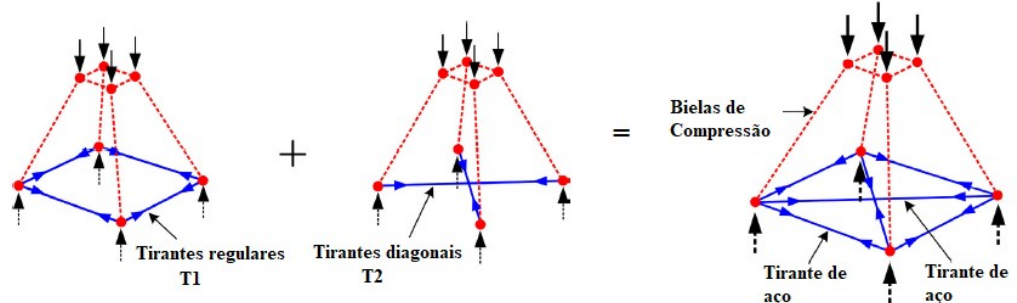
Yun, Chae e Ramirez (2019), propuseram através de seus estudos um modelo refinado tridimensional de bielas e tirantes para blocos de concreto armado sobre quatro estacas. Com o

objetivo de superar as limitações dos métodos bidimensionais convencionais, o modelo incorporou os efeitos tridimensionais de tensão e confinamento do concreto nas zonas nodais e bielas, proporcionando uma análise mais realista e precisa do comportamento estrutural.

A validação do modelo foi realizada utilizando uma base experimental abrangente, composta por 115 blocos de concreto armado sobre quatro estacas, cujos dados foram documentados por diversos autores renomados na área. Para desenvolver e ajustar o modelo, foram empregados métodos de elementos finitos, que permitiram avaliar as tensões principais no concreto e orientar a criação dos modelos de bielas e tirantes tridimensionais.

O modelo proposto, apresentado no quadro 2.26, destaca-se pela sugestão do uso de armaduras diagonais, especialmente em zonas críticas onde as bielas comprimidas transferem forças para as estacas. Essas armaduras diagonais desempenham um papel fundamental no controle de fissuras nas regiões nodais, contribuindo para a redistribuição eficiente das tensões para as estacas.

Quadro 2.26 - Equações analíticas propostas por Yun, Chae e Ramirez (2019)

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Modelo proposto pelo autor:</u>  O diagrama ilustra o modelo proposto pelo autor, mostrando a combinação de dois tipos de tirantes (T1 e T2) para formar um sistema de bielas de compressão e tirantes de aço. O modelo é representado como a soma de dois diagramas de tirantes (T1 e T2) resultando em um diagrama final que combina as duas estruturas. Os diagramas mostram a distribuição de forças e a geometria das bielas e tirantes em um sistema de quatro estacas.	
<u>Forças na biela e compressão e nos tirantes:</u> $F_{u,est} = \frac{P_{u,estr}}{4 \cdot \sin \theta}$ $F_{T1} = \frac{P_{u,estr}}{4\sqrt{2} \tan \theta}$ $F_T = \frac{P_{u,estr}}{4 \tan \theta}$ Onde: $P_{u,est}$: Carga última aplicada na estrutura; $F_{u,est}$: Força atuante na biela de compressão; F_{T1}: Força de tração atuante no tirante regular (T1); F_{T2}: Força de tração atuante no tirante diagonal (T2); θ: Ângulo de inclinação da biela.	

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

2.5.5 Ridha Boulifa, Kamel Goudjil e Mohamed Laid Samai (2023)

Boulifa, Goudjil e Samai (2023) propuseram um modelo analítico simplificado para estimar a capacidade de carga de blocos de concreto armado sobre quatro estacas, baseado no critério do limite inferior de resistência e nos modos de falha por flexão e cisalhamento. A validação do modelo foi realizada com base em uma base de dados composta por 107 blocos ensaiados experimentalmente, extraídos da literatura técnica.

Com base nos resultados experimentais, os autores ajustaram os coeficientes do modelo para representar as contribuições do concreto e das armaduras nos diferentes modos de falha. As equações resultantes, apresentadas no Quadro 2.27, permitem estimar a resistência última dos blocos conforme o mecanismo de falha predominante.

Quadro 2.27 - Equações analíticas propostas por Boulifa, Goudjil e Samai (2023)

Blocos sobre 4 estacas	
<u>Capacidade de carga última do bloco:</u>	
$P_n = \text{Mín}(P_{n,s}, P_{n,f})$	
Onde:	
$P_{n,s}$: Previsão de carga para falha por cisalhamento;	
$P_{n,f}$: Previsão de carga para falha por flexão.	
<u>Falha por flexão:</u>	
$P_{n,f} = 2 \cdot \left[(0,74 \cdot A_s \cdot f_y) + (0,075 \cdot b \cdot a \cdot 0,375 \cdot \sqrt{f'_c}) \right] \cdot \frac{d}{a}$	
<u>Falha por cisalhamento:</u>	
$P_{n,s} = 2 \cdot \left[(0,375 \cdot A_s \cdot f_y) + (0,4125 \cdot b \cdot a \cdot 0,375 \cdot \sqrt{f'_c}) \right] \cdot \frac{d}{a}$	
Onde:	
Parcela de contribuição da armadura: $\alpha \cdot A_s \cdot f_y$	
Parcela de contribuição do concreto: $\beta \cdot b \cdot a \cdot 0,375 \cdot \sqrt{f'_c}$	
α : Coeficiente de escoamento das armaduras, variando de 0 a 1.	
β : Coeficiente da contribuição do concreto, variando de 0 a 1.	
A_s : taxa de armadura;	
f_y : Resistência de escoamento da armadura;	
f'_c : Resistência à compressão do concreto;	
b : Largura do plano vertical de simetria;	
a : Distância entre o centro da estaca e a borda do pilar, dada por $a = 0,5 (Lec - c)$;	
Lec : Distância entre eixos de estacas;	
c : Dimensão do lado do pilar quadrado	
d : Altura útil do bloco.	

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

2.5.6 *Considerações finais sobre as pesquisas analíticas*

Os estudos analíticos revisados demonstram que o modelo de bielas e tirantes é capaz de representar, de forma consistente, o comportamento resistente global de blocos sobre estacas quando respeitadas as hipóteses geométricas e mecânicas associadas a esse modelo. Esses trabalhos contribuíram para a definição de limites de tensões admissíveis, ângulos de inclinação das bielas e critérios de detalhamento das armaduras, influenciando diretamente a formulação dos métodos normativos.

Entretanto, as pesquisas analíticas também evidenciam que tais modelos possuem caráter idealizado e não capturam integralmente a complexidade do estado de tensões nas regiões descontínuas. Dessa forma, sua aplicação requer julgamento técnico e, sempre que possível, deve ser complementada por resultados experimentais ou numéricos. No contexto do presente trabalho, essas contribuições analíticas servem como base conceitual para a interpretação dos resultados obtidos e para a discussão da aplicabilidade dos métodos clássicos de dimensionamento.

2.6 BARRAS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS (FRP)

2.6.1 *Histórico e fundamento do uso de barras FRP em estruturas de concreto*

O emprego de barras de polímeros reforçados com fibras (Fiber Reinforced Polymer – FRP) como armadura em estruturas de concreto armado teve início a partir da década de 1980, impulsionado principalmente pela necessidade de mitigar os problemas associados à corrosão das armaduras metálicas convencionais. Bank (2006) destaca que ambientes agressivos, como regiões costeiras, estruturas marítimas, obras sujeitas à ação de agentes químicos e elementos enterrados, evidenciaram limitações significativas do aço no que se refere à durabilidade, motivando o desenvolvimento e a aplicação de materiais alternativos.

No contexto brasileiro, para Couto (2007), a utilização de armaduras de FRP apresenta vantagens expressivas, especialmente em estruturas de concreto localizadas em regiões litorâneas, onde a corrosão das armaduras é um problema recorrente, bem como em linhas de metrô, nas quais a presença de ondas magnéticas pode acelerar processos corrosivos. O autor ressalta ainda a aplicação desses materiais em obras hospitalares, em razão da necessidade de evitar materiais condutores magnéticos.

Do ponto de vista conceitual, os FRP constituem materiais compósitos poliméricos reforçados com fibras, nos quais as fibras são responsáveis por fornecer resistência e rigidez ao compósito, enquanto a matriz polimérica atua na impregnação das fibras, transferência de tensões, manutenção do posicionamento relativo e proteção contra agentes agressivos. Conforme descrito pelo ACI 440.1R-15 (2015), essa combinação confere aos FRP propriedades mecânicas e de durabilidade distintas daquelas observadas nas armaduras metálicas tradicionais.

Apesar dessas vantagens, o uso de barras de FRP ainda não é amplamente difundido na prática estrutural. Entre as principais limitações destacam-se o menor módulo de elasticidade em relação ao aço, que resulta em maiores deformações e aberturas de fissuras em serviço, o comportamento linear-elástico até a ruptura, sem patamar de escoamento, e a sensibilidade ao dimensionamento em estados limites de serviço. Soma-se a isso a escassez de normas técnicas específicas, especialmente para aplicações em elementos de fundação, a menor familiaridade dos projetistas com o comportamento desses materiais e o custo inicial mais elevado, fatores que contribuem para uma adoção ainda restrita. Assim, embora os FRP apresentem elevado potencial do ponto de vista da durabilidade, sua aplicação exige critérios de projeto mais rigorosos e uma abordagem diferenciada em relação às armaduras metálicas convencionais.

2.6.2 *Propriedades mecânicas e implicações estruturais*

Entre os diferentes tipos de FRP disponíveis, como aqueles reforçados com fibras de carbono (CFRP), aramida (AFRP) e vidro (GFRP), as barras de GFRP passaram a ser amplamente investigadas e utilizadas em aplicações estruturais, sobretudo em função do custo relativamente mais baixo e da boa relação entre resistência mecânica e durabilidade. Estudos pioneiros conduzidos por Benmokrane e colaboradores, ainda na década de 1990, já demonstravam a viabilidade do uso dessas barras como armadura principal em elementos de concreto, evidenciando ganhos expressivos em durabilidade quando comparadas às armaduras de aço, embora acompanhados por mudanças relevantes no comportamento estrutural dos elementos armados (Benmokrane et al., 1996; Benmokrane et al., 2002).

Segundo o ACI 440.1R-15 (2015), o comportamento mecânico das barras de FRP difere substancialmente daquele apresentado pelo aço convencional. Destacam-se a elevada resistência à tração, a ausência de escoamento plástico e o menor módulo de elasticidade, especialmente no caso das barras de GFRP. Enquanto o aço apresenta comportamento dúctil e

capacidade de redistribuição de esforços após o escoamento, as barras de FRP exibem comportamento linear-elástico até a ruptura, a qual ocorre de forma abrupta e frágil.

O *fib* (2007) enfatiza que essas características impõem uma abordagem de projeto distinta daquela tradicionalmente empregada para estruturas armadas com aço, deslocando o foco do dimensionamento para os estados limites de serviço, especialmente no controle de fissuração e deformações. As barras de GFRP, embora apresentem resistências à tração frequentemente superiores a 800 MPa, possuem módulo de elasticidade tipicamente situado entre 40 e 60 GPa, valor significativamente inferior ao do aço, que é da ordem de 200 GPa (ACI 440.1R-15, 2015). Essa diferença resulta em maiores deformações sob níveis de tensão equivalentes, afetando diretamente a resposta deformacional e a rigidez global dos elementos estruturais.

Outra particularidade relevante diz respeito à inexistência de um patamar de escoamento. Conforme discutido pela CSA S-806 (2012), a ruptura das barras de GFRP ocorre sem aviso prévio, o que reforça a necessidade de garantir que o colapso estrutural seja governado pelo concreto, e não pela armadura, de modo a assegurar um comportamento mais previsível e seguro.

No que se refere à aderência, as barras de GFRP apresentam comportamento fortemente dependente do tipo de superfície, do diâmetro e do sistema de conformação, podendo apresentar nervuras helicoidais, revestimento com areia aderida ou perfis moldados. Benmokrane et al. (2016) indicam que, embora a resistência de aderência possa ser comparável à do aço, os mecanismos de transferência de esforços diferem, o que geralmente resulta na necessidade de comprimentos de ancoragem superiores. Essas diferenças tornam evidente que métodos de dimensionamento desenvolvidos originalmente para armaduras metálicas, quando aplicados diretamente a barras de GFRP, podem conduzir a respostas estruturais distintas, especialmente em elementos predominantemente tracionados.

2.6.3 *Normalização, estudos recentes e lacunas na literatura*

A consolidação do uso de barras de FRP em estruturas de concreto armado foi acompanhada pelo desenvolvimento de normas e recomendações técnicas específicas em diferentes países. Nos Estados Unidos, o documento ACI 440.1R-15 (2025) estabelece diretrizes para o projeto e dimensionamento de estruturas armadas com FRP, enfatizando a verificação rigorosa dos estados limites de serviço, bem como o controle de fissuração e

deformações (ACI 440.1R-15, 2015). De forma semelhante, a norma canadense CSA S-806 (2012), reconhece explicitamente o comportamento mais flexível dessas estruturas e recomenda critérios diferenciados de dimensionamento quando comparados àqueles adotados para o aço (CSA, 2012).

O fib Model Code e seus boletins técnicos destacam que a aplicação de métodos clássicos de projeto, como o método das bielas e tirantes, deve ser realizada com cautela quando associada a armaduras não metálicas, recomendando ajustes nos critérios de rigidez, ancoragem e verificação de estados limites (FIB, 2007).

No contexto brasileiro, até recentemente inexistiam normas específicas para o uso de barras de FRP em estruturas de concreto armado. Esse cenário começou a ser modificado com a publicação da ABNT NBR 17196 (2025) e da ABNT NBR 17201-2 (2025), que passaram a regulamentar aspectos relacionados às propriedades, aos ensaios de caracterização e aos critérios gerais de utilização dessas barras. Essas normas alinham-se conceitualmente às recomendações internacionais, reconhecendo as limitações associadas ao menor módulo de elasticidade e à ruptura frágil do material.

Nos últimos anos, diversos estudos experimentais e numéricos têm investigado o comportamento de elementos estruturais armados com barras de GFRP.

O estudo de Mufti et al. (2005) avaliou a durabilidade de armaduras de GFRP em estruturas reais de concreto após cinco a oito anos de serviço, por meio da análise de testemunhos extraídos de obras submetidas a condições ambientais severas. Utilizando técnicas avançadas de caracterização, os autores verificaram a inexistência de degradação das fibras, da matriz polimérica e da interface GFRP–concreto, comprovando a estabilidade do material no ambiente alcalino do concreto. A principal contribuição do trabalho foi fornecer evidências experimentais em campo que subsidiaram a revisão normativa no Canadá, permitindo o uso do GFRP como armadura principal e reforçando sua viabilidade para aplicações estruturais onde a durabilidade é um requisito fundamental.

Khodadadi et al. (2024) apresentaram uma revisão abrangente sobre o uso de FRP em concreto, destacando que, embora esses materiais ofereçam vantagens significativas em termos de durabilidade e resistência à corrosão, seu comportamento estrutural difere substancialmente daquele observado em estruturas armadas com aço, especialmente no que se refere à rigidez e à ductilidade.

Zhang, Yang e Yu (2026) discutiram aspectos relacionados à durabilidade das barras de FRP e de elementos de concreto armado com FRP, ressaltando que ensaios acelerados de envelhecimento indicam possíveis degradações graduais das propriedades mecânicas quando

expostas à umidade, ambientes alcalinos e ciclos térmicos. Ainda assim, os autores afirmam que, quando corretamente especificadas, as barras de GFRP tendem a apresentar desempenho superior ao do aço em ambientes agressivos.

Zhou et al. (2026) analisaram o desempenho ao fogo de estruturas reforçadas com FRP e destacam que a principal limitação desses materiais está associada à perda de resistência e rigidez da matriz polimérica em temperaturas elevadas, enfatizando a importância de estratégias adequadas de proteção térmica.

No âmbito do desempenho estrutural, Sidhardhan e Madasamy (2024) investigaram lajes armadas com aço e com GFRP submetidas a carregamentos estáticos e cíclicos, verificando que os elementos armados com GFRP apresentaram maiores deformações e aberturas de fissuras, embora tenham mantido capacidade resistente compatível com os níveis de carregamento previstos em projeto. Os autores ressaltam a necessidade de critérios específicos de dimensionamento, sobretudo no controle da fissuração.

Estudos nacionais também contribuem para a compreensão do comportamento de sistemas reforçados com FRP. Assis et al. (2024), ao analisarem vigas de madeira reforçadas com barras de FRP pela técnica NSM, observaram aumento significativo da capacidade resistente e melhoria do desempenho estrutural, destacando a relevância dos mecanismos de aderência e ancoragem, princípios igualmente aplicáveis a estruturas de concreto.

O Florida Department of Transportation (2025) analisou a viabilidade do uso de barras de GFRP de grande diâmetro em blocos de fundação de pontes expostos a ambientes agressivos, com foco na durabilidade e no atendimento aos critérios normativos. O estudo baseou-se na caracterização experimental do material e em análises analíticas e computacionais aplicadas a um caso real, sem a realização de ensaios estruturais em escala real. Os resultados forneceram subsídios técnicos para o dimensionamento e para a ampliação das diretrizes de projeto com GFRP, especialmente no âmbito da AASHTO LRFD (*American Association of State Highway and Transportation Officials / Load and Resistance Factor Design*).

No campo da otimização estrutural, Yuan et al. (2026) propõem uma abordagem de otimização topológica para a definição da configuração e do pré-esforço de sistemas de reforço com FRP, demonstrando que a correta distribuição do material compósito pode maximizar a eficiência estrutural e reduzir concentrações de tensões.

Apesar dos avanços observados, a maior parte das pesquisas concentra-se em elementos estruturais convencionais, como vigas, lajes e pilares, sendo ainda escassos os estudos dedicados a elementos de fundação, em especial blocos sobre estacas. Yang et al. (2021) indicam que blocos armados com GFRP tendem a apresentar maiores deformações e aberturas

de fissuras quando comparados a modelos equivalentes armados com aço, especialmente quando dimensionados por métodos clássicos originalmente desenvolvidos para armaduras metálicas.

No caso específico de blocos sobre estacas, essa lacuna assume particular relevância, uma vez que o comportamento estrutural desses elementos é governado pelo modelo de bielas e tirantes, no qual as armaduras atuam predominantemente à tração, ancoradas em regiões nodais submetidas a elevados estados de compressão. A eficiência da ancoragem e a compatibilidade deformacional entre concreto e armadura são determinantes para o desenvolvimento adequado do mecanismo resistente. A literatura ainda apresenta número limitado de estudos experimentais em escala real voltados especificamente para essa tipologia estrutural.

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A revisão bibliográfica apresentada neste capítulo possibilitou a consolidação do entendimento acerca do comportamento estrutural dos blocos sobre estacas, evidenciando a ampla aceitação do método de bielas e tirantes como a abordagem mais adequada para o dimensionamento desses elementos, especialmente quando classificados como blocos rígidos. Os estudos experimentais, numéricos e as prescrições normativas analisadas indicam que o desempenho estrutural desses blocos está fortemente condicionado à correta definição do modelo resistente, à eficiência das regiões nodais e à compatibilidade entre as deformações do concreto e das armaduras tracionadas.

A literatura revisada demonstra que os procedimentos normativos atualmente disponíveis foram desenvolvidos, em sua maioria, considerando armaduras metálicas convencionais, cujo comportamento dúctil e elevado módulo de elasticidade favorecem a redistribuição de esforços internos e o controle das deformações e da fissuração. Em contrapartida, as barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) apresentam propriedades mecânicas significativamente distintas, caracterizadas por comportamento linear-elástico até a ruptura, menor rigidez e maior sensibilidade aos estados limites de serviço, o que impõe limitações à aplicação direta dos métodos clássicos de dimensionamento concebidos para o aço.

Embora pesquisas recentes apontem a viabilidade do emprego de barras de GFRP em diversos elementos estruturais de concreto armado, verifica-se que ainda são escassos os

estudos direcionados especificamente a elementos de fundação, em particular aos blocos sobre estacas, nos quais os mecanismos resistentes são predominantemente governados por campos concentrados de compressão no concreto e de tração nas armaduras. Nesse sentido, a revisão bibliográfica evidencia uma lacuna relevante no que se refere à avaliação da adequação do método de bielas e tirantes para blocos armados com GFRP, bem como à análise da influência da menor rigidez dessas armaduras no comportamento global dos blocos, na evolução da fissuração, nas deformações e nos modos de ruptura.

Dessa forma, o presente trabalho está diretamente alinhado aos objetivos estabelecidos no Capítulo 1, ao propor uma investigação experimental comparativa do comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas metálicas armados com aço CA-50 e com barras de GFRP. A pesquisa não se limita à substituição do material da armadura principal, contemplando também a análise da influência da distribuição e da taxa de armadura de ancoragem. Ao abordar aspectos relacionados à capacidade resistente, às deformações, à fissuração e à adequação do modelo estrutural adotado, o estudo contribui para o avanço do conhecimento técnico-científico e fornece subsídios relevantes para a fundamentação do uso de armaduras não metálicas em blocos sobre estacas, em consonância com as diretrizes normativas nacionais e internacionais mais recentes.

3 MODELOS EXPERIMENTAIS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental desenvolvido neste estudo contempla o ensaio e a análise de seis blocos de fundação em escala real, cada um apoiado sobre duas estacas metálicas e armados exclusivamente com armadura longitudinal principal. Os modelos foram concebidos de modo a permitir a avaliação comparativa do comportamento estrutural em função do material e da configuração adotada para a armadura principal à tração.

Os blocos experimentais foram organizados em três grupos distintos. O primeiro grupo é constituído por dois blocos armados com barras convencionais de aço CA-50, adotados como referência de comportamento. O segundo grupo é formado por dois blocos cuja armadura principal é composta por barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP), sendo adotada uma taxa de armadura uniforme ao longo de todo o comprimento do tirante, dimensionada de forma a atender aos requisitos de ancoragem. O terceiro grupo compreende dois blocos armados com barras de GFRP, nos quais se adotou uma taxa de armadura variável na região de ancoragem, com o objetivo de avaliar a influência dessa configuração no desempenho estrutural dos blocos.

A Tabela 3.1 apresenta a identificação, a nomenclatura e as principais características geométricas e de armadura dos modelos que compõem o programa experimental.

Tabela 3.1 - Identificação dos modelos experimentais

MODELO 01		MODELO 02		MODELO 03	
ARMADURA PRINCIPAL		ARMADURA PRINCIPAL		ARMADURA PRINCIPAL	
Bloco 01	Aço CA-50	Bloco 03	Barras GFRP	Bloco 05	Barras GFRP
Bloco 02	Aço CA-50	Bloco 04	Barras GFRP	Bloco 06	Barras GFRP
IDENTIFICAÇÃO		IDENTIFICAÇÃO		IDENTIFICAÇÃO	
Bloco 01	B1E2 CA50-10	Bloco 03	B3E2 GFRP-10	Bloco 05	B5E2 GFRP-10 ANC
Bloco 02	B2E2 CA50-10	Bloco 04	B4E2 GFRP-10	Bloco 06	B6E2 GFRP-10 ANC

Fonte: A Autora

Considerando que a proposta deste trabalho consiste na análise comparativa do comportamento mecânico e do desempenho estrutural dos blocos, os modelos experimentais

foram concebidos de modo que apenas o material da armadura longitudinal principal e a taxa de armadura na região de ancoragem constituíssem as variáveis de estudo. Em contrapartida, mantiveram-se constantes, em todos os modelos, a intensidade dos esforços solicitantes, as dimensões geométricas dos blocos, as propriedades do concreto, bem como as características geométricas e mecânicas dos pilares e das estacas.

O dimensionamento dos blocos foi realizado com base no modelo de bielas e tirantes proposto por Blévy e Frémy (1967). A ABNT NBR 6118 (2023) admite a utilização desse modelo para o cálculo e dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. Ademais, conforme discutido no Capítulo 2 deste estudo, normas internacionais de reconhecida relevância também indicam o modelo de bielas e tirantes como a abordagem mais adequada para o projeto de blocos sobre estacas, especialmente em situações de carregamento centrado e com estacas dispostas simetricamente em relação ao eixo do pilar.

Os pilares foram dimensionados de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2023), considerando a hipótese de solicitação por compressão axial centrada.

As estacas metálicas, por sua vez, foram avaliadas como elementos estruturais submetidos à compressão axial, sendo adotados os procedimentos de verificação prescritos nas normas ABNT NBR 6122 (2022) e ABNT NBR 8800 (2024).

3.2 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

Para permitir uma comparação controlada do comportamento mecânico dos modelos, foram mantidas constantes as condições geométricas e de carregamento em todos os blocos ensaiados, variando-se apenas o tipo de material e a taxa da armadura longitudinal principal. Todos os modelos foram dimensionados para o mesmo carregamento centrado, com pilares e estacas idênticos em geometria, posicionamento e propriedades dos materiais. No dimensionamento dos blocos, somente as armaduras principais de tração foram ajustadas conforme as características de cada material, permanecendo inalterados a geometria dos blocos, o ângulo das bielas comprimidas e os demais parâmetros de projeto.

3.2.1 *Pilar*

O dimensionamento do pilar segue os critérios determinados pela ABNT NBR 6118 (2023), no entanto, os coeficientes de segurança, até então desconsiderados no

dimensionamento dos blocos modelos, foram incluídos, como forma de garantir que o processo de ruptura não ocorresse nos pilares, assegurando que sua função fosse apenas receber e transferir os esforços ao bloco.

No modelo estudado, considerou-se uma situação de esforços no pilar para compressão centrada, e todas as informações acerca das especificações de tensões resistentes de cálculo dos materiais, esforços solicitantes de cálculo, bem como as armaduras efetivas obtidas através do dimensionamento, estão descritos na tabela 3.2. O memorial de cálculo detalhado do dimensionamento do pilar do modelo estudado, pode ser apreciado no Apêndice 1, no final do trabalho.

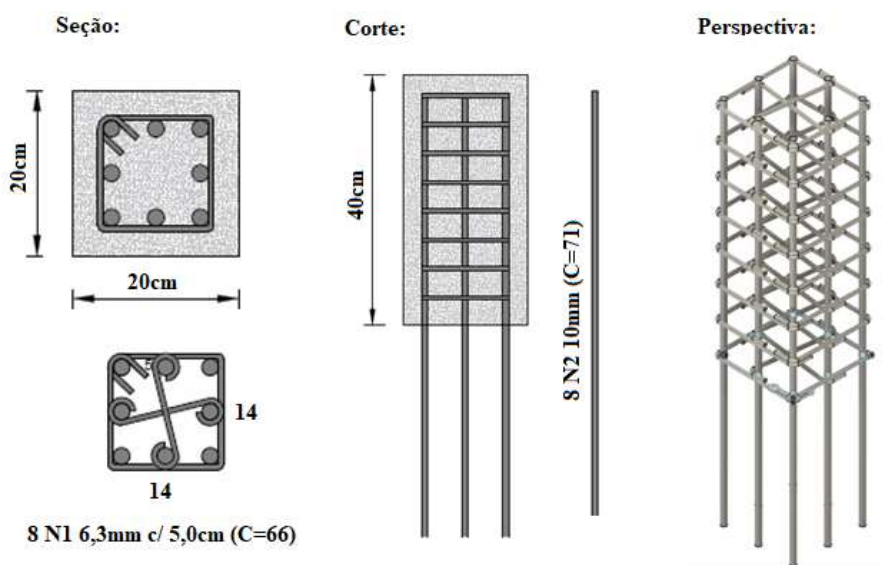
Tabela 3.2 - Resumo dos dados do dimensionamento do pilar

Geometria (cm)			Esforços solicitantes			Armadura Longitudinal		
h_x	h_y	L_{ef}	N_k (kN)	$M_{k,x}$ (kN.cm)	$M_{k,y}$ (kN.cm)	ϕ_L (mm)	Nº barras	L (cm)
20,00	20,00	40,00	500,00	0,00	0,00	10,00	8,00	71,00
Materiais (kN/cm ²)			Esforços de cálculo			Armadura Transversal		
Concreto	f_{ck}	3,00	N_d (kN)	$M_{d,xmin}$ (kN.cm)	$M_{d,ymin}$ (kN.cm)	ϕ_t (mm)	Nº estribos	L (cm)
Aço	f_{yk}	50,00	700,00	1.470,00	1.470,00	6,3	8,00	66,00

Fonte: A autora

A figura 3.1 apresenta as informações de detalhamento dos pilares dimensionados.

Figura 3.1 – Detalhe do pilar



Fonte: A autora

3.2.2 Estacas metálicas

A ABNT NBR 6122 (2022) define as estacas metálicas como elementos estruturais introduzidos no solo por cravação ou outros processos executivos, sendo normalmente constituídas por perfis laminados, do tipo “H” ou “W”, tubos metálicos ou outras seções de aço. Essas estacas se destacam pela elevada resistência mecânica, pela capacidade de penetração em solos densos ou com presença de camadas resistentes e pela durabilidade, desde que adotadas medidas adequadas de proteção contra a corrosão.

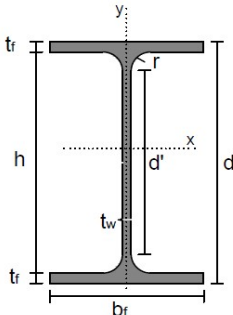
No item 8.6.7, a ABNT NBR 6122 (2022) trata especificamente das estacas metálicas no contexto de fundações profundas, abordando aspectos relacionados aos critérios de execução e às condições de dimensionamento vinculadas à capacidade de carga, considerando as características geotécnicas do solo e as propriedades dos materiais constituintes da estaca. A norma também contempla diretrizes referentes à proteção anticorrosiva e aos procedimentos de cravação, reconhecendo a influência desses fatores no desempenho e na vida útil das estacas metálicas.

No que se refere ao dimensionamento estrutural propriamente dito, a ABNT NBR 6122 (2022) não apresenta uma metodologia específica nem diretrizes detalhadas para o cálculo das estacas metálicas, estabelecendo que essas devem ser dimensionadas de acordo com os critérios prescritos na ABNT NBR 8800 (2024).

Essa norma trata do dimensionamento de estruturas de aço, considerando as estacas metálicas como elementos comprimidos, com a utilização de seção reduzida, de modo a assegurar que os perfis empregados em fundações atendam aos mesmos requisitos estruturais aplicáveis às edificações. Embora a ABNT NBR 8800 (2024) apresente de forma detalhada os procedimentos para o dimensionamento de peças submetidas à compressão axial, ela não contempla explicitamente os efeitos da interação solo-estrutura, aspecto relevante no comportamento de estacas metálicas.

No presente estudo, foi adotado um perfil laminado W150 × 18,0, fabricado em aço ASTM A572 Grau 50, conforme apresentado na Tabela 3.3, para a execução das estacas metálicas dos modelos experimentais. O comprimento das estacas foi padronizado em 40 cm, seguindo as mesmas dimensões empregadas nos modelos ensaiados por Silva (2024), de modo a garantir coerência metodológica e permitir comparações diretas entre os resultados obtidos.

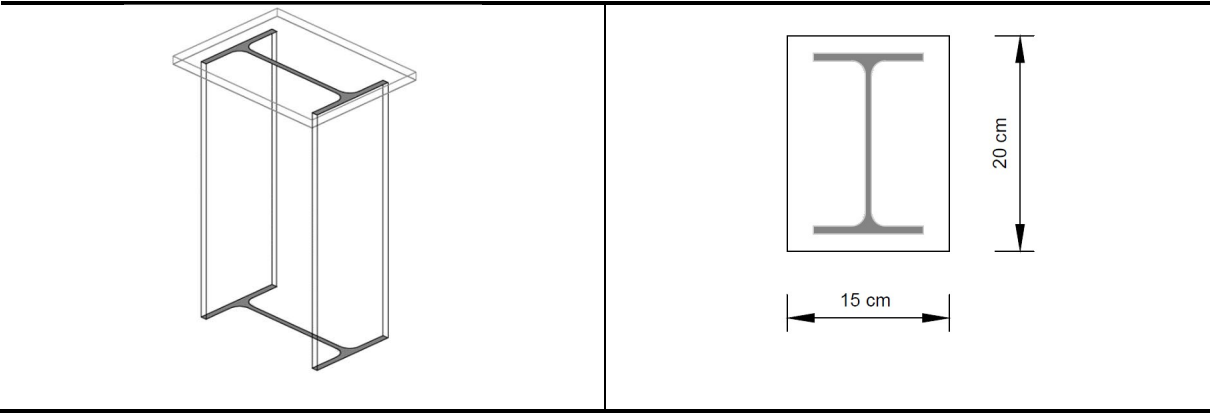
Tabela 3.3 – Dados do perfil metálico

Perfil W 150 x 18,0 (mm x kg/m)								
d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm²)	Área (mm²)	
153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	2340	
EIXO X-X				EIXO Y-Y				
I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	R _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	R _y (cm)	Z _y (cm ³)	
939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	

Fonte: A autora.

Também como nos modelos desenvolvidos por Silva (2024), foi utilizada uma chapa de ligação (figura 3.2) em aço de ½” , cortada em formato retangulares de dimensões de lados de 20cm e 30 cm. A ligação da chapa com a cabeça da estaca foi feita mediante solda do tipo filete contínuo, feita por arco elétrico com eletrodo revestido.

Figura 3.2 - Detalhe da estaca metálica com a chapa de ligação



Fonte: Adaptado de Silva (2024).

A verificação completa e detalhada das estacas, conforme NBR8800 (2024), está apresentada em detalhes no Apêndice 2 deste trabalho.

3.2.3 Blocos sobre duas estacas

Foram definidos os parâmetros iniciais comuns a todos os modelos experimentais, abrangendo os carregamentos máximos solicitantes adotados no dimensionamento dos blocos, bem como os materiais constituintes da peça estrutural, tais como o concreto e as armaduras. Também foram considerados os parâmetros previamente estabelecidos para o pilar e para as

estacas, os quais se mantiveram constantes em todos os modelos, conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Dados iniciais para dimensionamento dos modelos

Pilar		Estacas metálicas		Placa de apoio	
Seção	20 x 20 cm	Perfil	W 150 x 18	Placa ½"	15 x 20 cm
Área da seção		Distância entre eixos		Área de apoio	
$A_{c,pilar}$	400 cm ²	e	60 cm	A_{ch}	300 cm ²
Carga de ruptura prevista		Concreto		Armadura Aço CA-50	
N_k	400 kN	f_{ck}	25 MPa	f_{yk}	500 MPa
Ângulo das bielas		Cobrimento		Diâmetro das barras	
α	50°	Classe II	3 cm	ϕ_L	10 mm

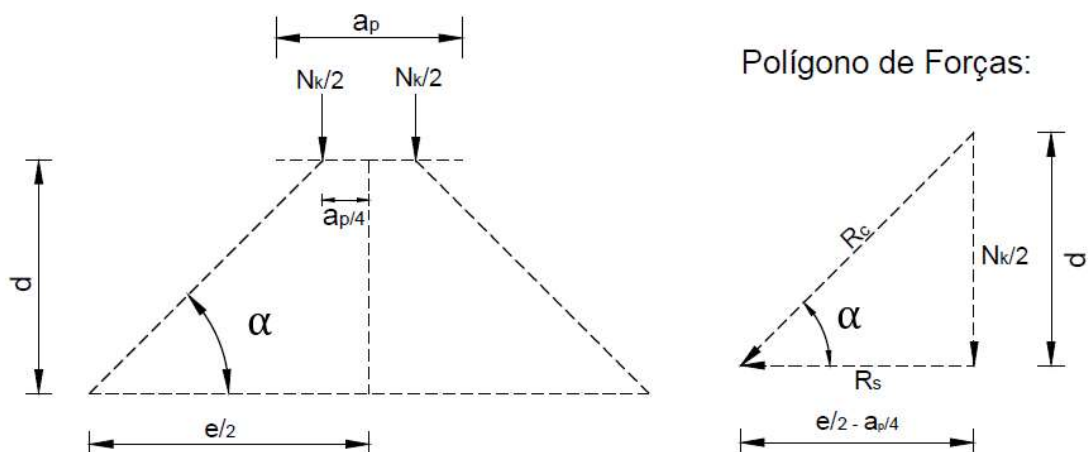
Fonte: A autora.

De acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2023), no seu item 22.3.1, as bielas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 ($\alpha = 29,68^\circ$) e 2 ($\alpha = 63,43^\circ$) em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural.

Blévy e Fremy (1967) sugerem no seu trabalho que, para blocos de duas estacas, as bielas tenham inclinação mínima de 45° , e no sentido de evitar problemas de deslizamento das bielas de concreto nas proximidades dos pilares é conveniente manter o ângulo de inclinação máximo das bielas de 55° na horizontal. Para este estudo portanto, optou-se por adotar um ângulo (α) de inclinação de bielas de 50° , que atenda à todas as orientações.

Determinado o valor do ângulo de inclinação das bielas, pode -se calcular (equação 3.1) o valor da altura útil do bloco pela através do esquema de forças dado na figura 3.3.

Figura 3.3 - Esquema de forças em blocos sobre duas estacas



Fonte: A autora

$$\tan \alpha = \frac{d}{\left(\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}\right)} = \tan 50^\circ = \frac{d}{\left(\frac{60}{2} - \frac{20}{4}\right)} \therefore d = 30 \text{ cm} \quad 3.1$$

Sendo:

α : Ângulo de inclinação das bielas;

d: Altura útil;

e: Distância entre os eixos das estacas;

a_p : Dimensão do pilar na direção da distância entre os centros das estacas.

Também através do polígono de forças atuantes bloco de duas estacas para cálculo das forças de tração e compressão nas bielas de concreto do bloco sobre duas estacas.

$$R_s = \frac{N_k/2}{\tan \alpha} = \frac{400/2}{\tan 50^\circ} = 167,82 \text{ kN} \quad 3.2$$

$$R_c = \frac{N_k/2}{\sin \alpha} = \frac{400/2}{\sin 50^\circ} = 261,08 \text{ kN} \quad 3.3$$

Sendo:

R_s : Força de tração no tirante;

R_c : Força de compressão na biela;

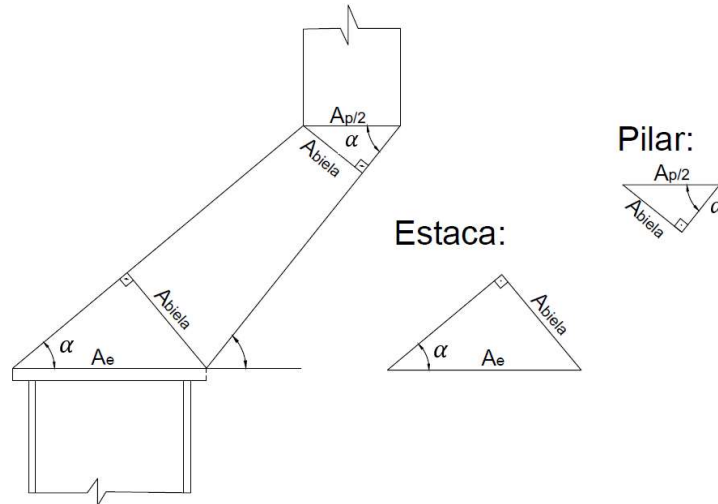
N_k : Força axial de compressão atuante no pilar.

Para evitar o esmagamento do concreto nas bielas de compressão, é imprescindível a verificação das tensões nodais atuantes tanto na região superior, próxima ao pilar, quanto na região inferior junto às estacas, devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas).

As bielas de compressão não possuem seção constante ao longo de seu comprimento, uma vez que o fluxo de tensões no interior do bloco varia em função da geometria e da posição das estacas. Dessa forma, as regiões nodais superior e inferior concentram maiores níveis de tensões, tornando necessária a verificação específica dessas zonas, tanto na interface pilar–bloco quanto na interface bloco–estaca, a fim de garantir que o concreto apresente resistência suficiente para suportar os esforços atuantes.

Dessa forma, a verificação nodal deve ser feita na região próxima ao pilar e na região próxima à estaca. A figura 3.4, detalha as áreas das bielas a serem consideradas.

Figura 3.4 - Área da biela no pilar e estaca



Fonte: A Autora

A NBR6118 (2023), no seu item 22.3.2, define os parâmetros de cálculo das tensões máximas de compressão atuantes nas bielas e regiões nodais, no entanto, por se tratar de uma análise experimental, vamos comparar as tensões atuantes nas zonas nodais com a resistência característica do concreto à compressão, sem considerar fatores de minoração. As equações de 3.4 a 3.7 demonstram esta análise, assegurando a não ruptura por esmagamento das bielas.

No pilar:

$$A_{b,pil} = \frac{A_p}{2} \cdot \sin \alpha \quad 3.4$$

$$\sigma_{b,pil} = \frac{R_c}{A_{b,pil}} = \frac{N_k}{A_p \cdot \sin^2 \alpha} \leq f_{ck} \quad 3.5$$

$$\sigma_{b,pil} = \frac{400}{(20 \cdot 20) \sin^2 50^\circ} = 1,7 \text{ kN/cm}^2 \leq 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo:

$A_{b,pil}$: Área da biela próxima ao pilar;

A_p : Área da seção do pilar;

$\sigma_{b,pil}$: Tensão nodal superior próxima ao pilar;

Na estaca:

$$A_{b,est} = A_{ch} \cdot \sin \alpha$$

$$\sigma_{b,est} = \frac{R_c}{A_{b,est}} = \frac{N_k}{2 A_{ch} \cdot \sin^2 \alpha} \leq f_{ck} \quad 3.6$$

$$\sigma_{b,est} = \frac{400}{2(15 \cdot 20) \sin^2 50^\circ} = 1,14 \text{ kN/cm}^2 \leq 2,5 \text{ kN/cm}^2 \quad 3.7$$

Sendo:

$A_{b,est}$: Área da biela próxima à estaca;

A_{ch} : Área de apoio da chapa metálica;

$\sigma_{b,est}$: Tensão nodal superior próxima à estaca.

3.2.4 Armadura à tração do modelo I (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10)

Para este cálculo foi considerada a tensão de escoamento característica do aço conforme valores obtidos nos ensaios de caracterização das barras metálicas. Calculando a armadura a principal necessária (equações 3.8 a 3.10).

$$A_{s,cal} = \frac{R_s}{f_{yk}} = \frac{167,82}{56,82} = 2,95 \text{ cm}^2 \quad 3.8$$

$$A_{\phi_L, 10\text{mm}} = \frac{\pi \cdot \phi_L^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad 3.9$$

$$N^o_{barras} = \frac{A_{s,cal}}{A_{\phi_L, 10\text{mm}}} = \frac{2,95}{0,785} = 4,0 \text{ barras} \therefore A_{s,ef} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad 3.10$$

Sendo:

A_s : Área de aço da armadura principal calculada;

$A_{\phi_L, 10\text{mm}}$: Área de aço de uma barra de 10mm de diâmetro;

ϕ_L : Diâmetro comercial da barra aço CA-50 da armadura longitudinal principal;

3.2.5 Ancoragem modelo I (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10)

A ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que, para blocos rígidos, a armadura principal de tração deve ser posicionada predominantemente nas regiões situadas entre as estacas, em proporção superior a 85% da área total, de forma a garantir o equilíbrio interno com as bielas

de concreto comprimidas correspondentes. A mesma norma prescreve que as armaduras se estendam por toda a extensão do bloco, sendo os comprimentos de ancoragem medidos a partir das faces internas das estacas, devendo as extremidades das barras serem providas de ganchos, com o objetivo de assegurar uma ancoragem adequada.

Contudo, nos modelos experimentais ensaiados, optou-se por não utilizar ganchos nas extremidades das armaduras, conforme os critérios definidos no programa experimental.

A ancoragem por aderência fundamenta-se na resistência de aderência entre as barras e o concreto, conforme expressa na equação 3.11, a partir da qual se determina o comprimento de ancoragem necessário à transferência eficaz dos esforços entre o aço e o concreto, assegurando o trabalho solidário dos materiais. O cálculo da resistência de aderência foi realizado em conformidade com as definições estabelecidas na ABNT NBR 6118 (2023), especificamente no item 9.3.2.1.

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk,inf} \quad 3.11$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 25^{2/3} = 4,04 \text{ MPa}$$

Onde:

f_{bk} : Resistência de aderência;

η_1 : Para barras de aço CA-50, tem valor de 2,25;

η_2 : Para situações de boa aderência, tem valor 1,0;

η_3 : Para barras com diâmetro inferiores a 32mm, tem valor de 1,0;

$f_{ctk,inf}$: Resistência a tração característica do concreto, dada por $0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

Comprimento de ancoragem básico (equação 4.12) é definido seguindo as diretrizes da ABNT NBR6118 (2023), conforme item 9.4.2.4.

$$L_b = \frac{\phi_L \cdot f_{yk}}{4 \cdot f_{bk}} = \frac{1,0 \cdot 56,82}{4 \cdot 0,404} = 35,16 \text{ cm} \quad 3.12$$

Sendo:

L_b : Comprimento básico de ancoragem;

ϕ_L : Diâmetro da barra armadura longitudinal principal;

f_{yk} : Resistência de escoamento do aço característica;

Finalmente, calcula-se o comprimento de ancoragem necessária (equação 3.13), conforme ABNT NBR 6118 (2023), item 9.4.2.5.

$$L_{b,nec} = \alpha \cdot L_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq L_{b,min} \quad 3.13$$

$$L_{b,nec} = 1,0 \cdot 35,16 \cdot \frac{2,95}{3,14} = 33\text{cm} - \text{Adotado } 37\text{ cm} \geq L_{b,min}$$

Sendo:

$A_{s,cal}$: Área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: Área de aço efetiva;

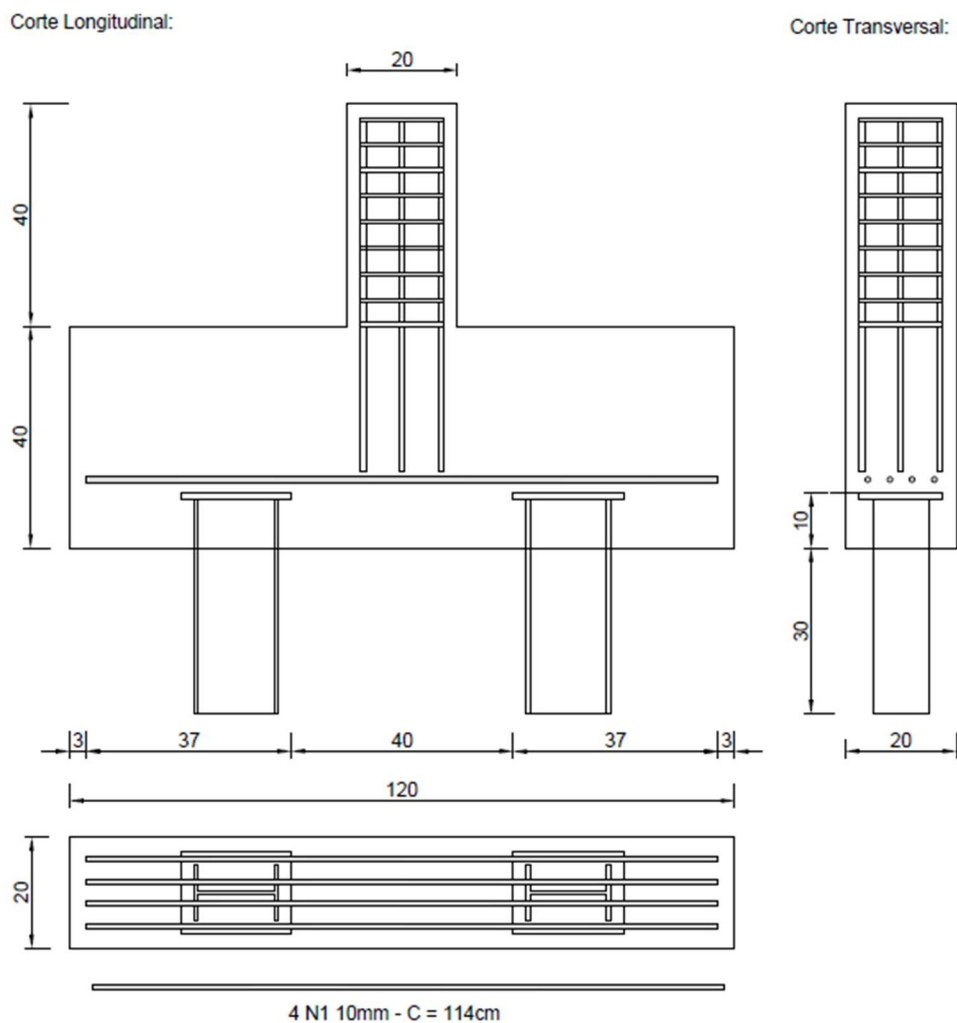
L_b : Comprimento básico de ancoragem;

α : 1,0 para barras ancoradas sem gancho;

$L_{b,min}$: Comprimento de ancoragem mínimo, maior dos valores $0,3L_b$, $10\phi_L$ e 100mm .

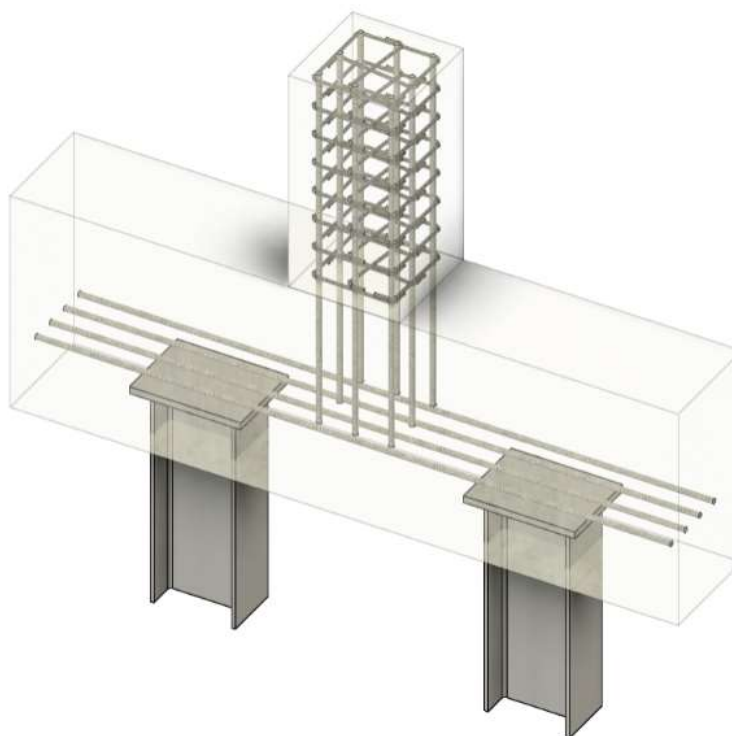
Definida a armadura principal à tração dos blocos do modelo 1, tem-se seu detalhamento (figura 3.5 e 3.6) com todas as suas dimensões em centímetros.

Figura 3.5 - Detalhamento dos blocos Modelo 01



Fonte: A autora

Figura 3.6 - Perspectiva dos blocos Modelo 01



Fonte: A autora

3.2.6 Armadura à tração do modelo 2 (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10)

A determinação da armadura não metálica adotada nos blocos do Modelo 2 foi realizada com base nas recomendações normativas da ABNT NBR 17196 (2025) orienta o procedimento de dimensionamento de estruturas de concreto armado com barras não metálicas de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP). Essas recomendações encontram-se alinhadas a normas e guias internacionais, tais como a ACI 440.1R (2015) e a CAN/CSA-S806 (2012), entre outras.

Para o presente dimensionamento, por se tratar de uma análise de caráter experimental, adotou-se a resistência à tração característica das barras de GFRP, igual a 962,88 MPa, conforme os resultados dos ensaios de caracterização do material já realizados e apresentados de forma detalhada no item 5.1. Ressalta-se que, neste contexto experimental, não foram considerados coeficientes de segurança.

Mantendo-se o diâmetro das armaduras não metálicas igual a 10 mm, de modo similar ao adotado no Modelo 1, procede-se ao cálculo da armadura principal necessária, conforme as equações 3.14 até 3.16.

$$A_{s,cal} = \frac{R_s}{f_{tk}} = \frac{167,82}{96,29} = 1,74 \text{ cm}^2 \quad 3.14$$

$$A_{\phi_L, 10\text{mm}} = \frac{\pi \cdot \phi_{L, \text{efet}}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{barras}}^o = \frac{A_{s, \text{cal}}}{A_{\phi_L, 10\text{mm}}} = \frac{1,74}{0,785} = 3,0 \text{ barras} \quad \therefore A_{s, \text{ef}} = 2,36 \text{ cm}^2 \quad 3.15$$

Onde: 3.16

A_s : Área de armadura principal calculada;

$A_{\phi_L, 10\text{mm}}$: Área de armadura de uma barra de 10mm de diâmetro;

ϕ_L : Diâmetro da barra de GFRP da armadura longitudinal principal;

3.2.7 Ancoragem modelo 2 (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10)

O cálculo da resistência de aderência e do comprimento de ancoragem das barras de GFRP foi realizado com base nos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 17196 (2025), a qual adota princípios compatíveis com aqueles apresentados na ACI 440.1R (2015). Nas equações de 3.17 a 3.19, os cálculos da resistência de aderência desenvolvida ao longo do comprimento ancorado, bem como os comprimentos de ancoragens básicos e necessários são apresentados.

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctk, \text{inf}} \quad 3.17$$

$$f_{bk} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 25^{2/3} = 2,33 \text{ MPa}$$

Onde:

f_{bk} : Resistência de aderência;

η_1 : Barras com fios enrolados em espiral, tem valor de 1,30;

η_2 : Para situações de boa aderência, tem valor 1,0;

η_3 : Barras com diâmetro inferiores a 20mm, tem valor de 1,0;

η_4 : Barras GFRP, tem valor de 1,0;

$f_{ctk, \text{inf}}$: Resistência a tração característica do concreto, dada por $0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

$$L_b = \frac{\phi_L \cdot f_{tk}}{4 \cdot f_{bk}} = \frac{1,0 \cdot 96,29}{4 \cdot 0,233} = 103,33 \text{ cm} \quad 3.18$$

Sendo:

L_b : Comprimento básico de ancoragem;

ϕ_L : Diâmetro da barra armadura longitudinal principal;

f_{tk} : Resistência característica de tração da barra GFRP;

$$L_{b,nec} = \alpha \cdot L_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq L_{b,min} \quad 3.19$$

$$L_{b,nec} = 1,0 \cdot 103,33 \cdot \frac{1,74}{2,36} = 76,18 \geq L_{b,min}$$

Sendo:

$A_{s,cal}$: Área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: Área de aço efetiva;

L_b : Comprimento básico de ancoragem;

α : 1,0 para barras ancoradas sem gancho;

$L_{b,min}$: Comprimento de ancoragem mínimo, maior dos valores $12\phi_L$ e 200mm.

Considerando que o objetivo deste estudo é comparar o comportamento mecânico de blocos submetidos às mesmas condições estruturais, variando-se exclusivamente o material da armadura principal, optou-se por manter inalterada a geometria final dos blocos nos três modelos analisados. Para viabilizar essa condição, tornou-se necessário ajustar a área de armadura efetiva, de modo que o comprimento efetivo de ancoragem resultante fosse o mesmo em todos os modelos. Na equação 3.20, o cálculo do novo comprimento de ancoragem considerando o aumento da área efetiva de armadura.

$$L_{b,nec} = \alpha \cdot L_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq L_{b,min} \quad 3.20$$

$$L_{b,nec} = 1,0 \cdot 103,33 \cdot \frac{1,74}{5,495} = 32,72 \text{ — Adotado } 37 \text{ cm} \geq L_{b,min}$$

Sendo:

$A_{s,cal}$: Área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: Área de aço efetiva;

L_b : Comprimento básico de ancoragem;

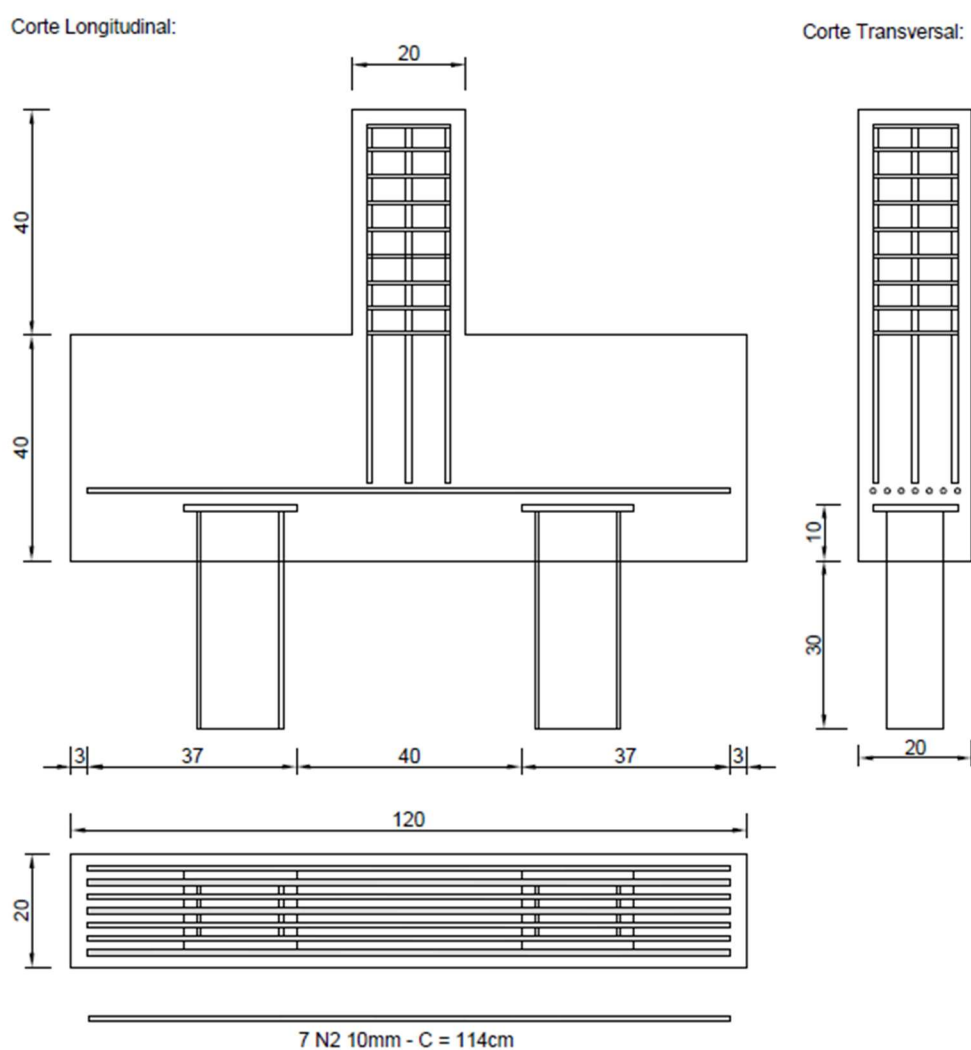
α : 1,0 para barras ancoradas sem gancho;

$L_{b,min}$: Comprimento de ancoragem mínimo, maior dos valores $12\phi_L$ e 200mm.

Assim, na região de ancoragem, além das três barras inicialmente necessárias para resistir aos esforços de tração, foram acrescentadas quatro barras adicionais, totalizando 7 (sete) barras de GFRP. Com essa nova área efetiva de armadura, o comprimento efetivo de ancoragem passou a ser de 37 cm, valor adotado também no Modelo 1, assegurando, assim, a equivalência geométrica e a comparabilidade dos resultados entre os modelos analisados.

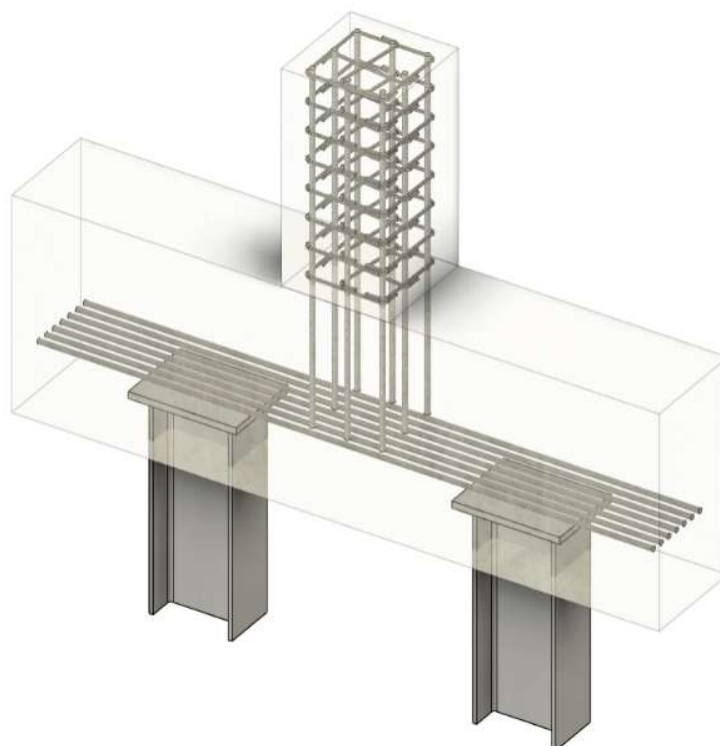
As figuras 3.7 e 3.8 apresentam o detalhamento do bloco definido para o modelo 2.

Figura 3.7 - Detalhamento dos blocos Modelo 02



Fonte: A autora

Figura 3.8 - Perspectiva dos blocos Modelo 02



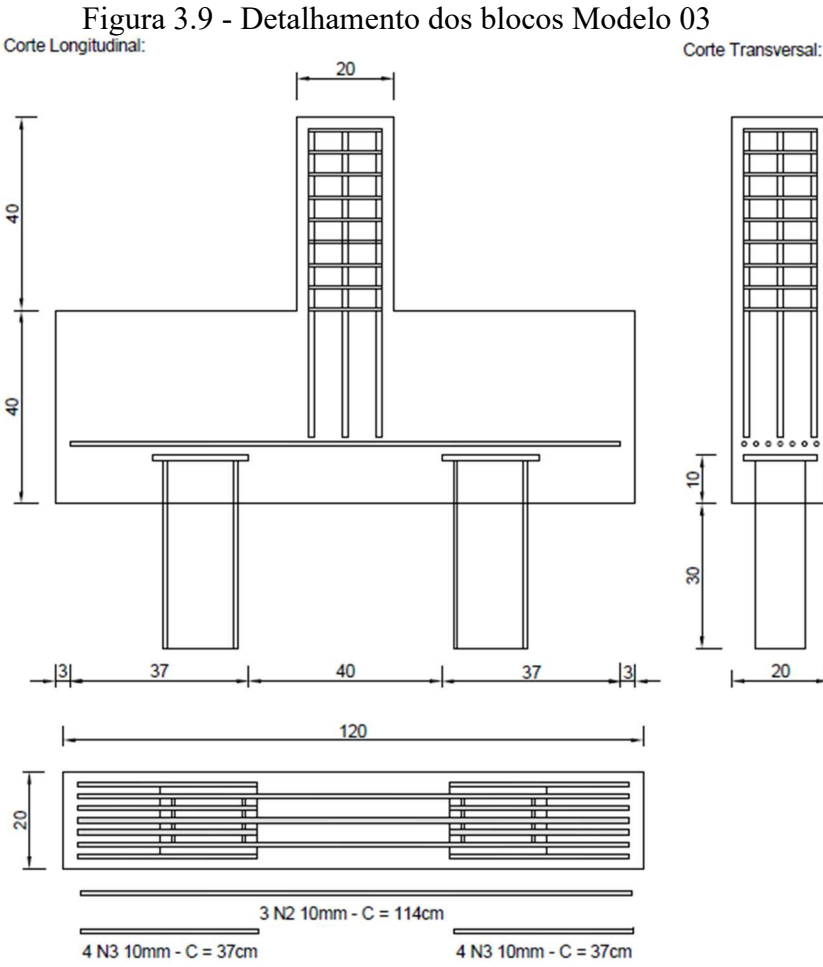
Fonte: A autora

3.2.8 Ancoragem modelo 3 (B3E2 GFRP-10 ANC e B4E2 GFRP-10 ANC)

Em função da necessidade de atender aos critérios normativos de ancoragem, sem alterar as dimensões geométricas dos blocos, optou-se pela adoção de uma área adicional de armadura efetiva em GFRP.

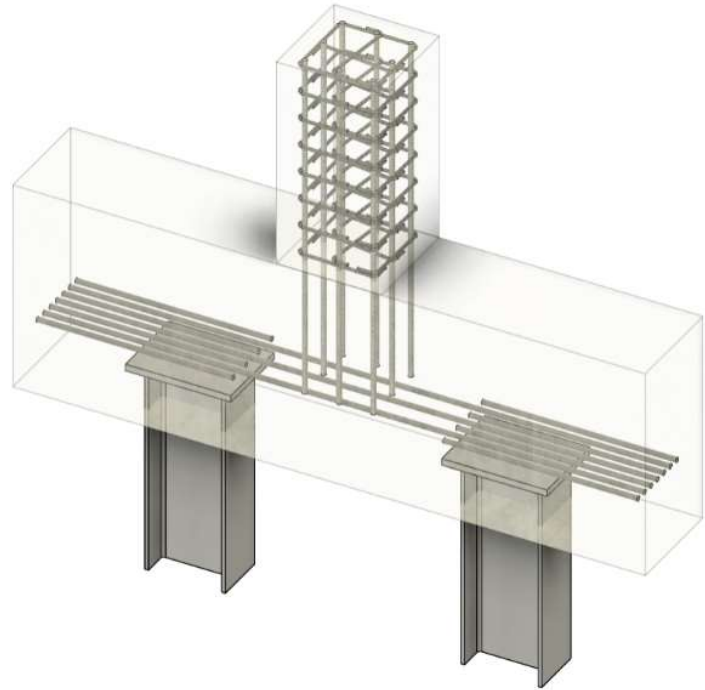
O Modelo 3 foi concebido como uma variação direta do Modelo 2, diferenciando-se exclusivamente pela forma de distribuição da armadura na região de ancoragem. Nesse modelo, a área efetiva correspondente a sete barras de GFRP foi concentrada apenas na zona de ancoragem, enquanto, no Modelo 2, essa mesma área é distribuída ao longo de todo o comprimento do tirante do bloco. Tal configuração permitiu avaliar a influência da concentração da armadura na região de ancoragem sobre o comportamento estrutural do bloco.

Essa estratégia permitiu avaliar a influência da concentração da armadura na zona de ancoragem sobre o comportamento estrutural do bloco, ao mesmo tempo em que possibilitou a manutenção da geometria original do elemento estrutural e o atendimento às exigências normativas relacionadas à ancoragem das armaduras. As figuras 3.9 e 3.10 apresentam o detalhamento do bloco definido para o modelo 3.



Fonte: A autora

Figura 3.10 - Perspectiva dos blocos Modelo 03



Fonte: A autora

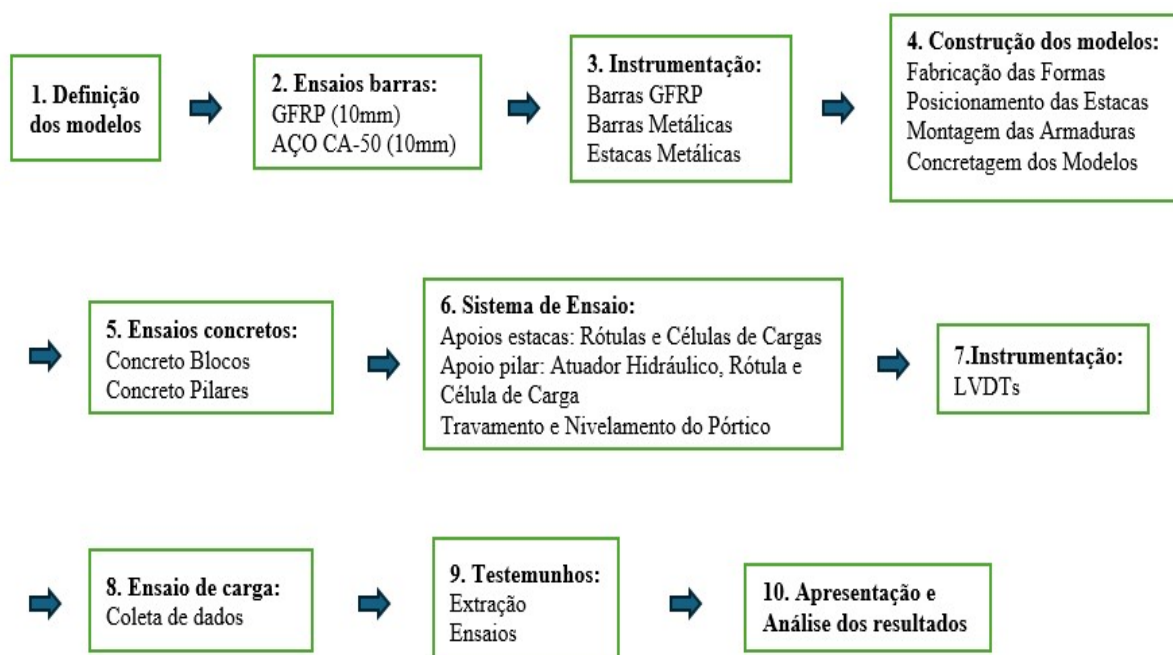
4 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta a metodologia experimental adotada no desenvolvimento do estudo, abrangendo a instrumentação dos modelos, o sistema de ensaio e os procedimentos de construção dos elementos experimentais. A organização adotada visa assegurar a adequada caracterização do comportamento estrutural dos modelos, bem como a confiabilidade e a reprodutibilidade dos resultados obtidos.

Inicialmente, são descritos os dispositivos e critérios utilizados para o monitoramento do comportamento estrutural, incluindo os sistemas de medição de deformações, deslocamentos e forças atuantes. Em seguida, apresenta-se o sistema de ensaio, abordando a configuração do aparato experimental, o método de aplicação do carregamento e as condições de contorno adotadas.

Por fim, são detalhados os procedimentos relacionados à construção dos modelos, contemplando a execução das formas, a montagem das armaduras, a instalação dos dispositivos de instrumentação e a concretagem, de modo a garantir a uniformidade dos modelos e a consistência dos resultados experimentais. A figura 4.1 mostra o fluxo de atividades da etapa experimental.

Figura 4.1 - Fluxograma de processos experimentais



Fonte: A autora

4.1 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

O plano de instrumentação dos modelos experimentais foi definido com o objetivo de possibilitar o monitoramento adequado do comportamento estrutural dos elementos ensaiados, permitindo a obtenção de dados confiáveis para a análise dos mecanismos resistentes e da distribuição de esforços.

A instrumentação foi definida de modo a contemplar as principais regiões de interesse estrutural, considerando-se as zonas de maior solicitação, os caminhos de transmissão de esforços e os modos de ruptura esperados. Dessa forma, foram utilizados dispositivos capazes de registrar deformações, forças e respostas globais dos modelos, assegurando a consistência dos resultados experimentais.

4.1.1 *Instrumentação das barras metálicas e GFRP*

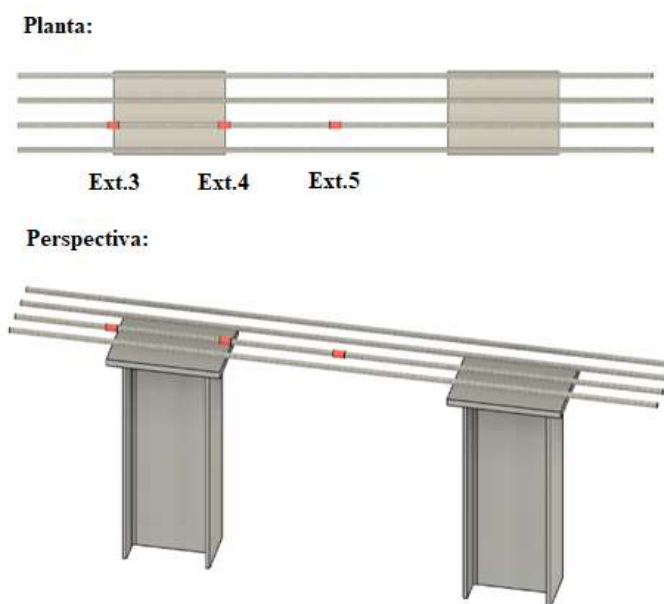
A instrumentação das armaduras metálicas e das barras de GFRP foi realizada utilizando extensômetros elétricos coláveis de resistência elétrica, modelo PA-06-250BA-120L, fabricados pela Excel Sensores Ind. Com. e Exp. Ltda. este modelo de extensômetro tem a capacidade de medir deformações unidirecionais com precisão e estabilidade, sendo adequada à instrumentação de elementos estruturais sujeitos a solicitações de tração e compressão.

Os dispositivos de instrumentação foram posicionados em regiões consideradas críticas dos modelos, possibilitando o monitoramento contínuo das deformações ao longo da aplicação do carregamento. Essa instrumentação permitiu acompanhar a evolução das respostas mecânicas dos materiais ao longo dos ensaios, contribuindo para uma avaliação mais precisa do comportamento estrutural dos elementos instrumentados.

A instrumentação das armaduras de tração dos blocos foi realizada em apenas uma das metades de cada modelo, adotando-se esse procedimento em função da simetria geométrica e estrutural dos elementos ensaiados. Tal abordagem mostrou-se adequada para representar o comportamento global dos blocos, dispensando a necessidade de instrumentação em ambas as metades, sem prejuízo à confiabilidade dos resultados obtidos.

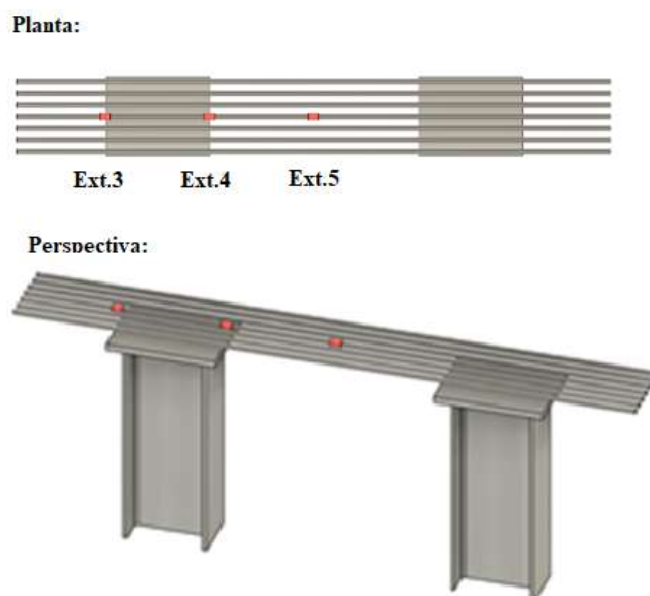
As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam a identificação das barras instrumentadas, bem como a localização dos extensômetros em cada modelo, possibilitando a visualização clara e sistematizada do esquema de instrumentação adotado nos ensaios.

Figura 4.2 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 1



Fonte: A autora

Figura 4.3 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 2

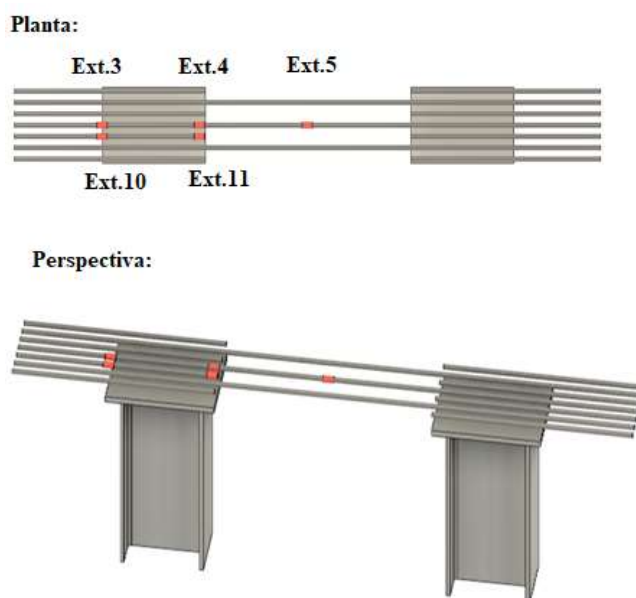


Fonte: A autora

Nos Modelos 1 e 2, uma das barras foi instrumentada com três extensômetros, posicionados em regiões estrategicamente definidas, e os extensômetros foram instalados na borda externa da região nodal inferior da biela comprimida, outro posicionado na borda interna dessa mesma região e o terceiro instalado no centro da barra do tirante, coincidindo com o

centro geométrico do bloco, possibilitando a avaliação das deformações na região de maior solicitação à tração.

Figura 4.4 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos blocos do modelo 3



Fonte: A autora

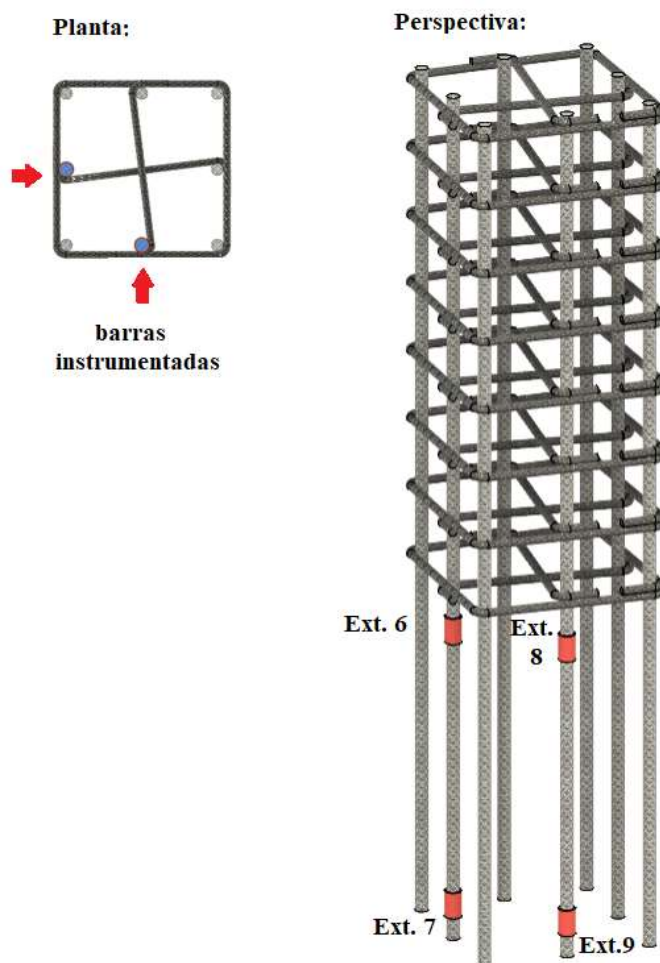
No Modelo 3, além da instrumentação adotada nos modelos anteriores, foi instrumentada também uma segunda barra localizada na região de ancoragem. Nessa barra foram instalados dois extensômetros adicionais, ambos posicionados na região nodal inferior, sendo um na borda externa e outro na borda interna.

A instrumentação das barras longitudinais dos pilares foi planejada e executada de modo a permitir o acompanhamento detalhado das deformações nas regiões mais solicitadas ao longo do carregamento aplicado nos ensaios. Essa instrumentação teve como objetivo principal avaliar o estado de deformação das armaduras e a forma como os esforços provenientes do bloco são transferidos para o pilar, especialmente nas regiões críticas de ligação entre os elementos estruturais.

Para esse propósito, foram selecionadas duas barras longitudinais centrais, localizadas em faces opostas dos pilares, por serem consideradas representativas do comportamento estrutural global do elemento. Em cada uma dessas barras foram instalados dois extensômetros elétricos, posicionados estrategicamente: um na região de contato entre o pilar e o bloco, visando captar as deformações associadas à transferência direta de esforços, e outro na extremidade de ancoragem da barra, com o intuito de avaliar o desenvolvimento das tensões ao longo do comprimento ancorado. Essa configuração permitiu uma análise mais abrangente da

distribuição das deformações nas armaduras longitudinais dos pilares, conforme ilustrado na figura 4.4.

Figura 4.5 - Posição dos extensômetros nas armaduras dos pilares



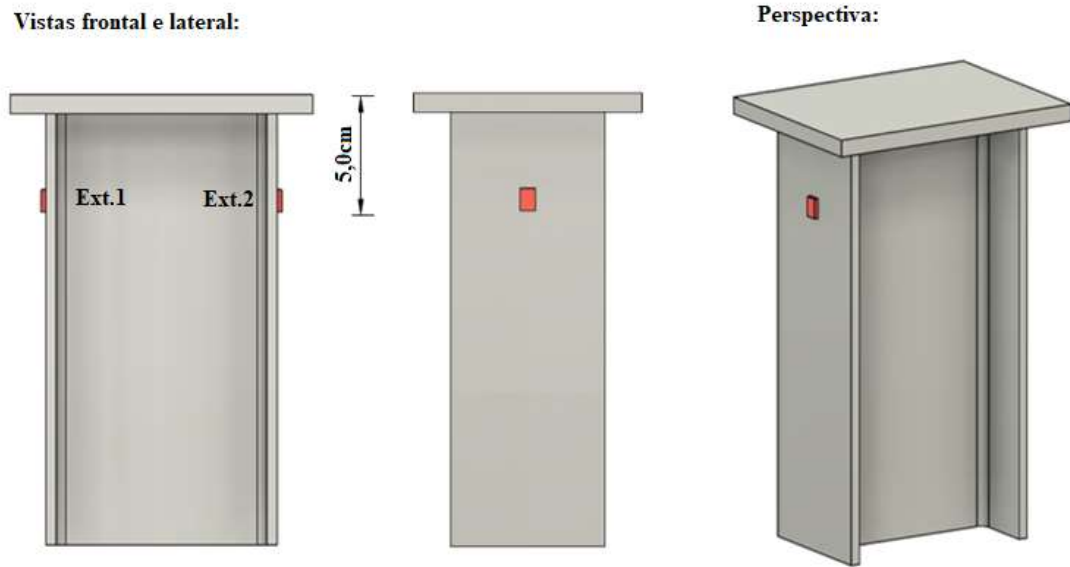
Fonte: A autora

4.1.2 Instrumentação das estacas

A instrumentação das estacas foi realizada por meio da utilização de extensômetros elétricos do tipo PA-06-250BA-120L, instalados em pontos previamente definidos ao longo de sua superfície. Os extensômetros foram posicionados a 5,0 cm da face superior da chapa metálica, com o objetivo de registrar as deformações desenvolvidas nas estacas durante a aplicação do carregamento.

Foram utilizados dois extensômetros, identificados como extensômetros 01 e 02, cujas posições encontram-se detalhadas na figura 4.5, permitindo o acompanhamento do comportamento das estacas ao longo do ensaio.

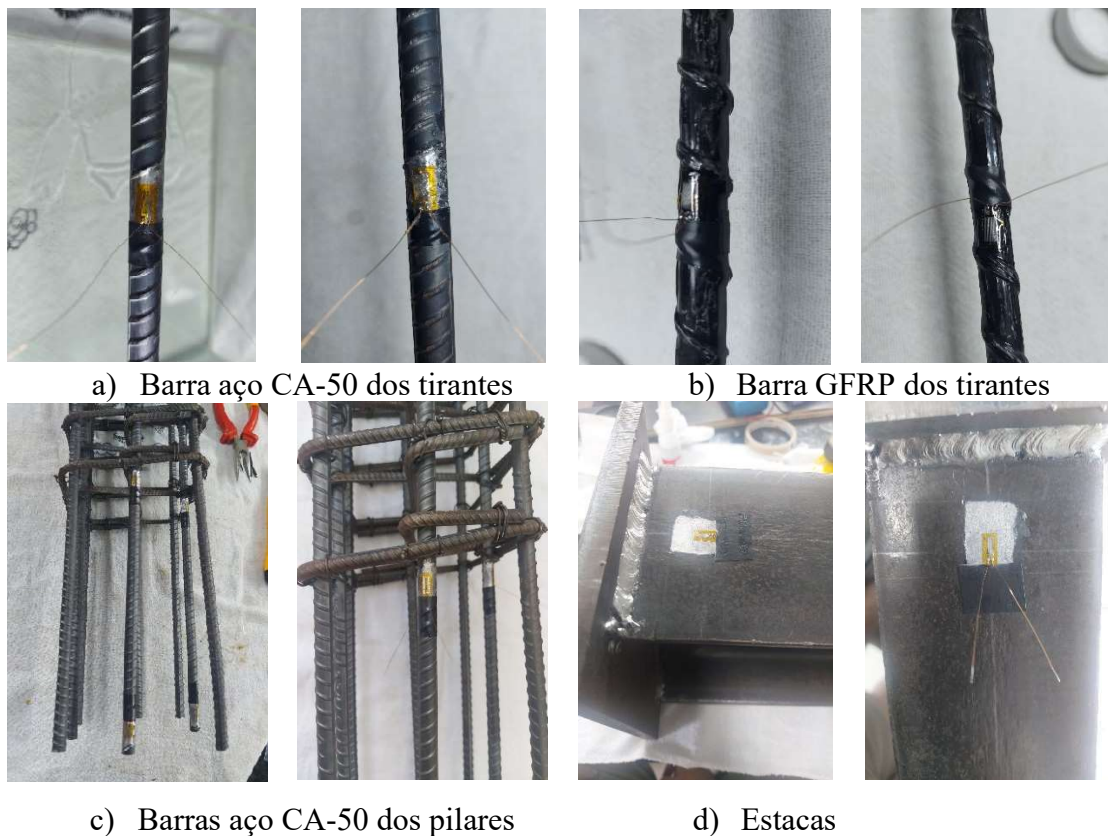
Figura 4.6 - Posição dos extensômetros nas estacas



Fonte: A autora

As imagens dos processos de instrumentação das barras das armaduras dos tirantes dos blocos (figura 4.7a e b) e armaduras dos pilares (figura 4.7c) e das estacas (figura 4.7d).

Figura 4.7 - Extensômetros nas barras e estacas



Fonte: A autora

4.1.3 Instrumentação externa dos blocos

Com a finalidade de avaliar o comportamento mecânico dos blocos durante os ensaios, foram utilizados transdutores de deslocamento linear variável (LVDTs). Esses dispositivos permitiram o monitoramento dos deslocamentos verticais e horizontais desenvolvidos ao longo da aplicação de carga em todos os modelos ensaiados.

Conforme ilustrado na Figura 4.8, os LVDTs foram distribuídos de forma a permitir o monitoramento dos deslocamentos nas direções vertical e horizontal. Os dispositivos instalados nas posições 2, 3 e 4 foram destinados à medição dos deslocamentos verticais, enquanto aqueles posicionados nas posições 1 e 5 foram utilizados para o registro dos deslocamentos horizontais.

Figura 4.8 - Posição dos LVDTs nos modelos



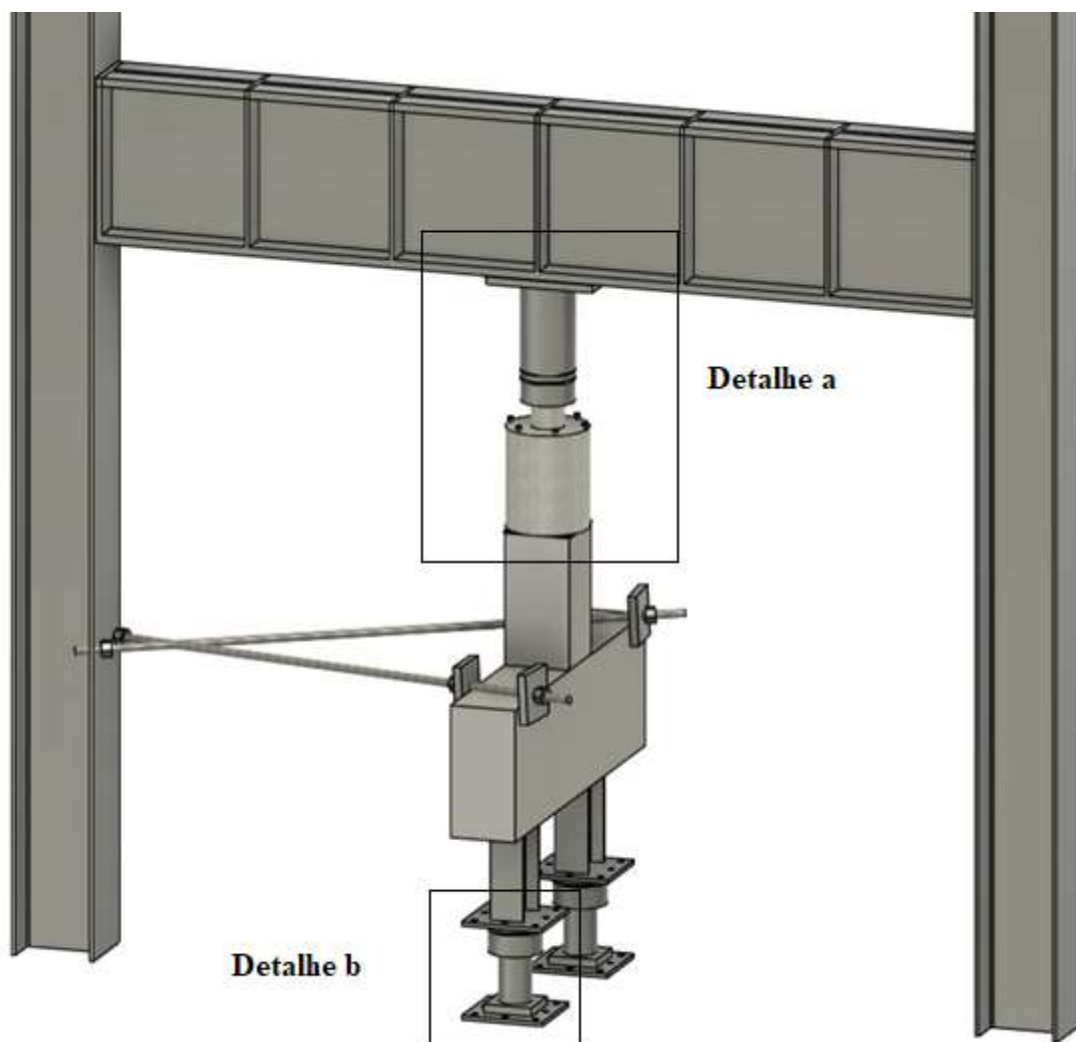
Fonte: A autora

4.2 SISTEMA DE ENSAIO

Com o objetivo de possibilitar a realização dos ensaios até a ruptura dos modelos experimentais, foi adotado um sistema de ensaio capaz de garantir, simultaneamente, a segurança operacional, a estabilidade do conjunto (figura 4.9) e a representatividade das condições de contorno previamente estabelecidas. Essas condições foram definidas de modo a

assegurar a confiabilidade dos resultados obtidos e permitir a posterior comparação com os modelos numéricos desenvolvidos.

Figura 4.9 - Ilustração do sistema de ensaios



Fonte: A autora

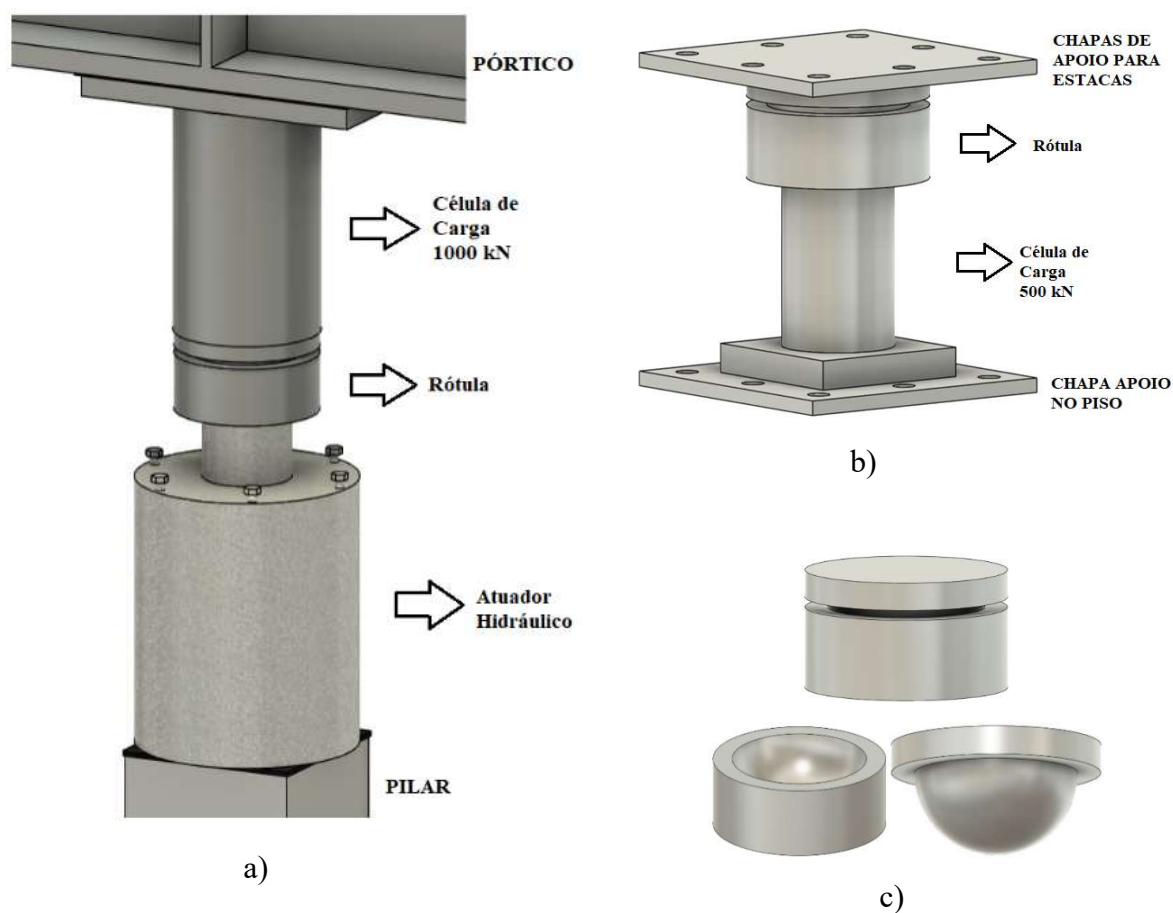
O sistema de aplicação de carregamento utilizado nos ensaios, ilustrado na Figura 4.10a, foi constituído por um atuador hidráulico acoplado a uma rótula e a uma célula de carga com capacidade nominal de 1000 kN. Esse conjunto foi posicionado na região superior do pilar, de modo a assegurar a aplicação da força de forma centrada e alinhada com o eixo da seção transversal do elemento, minimizando a introdução de excentricidades indesejadas durante o ensaio.

A aplicação da carga foi realizada por meio do atuador hidráulico, sendo o controle e o monitoramento do carregamento efetuados pela célula de carga instalada no sistema. O

carregamento foi aplicado de maneira gradual. A cada incremento de 25 kN, o ensaio era temporariamente interrompido para a realização de inspeções visuais, registro da abertura e propagação de fissuras, bem como para a verificação do comportamento global do modelo. Esse procedimento permitiu o acompanhamento detalhado da evolução do comportamento estrutural dos blocos ao longo do carregamento, garantindo a adequada correlação entre os níveis de solicitação aplicados e os mecanismos resistentes observados, além de assegurar a confiabilidade dos dados experimentais obtidos.

No sistema de apoio das duas estacas metálicas (figura 4.10b), as condições de vinculação foram definidas por meio da utilização de rótulas (figura 4.10c), responsáveis por restringir os deslocamentos nos eixos X, Y e Z, ao mesmo tempo em que permitem a rotação do conjunto. Essa configuração teve como objetivo impedir a transmissão de momentos fletores ao modelo, decorrentes de eventuais excentricidades, reproduzindo de forma adequada as condições de apoio consideradas no modelo estrutural adotado para o estudo.

Figura 4.10 - Detalhes dos dispositivos utilizados nos ensaios



Sob cada uma das rótulas foi instalada uma célula de carga com capacidade nominal de 500 kN, destinada à medição individual das forças transmitidas a cada estaca. Essa instrumentação possibilitou o acompanhamento da distribuição dos esforços ao longo do ensaio, permitindo a análise do comportamento do sistema de apoio e a verificação do equilíbrio entre as reações desenvolvidas nos dois apoios.

Todas as células de carga empregadas no sistema experimental foram previamente calibradas, assegurando a confiabilidade e a precisão das leituras de força registradas durante os ensaios. A montagem do conjunto experimental, a sequência de posicionamento dos equipamentos e os mecanismos de travamento adotados foram definidos de modo a garantir a estabilidade global do sistema ao longo das etapas de montagem e aplicação do carregamento.

Foram utilizadas barras roscadas de travamento, fixadas a um dos pilares do pórtico de reação e conectadas ao modelo por meio de alças posicionadas em suas extremidades. Esse arranjo teve como finalidade evitar deslocamentos indesejados e assegurar o correto funcionamento do sistema durante o ensaio.

Figura 4.11 - Configuração final do sistema experimental, com o bloco devidamente instrumentado e preparado para o ensaio.



Fonte: A autora

4.3 CONSTRUÇÃO E MONTAGEM DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

A construção dos modelos experimentais envolveu as etapas de preparação das formas, montagem das armaduras, instalação dos dispositivos de instrumentação e concretagem. Todas as atividades foram executadas de maneira controlada, com o objetivo de garantir a fidelidade geométrica dos modelos, a correta disposição dos elementos estruturais e a reprodutibilidade dos ensaios realizados. A condução criteriosa dessas etapas foi fundamental para assegurar a representatividade estrutural dos modelos e a confiabilidade dos resultados obtidos ao longo da investigação experimental.

Durante as etapas de montagem das armaduras e de instalação dos extensômetros, foram adotados procedimentos específicos e criteriosos, com o objetivo de preservar a integridade física dos sensores e garantir a confiabilidade das medições realizadas. Estes cuidados incluíram o correto posicionamento e fixação dos extensômetros, a proteção dos cabos de instrumentação e a verificação contínua do alinhamento e da aderência dos sensores às superfícies instrumentadas. Essas medidas contribuíram para minimizar possíveis interferências nos resultados experimentais e para assegurar a qualidade e a precisão dos dados obtidos ao longo dos ensaios.

4.3.1 *Formas preparação dos moldes*

As formas foram confeccionadas e montadas de modo a garantir o correto posicionamento geométrico dos modelos, respeitando rigorosamente as dimensões previstas em projeto. Para esse fim, foram adotados procedimentos de alinhamento e nivelamento, assegurando a estabilidade do conjunto durante a etapa de concretagem e prevenindo deslocamentos ou deformações que pudessem comprometer a geometria final dos blocos.

As formas foram concebidas com sistema de travamento por meio de parafusos e barras roscadas, o que possibilitou um processo de montagem e desmontagem facilitado, além de permitir a sua reutilização nos diferentes modelos ensaiados.

Durante a etapa de montagem, procedeu-se à verificação do adequado travamento das formas e ao controle rigoroso das dimensões geométricas, garantindo condições satisfatórias para a execução dos modelos experimentais e a repetibilidade dos ensaios realizados.

Figura 4.12 - Montagem das formas



Fonte: A autora

4.3.2 Montagem das armaduras e instalação dos extensômetros

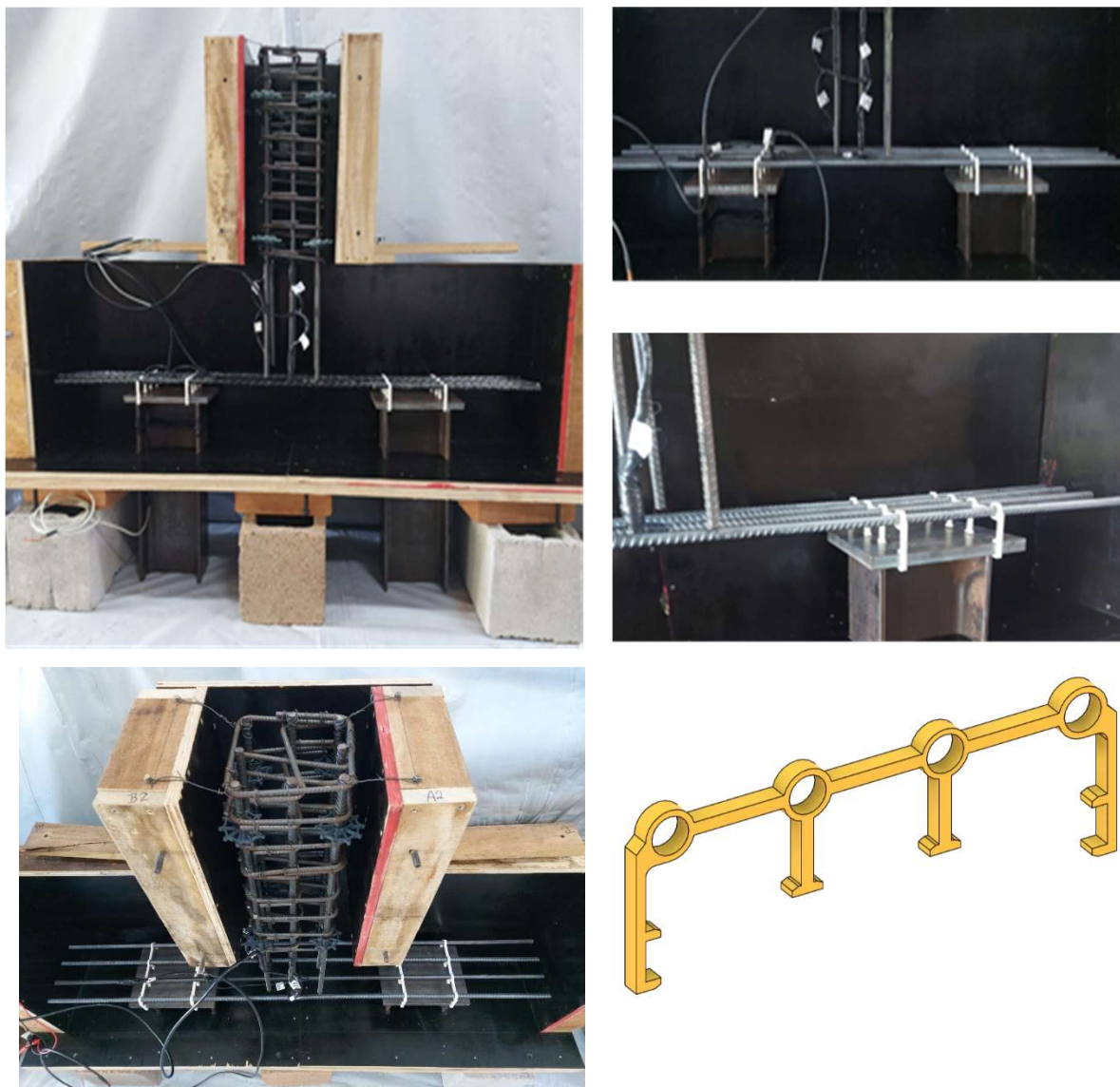
A montagem das armaduras foi realizada em conformidade com o detalhamento estrutural previsto em projeto, assegurando o correto posicionamento das barras, o atendimento aos espaçamentos especificados e o respeito aos cobrimentos mínimos estabelecidos. Essa etapa foi conduzida com especial atenção à geometria dos elementos e à simetria dos modelos, de modo a garantir a uniformidade das condições experimentais entre os diferentes ensaios. Destaca-se que a armadura do pilar foi mantida suspensa por meio de arames, de forma a evitar qualquer contato direto com as armaduras dos tirantes, assegurando a independência estrutural entre esses elementos e o correto posicionamento durante a concretagem.

Paralelamente, procedeu-se à instalação dos extensômetros elétricos, incluindo a preparação adequada das superfícies, a colagem dos sensores e a proteção dos cabos de instrumentação. Esses procedimentos foram executados de modo a garantir o correto funcionamento dos dispositivos durante as etapas de concretagem e ensaio, bem como a integridade da instrumentação ao longo de todo o programa experimental.

Com o objetivo de permitir o correto posicionamento das barras sobre as chapas metálicas na região da biela definida em projeto e, simultaneamente, assegurar o adequado envolvimento das armaduras pelo concreto durante a concretagem, foram projetados espaçadores específicos para essa finalidade. Esses dispositivos garantiram o afastamento necessário entre as barras e as chapas metálicas, possibilitando a adequada aderência do concreto e o correto funcionamento estrutural do conjunto. A Figura 4.13 apresenta, de forma

ilustrativa, a execução das etapas descritas, bem como os cuidados adotados durante esse procedimento.

Figura 4.13 - Montagem das armaduras



Fonte: A autora

4.3.3 Concretagem dos modelos

A concretagem dos modelos foi realizada em 17 de maio de 2025, utilizando-se concreto usinado fornecido pela empresa Welmix Concretos Ltda, com traço de resistência característica à compressão esperada de 25 MPa e abatimento igual a 140 ± 20 mm. A composição do traço em massa constituiu em 1 : 0,5 : 2,03 : 3,5 : 0,5 (cimento, areia fina, areia média, brita I e a/c) com 0,5% de aditivo plastificante polifuncional MIRA® SET 28.

O lançamento do concreto e o processo de adensamento foram conduzidos com cuidado, de modo a assegurar a homogeneidade do material e evitar a formação de vazios ou fenômenos de segregação que pudessem comprometer o desempenho estrutural dos modelos.

Equipamentos de medição foram instalados nos blocos durante a sua concretagem permitindo verificar em tempo real a integridade da instrumentação das barras internas aos blocos, como ilustrado na figura 4.14.

Figura 4.14 - Concretagem dos modelos



Fonte: A autora

Durante a etapa de concretagem, foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone (*slump test*), em conformidade com as prescrições normativas vigentes, com o objetivo de verificar a consistência do concreto fresco. Adicionalmente, foram moldados corpos de prova em quantidade suficiente para a posterior execução dos ensaios de resistência à compressão e para a determinação do módulo de elasticidade do concreto.

A Figura 4.15 apresenta, de forma ilustrativa, os procedimentos adotados para a realização do ensaio de abatimento e para a moldagem dos corpos de prova, evidenciando as etapas e os cuidados empregados durante essas atividades.

Os modelos foram submetidos a procedimentos de cura compatíveis com as condições estabelecidas para o estudo, com o objetivo de garantir a adequada evolução das propriedades mecânicas do concreto e assegurar a uniformidade entre os diferentes corpos de prova ensaiados, possibilitando a comparação confiável dos resultados obtidos.

Figura 4.15 – Abatimento e moldagem dos corpos de prova do concreto dos blocos



Fonte: A autora

Os pilares foram concretados em 24 de maio de 2025, em etapa posterior à concretagem dos blocos. O concreto utilizado para a execução dos pilares, dosado no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia conforme traço 1 : 1,57 : 1,94 : 0,44 (cimento, areia média, brita 0 e a/c), e aditivo plastificante Vedacit Fazgrauch, na proporção de 1,5 % sobre a quantidade de cimento. O traço foi previamente testado, de modo a garantir uma resistência característica mínima de 40 MPa, assegurando um comportamento estrutural significativamente superior ao dos blocos. Os mesmos cuidados adotados durante a concretagem dos blocos foram rigorosamente repetidos na execução dos pilares, incluindo os procedimentos de lançamento, adensamento e cura, com o objetivo de garantir a homogeneidade do material e a qualidade final dos elementos estruturais.

Durante todas as etapas de execução dos modelos foram adotados cuidados específicos relacionados ao posicionamento das armaduras, à preservação dos dispositivos de instrumentação e à estabilidade do conjunto estrutural. Esses cuidados incluíram o controle rigoroso do alinhamento dos elementos, a proteção dos sensores durante a concretagem e a verificação contínua das condições de montagem.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental desenvolvido neste estudo foi conduzido no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, utilizando equipamentos calibrados e procedimentos padronizados, com o objetivo de assegurar a precisão das medições e a confiabilidade dos resultados obtidos ao longo da investigação.

Inicialmente, foram realizados ensaios de caracterização das propriedades mecânicas das armaduras metálicas e não metálicas utilizadas nos modelos. Esses ensaios tiveram como finalidade a determinação de parâmetros fundamentais, tais como resistência à tração, limite de escoamento, quando aplicável, módulo de elasticidade e comportamento tensão-deformação, em conformidade com as normas técnicas e recomendações pertinentes. Essa etapa foi essencial para assegurar que os materiais empregados apresentassem desempenho compatível com as exigências do estudo.

Na sequência, procederam-se aos ensaios de caracterização do concreto utilizado na confecção dos modelos experimentais, contemplando a avaliação de propriedades físicas e mecânicas, como resistência à compressão, módulo de elasticidade e trabalhabilidade. Essa caracterização garantiu a compatibilidade do material com as condições experimentais estabelecidas e com os objetivos propostos na pesquisa.

Por fim, foram realizados os ensaios estruturais nos seis modelos de blocos, que constituíram a etapa central do programa experimental. Cada modelo foi submetido a protocolos de ensaio previamente definidos, com monitoramento contínuo das variáveis relevantes, incluindo forças aplicadas, deformações, deslocamentos e mecanismos de fissuração e ruptura. Esse conjunto de procedimentos permitiu a análise do comportamento estrutural dos modelos e a comparação entre as diferentes configurações de armadura investigadas.

5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS GFRP

A adequada caracterização das barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) é etapa fundamental para o dimensionamento confiável de blocos sobre duas estacas que empregam esse tipo de armadura não metálica. Tal necessidade decorre do fato de que, embora

as barras de GFRP já sejam comercializadas no Brasil, à época da realização dos ensaios ainda não havia normativas nacionais consolidadas que regulamentassem sua fabricação, controle de qualidade e procedimentos de caracterização, tampouco assegurassem a confiabilidade das propriedades mecânicas fornecidas pelos fabricantes, de forma análoga ao que ocorre com as armaduras de aço.

Para as armaduras metálicas, a confiabilidade das propriedades mecânicas é garantida por normas consolidadas, como a ABNT NBR 7480 (2024) e a ABNT NBR ISO 6892-1 (2024). No caso das barras de GFRP, essa ausência normativa reforçou a necessidade de uma caracterização experimental específica dos materiais empregados neste estudo.

Os ensaios de caracterização das barras de GFRP foram conduzidos com base nas diretrizes estabelecidas pelo Comitê IBRACON/ABECE CT 303 (2021), que, à época da execução dos ensaios, em outubro de 2024, constituía a principal referência técnica nacional para a utilização de materiais não convencionais em estruturas de concreto armado. Ressalta-se que os procedimentos adotados estão em conformidade com os critérios atualmente estabelecidos pela ABNT NBR 17201 (2025), norma que passou a regulamentar oficialmente os métodos de ensaio para a caracterização de barras de FRP, assegurando a validade técnica dos ensaios realizados.

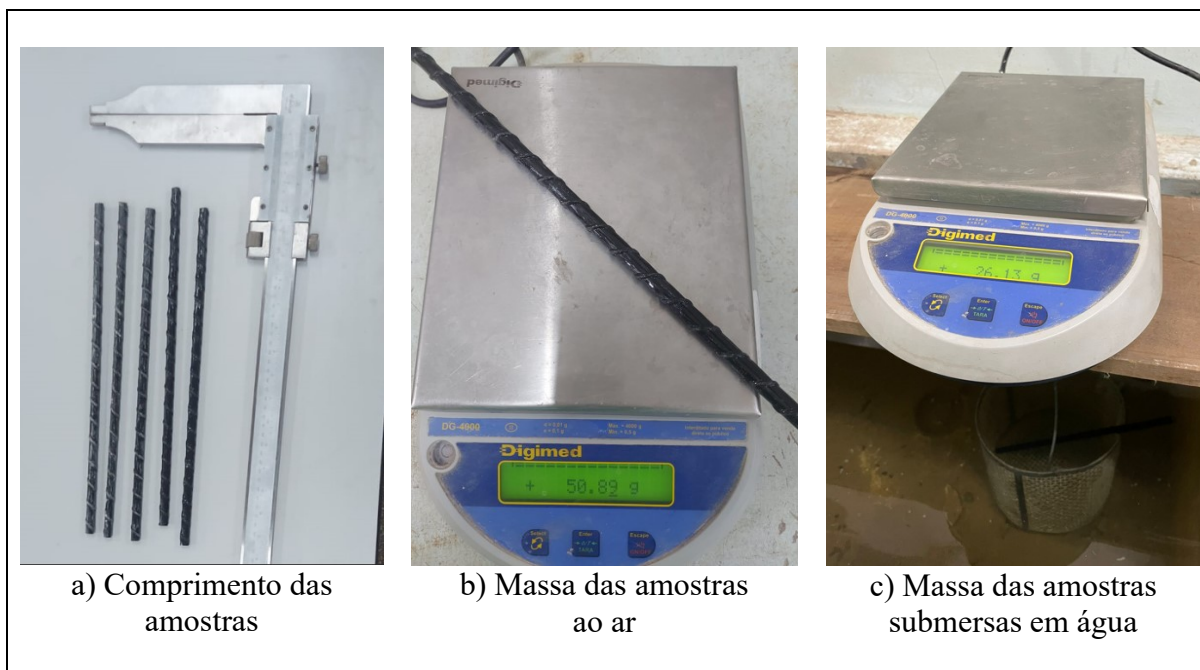
5.2.1 Diâmetro efetivo

Inicialmente, realizou-se a determinação do diâmetro efetivo das barras de GFRP, parâmetro fundamental para o cálculo das tensões atuantes e para a avaliação das propriedades mecânicas do material. Esse valor foi utilizado em todas as análises subsequentes relacionadas à caracterização das armaduras.

Os procedimentos experimentais adotados, apresentados na Figura 5.1 e detalhados no Apêndice 3, seguiram as recomendações do IBRACON/ABECE CT 303 (2021), do texto-base da ABNT NBR 17201-2 (2025), bem como das normas internacionais ASTM D7205 (2021) e GOST 31938 (2012).

Para os ensaios, foram utilizados cinco corpos de prova de barras de GFRP, fornecidos pela empresa Vergraff Brasil, pertencentes ao lote 1010223, com data de fabricação de 24/10/2023. O mesmo lote de material foi empregado em todas as etapas experimentais do estudo, incluindo a confecção dos modelos de blocos, assegurando a uniformidade das propriedades do material analisado.

Figura 5.1 - Etapas do ensaio de determinação do diâmetro efetivo



Fonte: A autora

Os resultados obtidos no ensaio de determinação do diâmetro efetivo das barras estão apresentados na tabela 5.1. De acordo com as normativas consultadas, o valor do diâmetro efetivo a ser utilizado na determinação das características mecânicas do material, é calculado pela média dos resultados obtidos.

Tabela 5.1 - Diâmetro efetivo das barras GFRP

Corpos de Prova				
CP 01	CP 02	CP 03	CP 04	CP 05
9,21	9,19	9,23	9,23	9,31
Média	9,23	Desvio Padrão		0,05
Diâmetro efetivo adotado			mm	9,23
Área da seção transversal			mm ²	67,0

Fonte: A autora

A nova norma ABNT NBR 17201-1 (2025), na sua tabela 1 define que área efetiva tem como intervalo de tolerância inferior de 73,8 mm² da área nominal correspondente, e como limite superior permitido de 101,8mm² da área nominal uma bitola. Dessa forma o diâmetro efetivo resultante dos ensaios não atende aos limites definidos por esta norma.

Já a norma ASTM. D7957 (2022), define também limites máximo e mínimos para a área de seção transversal das barras GFRP de 10 mm, sendo o limite mínimo de 67 mm² e o máximo de 104 mm², o que não desqualificaria, neste quesito, as barras utilizadas neste trabalho.

5.2.2 Resistência à tração e módulo de elasticidade

As características mecânicas das barras sofrem interferência de vários fatores. A norma ACI440.1R (2015), afirma que mesmo que as barras possuam diâmetros iguais, aparência similar e mesma constituição, podem apresentar diferenças de resistência e rigidez. Fatores como as diferentes frações de volume de fibra utilizada em cada matriz, taxa de cura e controle de qualidade na fabricação afetam as características mecânicas das barras. Sendo assim, a caracterização do material faz-se necessária.

Para a determinação da resistência à tração e módulo de elasticidade foram ensaiados um total de 14 corpos de prova. As especificações das amostras, bem como sua preparação inicial se deram com base nas normas internacionais ASTM. D7205 (2021) e GOST 31938 (2012), que também são orientações da IBRACON/ABECE CT 303 (2021) e da nova norma ABNT NBR 17201-3 (2025).

Figura 5.2 - Corpos de prova de barras GFRP



Fonte: A autora

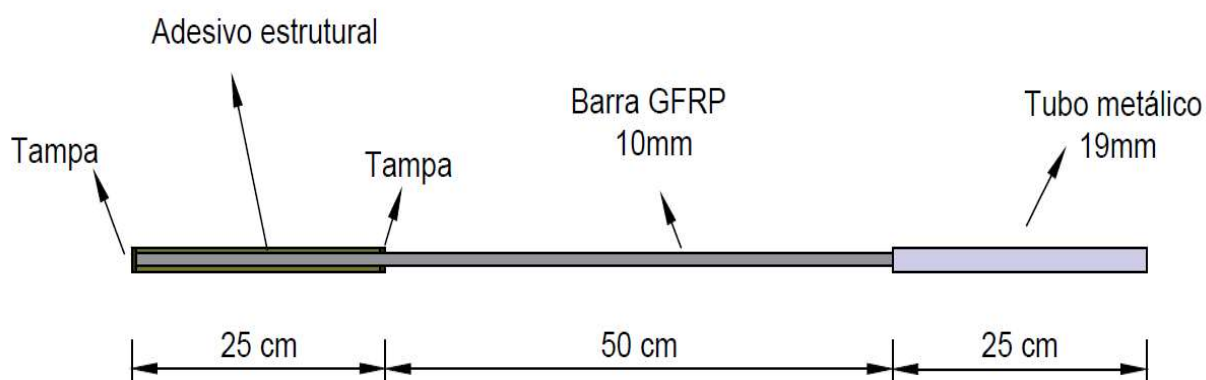
Antes da realização dos ensaios nas amostras, é essencial que elas sejam adequadamente preparadas para garantir a obtenção de resultados precisos e confiáveis. Essa fase inclui a preparação das ancoragens das amostras, um procedimento que segue rigorosamente as especificações normativas. Essas especificações são estabelecidas para assegurar que a ruptura das barras ocorra dentro da zona de interesse do ensaio e não seja influenciada pelo contato inadequado das garras do equipamento de teste com o material. Essa precaução é fundamental para evitar resultados comprometidos ou não representativos.

O processo de ancoragem envolve a aplicação de reforços nas extremidades das barras. Esses reforços são realizados utilizando tubos de aço cujos diâmetros são definidos conforme normas técnicas aplicáveis. Além disso, utiliza-se um adesivo estrutural à base de resina epóxi, que proporciona a resistência e a fixação necessárias para suportar as cargas aplicadas durante o ensaio.

Para a preparação das barras utilizadas neste estudo, foram empregados tubos metálicos do tipo Schedule 40, com diâmetro nominal de 19 mm, preenchidos com o adesivo estrutural Sikadur, baseado em resina epóxi. Esse sistema de ancoragem foi projetado para garantir a integridade do ensaio e minimizar efeitos indesejados na área de ruptura das barras.

Os detalhes técnicos e construtivos das ancoragens, incluindo sua configuração e aplicação, estão ilustrados de forma clara na figura 5.3, que oferece uma representação visual do sistema utilizado. Esses elementos asseguram a confiabilidade dos procedimentos e dos resultados obtidos nos ensaios.

Figura 5.3 - Detalhe da ancoragem das amostras



Fonte: Adaptado da GOST 31938 (2012)

Para a melhor execução deste processo de ancoragem das barras foi projetado e construído um suporte (figuras 5.4 e 5.5), cuja função era permitir e facilitar o manuseio e montagem das amostras, garantindo de forma precisa, o posicionamento e a excentricidade das barras.

Figura 5.4 - Projeto do suporte para execução das ancoragens das amostras



Fonte: A autora

Figura 5.5 - Suporte em uso para a ancoragem das amostras



Fonte: A autora

Para a realização do ensaio de tração, foi utilizada a máquina de ensaios universal da marca INSTRON, modelo 1000HDX, e um extensômetro removível para medir as deformações. A figura 5.6 demonstra como o ensaio foi realizado para definir as propriedades mecânicas das barras GFRP.

Figura 5.6 - Ensaio de tração das barras GFRP



Fonte: A autora

A resistência à tração da barra GFRP é calculada dividindo-se a força máxima atingida pela área efetivada seção transversal, conforme equação 4.1.

$$f_t = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A_{ef}} \quad 4.1$$

Sendo:

f_t : Resistência à tração;

$P_{m\acute{a}x}$: Carga máxima de tração aplicada;

A_{ef} : Área efetiva da seção transversal da barra GFRP.

Na tabela 5.2, estão demonstrados os cálculos dos valores da resistência de tração de cada corpos de prova.

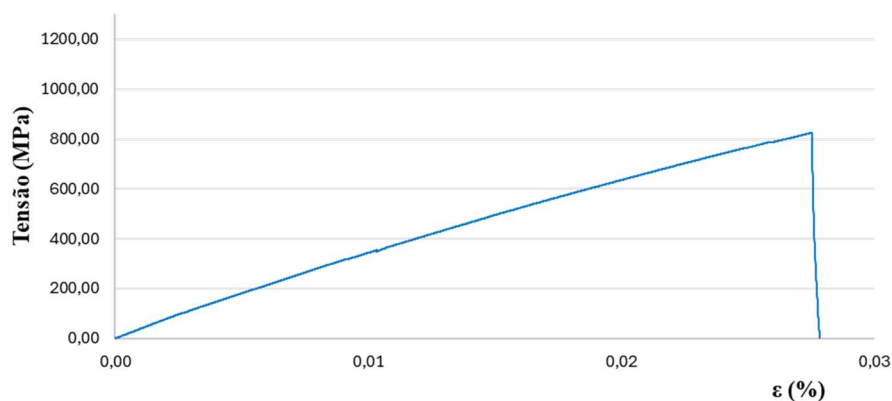
Tabela 5.2 - Resistência à tração das barras GFRP - Ø10mm

Corpos de Provas	P _{máx} (N)	A _{ef} (mm ²)	f _t (MPa)
CPT01-B10	73.000,36	67,00	1.089,56
CPT02-B10	81.187,26	67,00	1.211,75*
CPT03-B10	79.075,52	67,00	1.180,23
CPT04-B10	81.187,26	67,00	1.211,75
CPT05-B10	71.594,38	67,00	1.068,57
CPT06-B10	71.071,51	67,00	1.060,77
CPT07-B10	71.183,70	67,00	1.062,44
CPT08-B10	70.547,80	67,00	1.052,95
CPT09-B10	75.871,38	67,00	1.132,41
CPT10-B10	60.173,64	67,00	898,11*
CPT11-B10	76.223,09	67,00	1.137,66
CPT12-B10	73.637,71	67,00	1.099,07
CPT13-B10	68.973,99	67,00	1.029,46
CPT14-B10	76.320,45	67,00	1.139,11
Notas: * valor descartado.		Média	1.098,13
		Desvio Padrão	81,97
		f_t (MPa)	962,88

Fonte: Autor

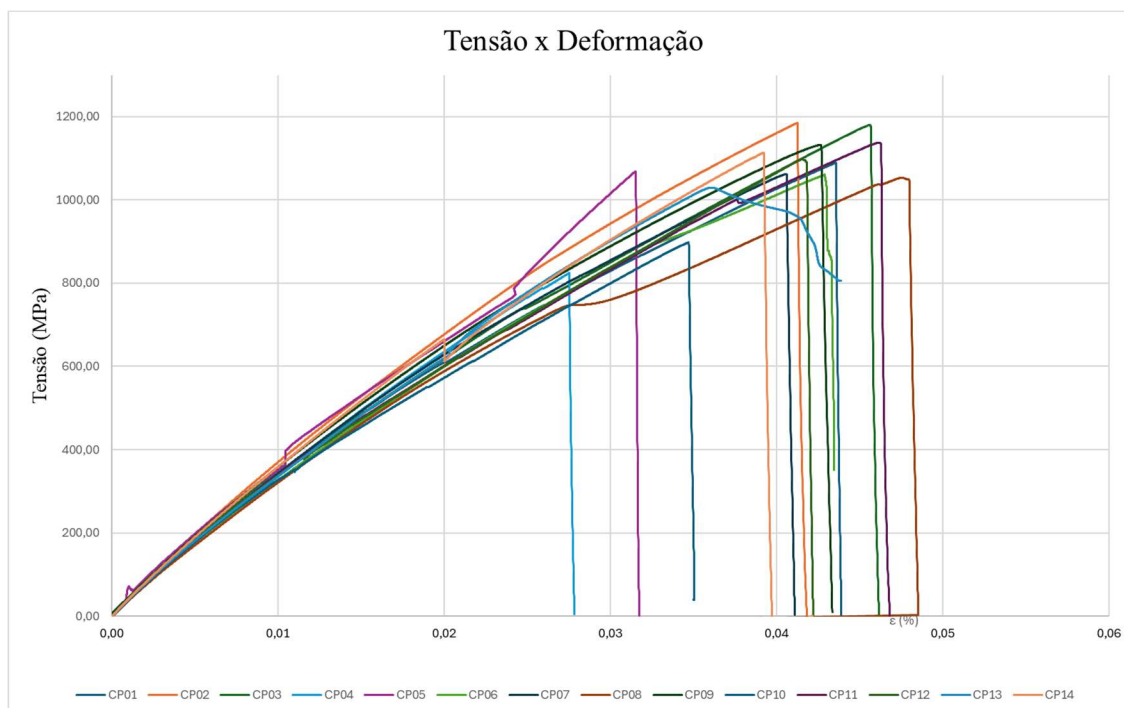
De acordo com a ACI440.1R (2015), as barras de FRP, solicitadas à tração, se comportam de forma linear e elástica, não apresentando um comportamento plástico de escoamento antes da ruptura. O gráfico 5.1 de tensão-deformação de uma das amostras comprova este comportamento. Os gráficos de todos os outros CPs estão no apêndice 4.

Gráfico 5.1 - Diagrama de tensão x deformação do corpo de prova 04

Tensão x deformação - CP04

Fonte: A autora

Gráfico 5.2 - Diagramas de tensão x deformação de todos os corpos de provas



Fonte: A autora

Figura 5.7 - Imagens de corpos de provas rompidos à tração



Fonte: A autora

No apêndice 3 estão apresentados de forma individualizada todos os diagramas de tensão x deformação dos corpos de provas.

O módulo de elasticidade das barras GFRP foi calculado considerando as orientações da norma alemã GOST 31938 (2012) e da nova norma ABNT NBR 17201-3 (2025), em consulta. O valor do módulo de elasticidade tangente inicial é calculado como uma razão entre o incremento de carga durante a tração em uma faixa de carregamento específica pelas suas referidas e deformações, conforme indicado na equação 4.2.

$$E_f = \frac{P_1 - P_2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot A_{ef}} \quad 4.2$$

Sendo:

E_f : Módulo de elasticidade tangencial (MPa);

P_1 : Força que constitui uma deformação de 0,003, expressa em newtons (N);

P_2 : Força que constitui uma deformação de 0,001, expressa em newtons (N);

ε_1 : Deformação específica de 0,003;

ε_2 : Deformação específica de 0,001;

A_{ef} : Área efetiva da seção transversal da barra, expressa em milímetros quadrados (mm²).

Tabela 5.3 - Módulo de elasticidade das barras GFRP - Ø10mm

Corpos de Provas	E (GPa)	Corpos de Provas	E (GPa)
CPT01-B10	48,05	CPT08-B10	44,98
CPT02-B10	43,53	CPT09-B10	45,43
CPT03-B10	43,58	CPT10-B10	41,83
CPT04-B10	44,82	CPT11-B10	42,21
CPT05-B10	43,48	CPT12-B10	48,35
CPT06-B10	45,13	CPT13-B10	47,71
CPT07-B10	43,22	CPT14-B10	45,50
		Média	44,84
		Desvio Padrão	2,07

Fonte: A autora

De acordo com a ACI 440 IR (2015), as barras GFRP podem ter seu módulo de elasticidade entre 35 e 51 GPa, estando as barras ensaiadas dentro do limite permitido. A nova

norma ABNT NBR 17201-1 (2025), em consulta, define parâmetro mínimo de 45 GPa para o módulo de elasticidade destes mesmos tipos de barras. Para a norma canadense CAN/CSA S806-02 o módulo de elasticidade deve estar entre 65 e 73 GPa.

5.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS CA-50

5.3.1 Resistência à tração e módulo de elasticidade

Ensaaios de caracterização foram realizados nas barras metálicas de $\varnothing 10$ mm que serão empregadas nos modelos como armadura metálica principal. Os testes seguiram rigorosamente as diretrizes estabelecidas pela norma ABNT NBR ISO 6892-1 (2024), a qual define os procedimentos para ensaios de tração em materiais metálicos sob condições de temperatura ambiente. Essa norma determina parâmetros mecânicos característicos, como resistência à tração, limite de escoamento e deformação na ruptura. Para os ensaios, foram extraídos três corpos de prova, com comprimento equivalente a 20 vezes o diâmetro das barras, em conformidade com os critérios normativos, e a figura 4.8 apresenta os corpos de prova utilizados durante o ensaio de tração.

Figura 5.8 – Corpos de prova das barras metálicas



Fonte: A autora

A execução do ensaio e a aquisição dos dados foram realizadas utilizando uma máquina universal de ensaios da marca INSTRON, modelo 1000HDX, equipada com um extensômetro removível para registro das deformações.

Figura 5.9 - Corpos de prova durante e após o ensaio de tração



Fonte: A autora

Os resultados obtidos nas barras de aço testadas estão apresentados nas tabelas 4.4 e 4.5 enquanto os gráficos tensão-deformação correspondentes aos corpos de prova podem ser visualizados nos gráficos 4.3 e 4.4, fornecendo uma análise detalhada do comportamento mecânico dos materiais ensaiados.

Tabela 5.4 - Resistência à tração das barras CA-50 - Ø10mm

Corpos de Provas	f_y (MPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	f_u (MPa)
CP01	515,84	568,16	625,72
CP02	600,94		714,89
CP03	587,71		703,07

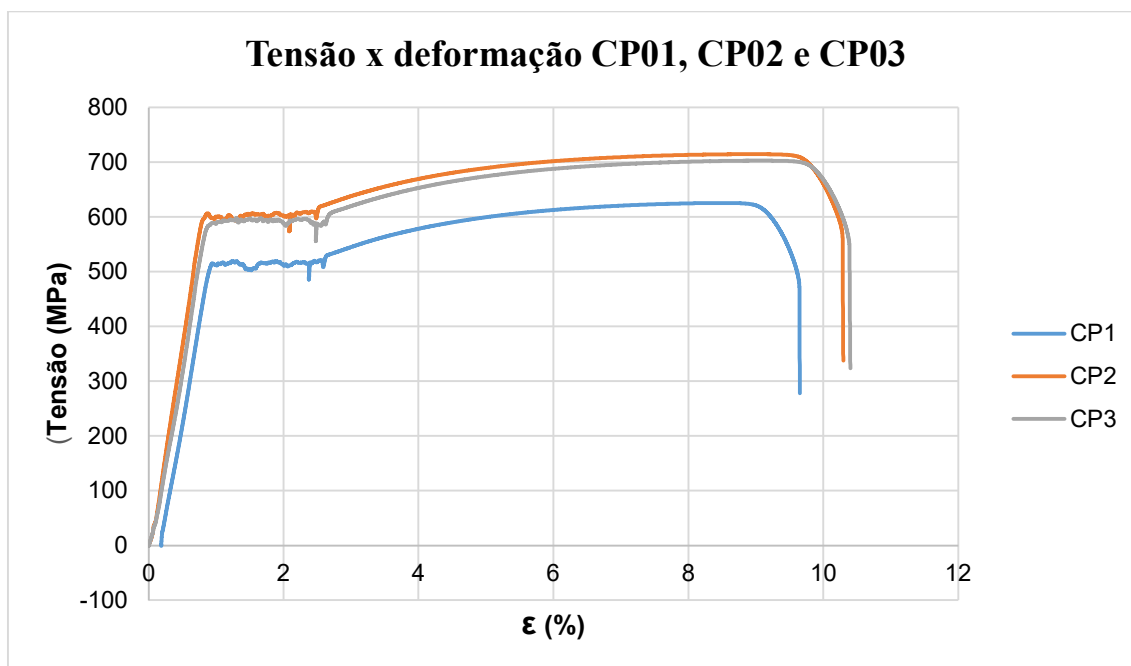
Fonte: A autora

Tabela 5.5 - Módulo de elasticidade das barras CA-50 - Ø10mm

Corpos de Provas	ϵ_y (%)	$\epsilon_{y,m}$ (%)	E_s (GPa)	$E_{s,m}$ (GPa)
CP01	2,37	2,69	217,46	212,09
CP02	3,11		193,05	
CP03	2,60		225,76	

Fonte: A autora

Gráfico 5.3 - Diagramas de tensão x deformação de todos os corpos de provas



Fonte: A autora

5.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS

A caracterização das propriedades mecânicas dos concretos utilizados nos modelos experimentais é essencial para a adequada interpretação do comportamento estrutural observado nos ensaios, uma vez que essas propriedades influenciam diretamente a capacidade resistente, a rigidez e os mecanismos de fissuração dos blocos.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios realizados para a determinação da resistência à compressão, do módulo estático de elasticidade à compressão e da resistência à tração, obtidos a partir de corpos de prova moldados simultaneamente à execução dos modelos, conforme procedimentos normativos aplicáveis. A moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos seguiram os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 5738 (2015).

5.4.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto constitui parâmetro fundamental para a caracterização mecânica do material e para a verificação da compatibilidade entre os concretos empregados e as hipóteses adotadas nas análises estruturais desenvolvidas neste estudo. Foram

avaliados à compressão tanto o concreto usinado utilizado na execução dos blocos quanto o concreto dosado em laboratório empregado na concretagem dos pilares.

Os ensaios de compressão foram realizados em corpos de prova cilíndricos, em conformidade com os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 5739 (2018). Previamente à execução dos ensaios, os corpos de prova foram submetidos ao processo de retificação das faces, conforme as orientações da ABNT NBR 5738(2016), assegurando a planicidade e o paralelismo adequados das superfícies de carregamento.

A aplicação das cargas e a aquisição dos dados experimentais foram realizadas por meio de uma máquina universal de ensaios da marca EMIC, modelo DL 60000. A Figura 5.10 ilustra um corpo de prova durante a execução do ensaio de compressão no equipamento mencionado.

Figura 5.10 -Corpo de prova posicionado para ensaio de compressão



Fonte: A autora

A tabela 5.6 apresenta as informações correspondentes a cada corpo de prova ensaiado e os resultados obtidos.

Tabela 5.6 - Resistência à compressão dos concretos

Elemento Estrutural	Informações concretos	Data do ensaio	Corpo de Prova	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)
Bloco	Data: 17/05/2025	26/05/2025 (Idade: 9 dias)	CP1	14,36	13,24
			CP2	11,98	
			CP3	13,39	
			Desvio Padrão		1,20
	Concreto usinado F_{ck} : 25MPa Welmix Concretos Cimento CII-F40	02/06/2025 (Idade: 16 dias)	CP1	16,31	16,55
			CP2	16,89	
			CP3	16,44	
			Desvio Padrão		0,30
	NF 86.207 Lacre: 67130	16/06/2025 (Idade: 30 dias)	CP1	18,89	19,76
			CP2	19,06	
			CP3	21,32	
			Desvio Padrão		1,36
		15/07/2025 (Idade: 60 dias)	CP1	25,09	22,51
			CP2	24,39	
			CP3	18,06	
			Desvio Padrão		3,87
Pilares	Data: 24/05/2025	02/06/2025 (Idade: 9 dias)	CP1	42,73	39,18
			CP2	41,83	
			CP3	32,97	
			Desvio Padrão		5,39
	Concreto dosado em Laboratório F_{ck} : 40 MPa Cimento CPV-ARI	09/06/2025 (Idade: 16 dias)	CP1	46,46	42,68
			CP2	40,08	
			CP3	41,50	
			Desvio Padrão		3,35
		23/06/2025 (Idade: 30 dias)	CP1	52,35	50,21
			CP2	48,97	
			CP3	49,32	
			Desvio Padrão		1,86

Fonte: A autora

Os resultados obtidos indicaram que o concreto utilizado na execução dos blocos não atingiu, em todos os corpos de prova ensaiados, a resistência característica prevista de 25 MPa, apresentando valor médio de resistência à compressão da ordem de 22,5 MPa. Diante desse resultado, e com o objetivo de aprofundar a compreensão acerca do desempenho do concreto efetivamente empregado nos blocos e de sua possível influência no comportamento estrutural observado, optou-se pela extração de testemunhos diretamente das peças após a conclusão dos ensaios de carregamento, sendo extraídos dois testemunhos cilíndricos por modelo. Esses

testemunhos foram inicialmente submetidos à determinação das massas específicas e do índice de vazios e, posteriormente, aos ensaios de compressão axial, possibilitando a avaliação da resistência à compressão do concreto diretamente extraído dos elementos estruturais.

Os resultados provenientes dos ensaios realizados nos testemunhos extraídos serão apresentados ao final deste capítulo, respeitando a ordem cronológica de execução das etapas experimentais.

5.4.2 Módulos de elasticidade e de deformação secante

A determinação do módulo de deformação longitudinal tangente inicial do concreto (E_{ci}) foi conduzida em conformidade com os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 8522-1 (2021), sendo o cálculo realizado de acordo com as prescrições do item 7.4 dessa norma. Por sua vez, o módulo de deformação secante foi determinado segundo os critérios definidos no item 8.2.8 da mesma norma, adotando-se o método de cálculo em concordância com as orientações da ABNT NBR 6118 (2023).

Os ensaios foram realizados no mesmo equipamento utilizado nos ensaios de resistência à compressão, empregando-se uma máquina universal de ensaios da marca EMIC, modelo DL 60000, acrescida do uso de um extensômetro removível de base de 10 cm para medir as deformações para aquisição de dados ao longo do ensaio (figura 5.11).

Figura 5.11 -Corpo de prova posicionado para ensaio com extensômetro removível



Fonte: A autora

A tabela 5.7 organiza as informações correspondentes a cada corpo de prova ensaiado e apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.7 - Módulo de elasticidade tangente e secante

Elemento Estrutural	Data do ensaio	Corpo de Prova	h/d	$f_{c,ef}$ (MPa)	$f_{c,ef,m}$ (Mpa)	E_{ci} (Gpa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	E_{cs} (GPa)
Bloco	15/07/2025 (Idade: 60 dias)	CP1	1,99	24,88	24,69	27,12	25,06	21,60
		CP2	1,95	26,33		23,65		
		CP3	1,97	22,86		24,41		
		Desvio Padrão			1,74		1,82	

Fonte: A autora

5.4.3 Resistência à tração

A resistência à tração foi determinada por meio do ensaio de compressão diametral (figura 5.12), conforme os procedimentos prescritos pela ABNT NBR 7222(2011), utilizando corpos de prova cilíndricos moldados juntamente com os modelos experimentais. Na tabela 5.8 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral do concreto ($f_{ct,sp}$) conforme item 6.1 da norma ABNT NBR 7222(2011), e o cálculo da resistência à tração direta (f_{ct}), conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (2023).

Figura 5.12 -Corpo de prova posicionado para ensaio compressão diametral



Fonte: A autora

Tabela 5.8 - Resistência à tração

Elemento Estrutural	Data do ensaio	Corpo de Prova	$F_{\text{máx}}$ (N)	d (mm)	l (mm)	$f_{\text{ct,sp}}$ (MPa)	$f_{\text{ct,sp,m}}$ (MPa)	$f_{\text{ct,m}}$ (MPa)
Bloco	15/07/2025 (Idade: 60 dias)	CP1	96.070,00	99,00	198,00	3,12	3,28	2,95
		CP2	97.650,00	99,50	195,00	3,20		
		CP3	109.340,00	101,67	195,00	3,51		
						Desvio Padrão	0,21	

Fonte: A autora

5.5 ENSAIOS DE CARGAS DOS MODELOS

Neste item são apresentados os dados experimentais obtidos durante os ensaios de carregamento realizados nos modelos estruturais. São descritos os principais eventos observados ao longo da aplicação das cargas, desde o início do ensaio até a ocorrência da ruptura dos blocos, conforme registrados durante a execução experimental.

Nos resultados apresentados, incluem informações acerca do surgimento da primeira fissuração, a evolução e propagação das fissuras, a formação das regiões de bielas comprimidas e o modo de ruptura observado em cada modelo.

Registros visuais representativos das diferentes fases do ensaio, acompanharão as informações, permitindo elucidar e facilitar a compreensão do comportamento observado. São também apresentados os valores medidos pelos sistemas de instrumentação, incluindo os deslocamentos verticais e horizontais dos blocos, as deformações registradas nas armaduras instrumentadas e as forças transmitidas aos apoios.

A análise crítica e a interpretação desses resultados, bem como as correlações entre as variáveis observadas, são desenvolvidas em capítulo posterior.

5.5.1 Descrição do ensaio do Bloco 01 Modelos 01 (B1E2 CA50-10)

O ensaio de carga do primeiro bloco experimental foi realizado em 06/07/2025, no entanto, as atividades preparatórias de mobilização, o posicionamento do modelo, montagem de instrumentação, que compuseram a definição final do setup experimental, foram iniciadas em 04/07/2025, estendendo-se por aproximadamente dois dias de preparação e ajustes. Inclusive deve-se registrar que houve uma tentativa de início de ensaio no dia 04/07/2025 que

precisou ser paralisada devido a deslocamentos e rotações na peça estrutural quando do início da aplicação dos primeiros incrementos de carga, não comprometendo os resultados do modelo.

O início do ensaio deste modelo se deu com a aplicação do primeiro incremento de carga de 25kN, evoluindo até a carga de 75kN, quando foi identificada a primeira fissura no modelo, com abertura aproximada de 0,05 mm, na região das bielas em ambos os lados do bloco.

A Figura 5.13 apresenta o Bloco 01 devidamente instrumentado, já com o registro das fissuras iniciais observadas durante o ensaio.

Figura 5.13 -Registro das primeiras fissuras no modelo B1E2 CA50-10



Fonte: A autora

À medida que o carregamento foi progressivamente aumentado, as fissuras localizadas na região das bielas evoluíram de forma contínua em comprimento, no sentido nodal inferior e superior e em espessura. Essa evolução manteve-se mais concentrada em uma das bielas, até a ocorrência de uma ruptura brusca, registrada quando a célula de carga instalada no pilar indicou um valor de 427,02 kN.

No instante imediatamente anterior à ruptura, para o registro de uma carga de 425 kN, a abertura máxima da fissura principal atingiu aproximadamente 3,0 mm. Ressalta-se que, ao longo de todo o ensaio, não foram observadas nenhuma abertura de fissuras na região central do bloco.

A Figura 5.14 ilustra a evolução das fissuras ao longo do carregamento até a sua ruptura por tração diagonal do concreto e esmagamento da biela na região nodal superior.

Figura 5.14 - Ruptura do modelo B1E2 CA50-10



Fonte: A autora

5.5.2 Descrição do ensaio do Bloco 02 Modelos 01 (B2E2 CA50-10)

O segundo bloco foi ensaiado no dia 07/07/2025, e com o início das aplicações de cargas, primeira fissura foi registrada na região central inferior do bloco, entre seus apoios, após o 4 incremento de carga registrado 100kN na célula de carga central acima do pilar. Esta fissura central (figura 5.15) evoluiu em comprimento no sentido do pilar e teve sua abertura ampliada com a aplicação de carregamentos até atingir abertura máxima de 1,4mm.

Figura 5.15 -Registro das primeiras fissuras no modelo B2E2 CA50-10



Fonte: A autora

Durante a evolução do ensaio, quando a aplicação de carga atingiu 300kN, uma segunda fissura se abriu na região da biela, próxima à ligação pilar-bloco e ela evoluiu em comprimento e espessura no sentido da ligação estaca-bloco até a falha do modelo, que também se deu pela ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela.

A ruptura do bloco ocorreu por ruptura do concreto por tração diagonal seguida por esmagamento da biela quando foi registrada uma carga de 373,02kN. A figura 5.16 mostra o modelo rompido.

Figura 5.16 - Ruptura do modelo B2E2 CA50-10



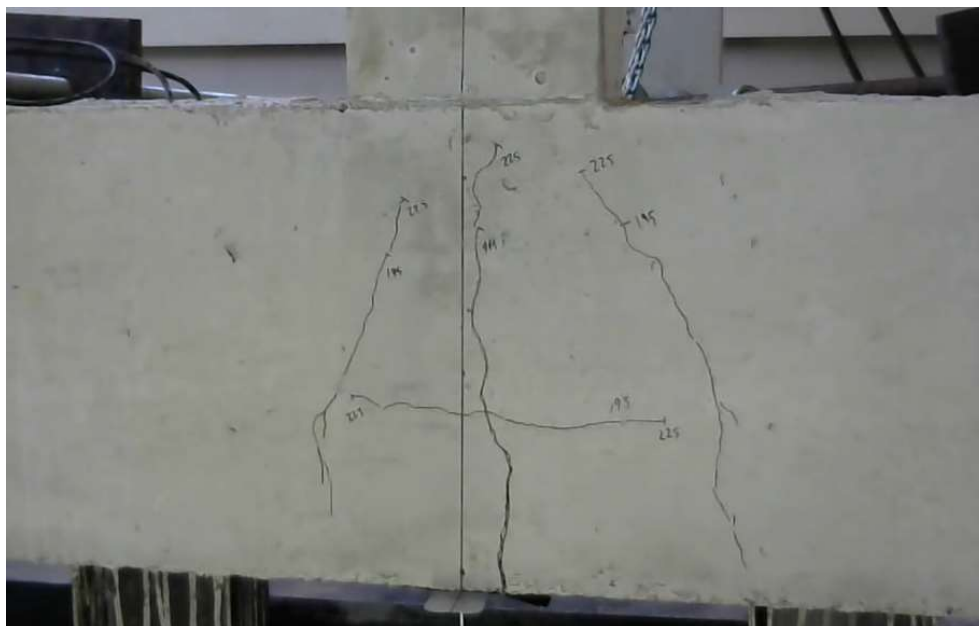
Fonte: A autora

5.5.3 Descrição do ensaio do Bloco 03 Modelos 02 (B3E2 GFRP-10)

O ensaio de carregamento do terceiro bloco foi realizado em 10/07/2025, iniciando-se com a aplicação de incrementos de carga gradativos e cumulativos de 25 kN. A primeira fissuração foi identificada na região central inferior do bloco quando a célula de carga do pilar indicou uma força de 111 kN, sendo registrada, já nesse estágio, uma abertura de fissura de aproximadamente 0,25 mm.

Com o aumento progressivo do carregamento, verificou-se, para uma carga de 195 kN, o surgimento de fissuras adicionais na região das bielas, com abertura da ordem de 0,10 mm, bem como a formação de uma fissura horizontal, conforme ilustrado na Figura 5.17.

Figura 5.17 -Registro das primeiras fissuras no modelo B3E2 GFRP-10



Fonte: A autora

As fissuras apresentaram evolução progressiva à medida que os incrementos de carregamento foram aplicados, tendo seu registro e monitoramento sistemático realizados até o nível de carga de 375 kN.

A partir desse patamar de carregamento, em razão do aumento expressivo das aberturas fissurais e com o objetivo de preservar a segurança operacional da equipe e dos equipamentos durante o ensaio, optou-se por interromper as medições realizadas em proximidade ao bloco, mantendo-se apenas a observação visual do comportamento estrutural à distância. Essa decisão visou minimizar riscos associados a desprendimentos localizados de concreto e à instabilidade progressiva do elemento.

No último registro efetuado antes dessa interrupção, a fissura localizada na região central do bloco apresentava abertura aproximada de 2,6 mm, enquanto a fissura associada à região da biela comprimida atingia cerca de 0,45 mm de abertura. Esses valores indicam um avanço significativo do processo de fissuração, compatível com a proximidade do estado limite último.

A ruptura do modelo, ilustrada na figura 5.18, ocorreu sob um carregamento de 537,21 kN e caracterizou-se inicialmente pela falha do concreto por tração diagonal, seguida pelo esmagamento da biela comprimida na sua região superior. Esse mecanismo evidenciou um modo de ruptura coerente com o comportamento esperado para blocos sobre estacas, governado pela atuação das bielas comprimidas no interior do elemento estrutural.

Figura 5.18 - Ruptura do modelo B3E2 GFRP-10



Fonte: A autora

5.5.4 Descrição do ensaio do Bloco 04 Modelos 02 (B4E2 GFRP-10)

O ensaio de carregamento do Bloco 4 foi realizado em 11/07/2025, com início da aplicação das cargas em incrementos progressivos de 25 kN. A primeira fissuração foi observada na região central do bloco quando a carga atingiu 106 kN, sendo registrada uma abertura inicial de aproximadamente 0,25 mm.

Com a continuidade do carregamento, verificou-se, para uma carga de 175 kN, o surgimento de fissuras na região das bielas, com abertura da ordem de 0,05 mm, bem como a formação de uma fissura adicional de orientação horizontal, também com abertura aproximada de 0,05 mm. A evolução das fissuras centrais e das fissuras localizadas na região das bielas foi acompanhada até o nível de carregamento de 352 kN, ocasião em que foram registradas aberturas aproximadas de 8,0 mm e 0,4 mm, respectivamente. Nesse estágio, verificou-se a ocorrência de um deslocamento indesejado do bloco, o que motivou a interrupção do ensaio para a realização de ajustes no sistema experimental. Tal ocorrência comprometeu os resultados obtidos para esse modelo, que apresentou ruptura sob uma carga aproximadamente 29% inferior à carga de ruptura do bloco 3 pertencente ao mesmo modelo experimental.

Para a continuidade do ensaio, procedeu-se à retificação da cabeça do pilar e ao reposicionamento do bloco no sistema de carregamento. A Figura 5.19 apresenta a evolução das fissuras observadas até o momento da interrupção do ensaio.

Figura 5.19 - Registro das primeiras fissuras no modelo B4E2 GFRP-10



Fonte: A autora

No dia seguinte, em 12/07/2025, o ensaio foi retomado e as aberturas das fissuras previamente existentes não foram novamente acompanhadas, uma vez que o bloco já havia sido submetido a níveis elevados de carregamento no ensaio anterior, encontrando-se significativamente fissurado. Ressalta-se que, apesar de as fissuras observadas no ensaio anterior apresentarem fechamento parcial após a retirada do carregamento, conforme ilustrado na figura 5.20, considerou-se que sua evolução já havia sido adequadamente documentada na etapa anterior do ensaio.

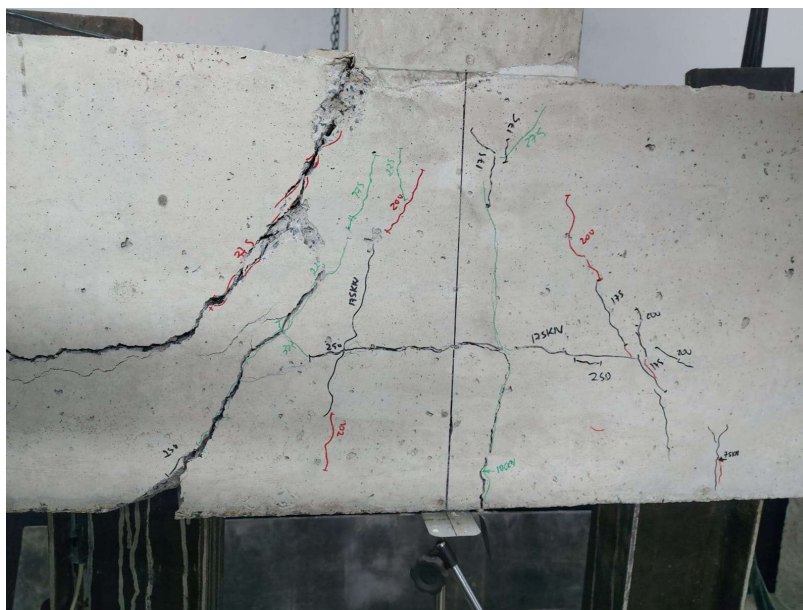
Figura 5.20 – Situação das fissuras no modelo B4E2 GFRP-10 quando o novo ensaio foi iniciado



Fonte: A autora

As fissuras já identificadas foram evoluindo conforme os carregamentos eram aplicados e quando a carga aplicada registrou 378,38kN na célula de carga central, o bloco sofreu ruptura. Ela se deu na região da biela similar ao bloco 3, no entanto, a carga de ruptura foi inferior, podendo estar relacionada à perda de resistência da peça pela fadiga e exposição à cargas anteriores. A figura 5.20 mostra imagem da ruptura do modelo.

Figura 5.21 - Ruptura do modelo B4E2 GFRP-10



Fonte: A autora

5.5.5 Descrição do ensaio do Bloco 05 Modelos 03 (B5E2 GFRP-10 ANC)

O ensaio de carregamento do quinto bloco foi realizado em 14/07/2025, tendo início com a aplicação progressiva das cargas até o valor de 125 kN, quando foi identificada a primeira fissuração na região inferior do bloco, com abertura aproximada de 1,0 mm. Essa fissura apresentou-se predominantemente na região central, porém com leve inclinação e deslocamento em direção a um dos apoios.

Ao longo do incremento de carregamento, observou-se a evolução dessa fissura tanto em extensão, avançando na direção do pilar, quanto em abertura, atingindo aproximadamente 8,0 mm para uma carga de 325 kN. Até esse nível de carregamento, essa fissura permaneceu como a principal manifestação de fissuração do bloco. Somente nesse estágio foi registrada a abertura de uma segunda fissura, localizada na região da biela, com abertura da ordem de 1,6 mm.

A Figura 5.22 ilustra a evolução das fissuras observadas no bloco até o nível de carregamento mencionado.

Figura 5.22 - Registro das primeiras fissuras no modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

A ruptura do bloco ocorreu na região da biela quando a carga aplicada atingiu 351,85 kN. Após o surgimento tardio da fissura nessa região, foi aplicado apenas um incremento adicional de 25 kN, culminando na ruptura do modelo. O colapso caracterizou-se pela falha do concreto por tração diagonal, seguida pelo esmagamento da biela comprimida em sua região superior, próxima ao pilar, conforme ilustrado na Figura 5.23.

Figura 5.23 - Ruptura do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

5.5.6 Descrição do ensaio do Bloco 06 Modelos 03 (B6E2 GFRP-10 ANC)

O ensaio de carregamento do Bloco 6 foi realizado em 15/07/2025. Com a aplicação progressiva de incrementos de carga, a primeira fissuração foi identificada na região das bielas quando a carga atingiu 150 kN, apresentando abertura inicial de aproximadamente 1,0 mm.

Posteriormente, para uma carga de 200 kN, foi observada a abertura de uma segunda fissura de espessura 0,3mm localizada na região central inferior do bloco. A Figura 5.24 ilustra a evolução das fissuras observadas nas etapas iniciais do ensaio.

Figura 5.24 - Registro das primeiras fissuras no modelo B6E2 GFRP-10 ANC



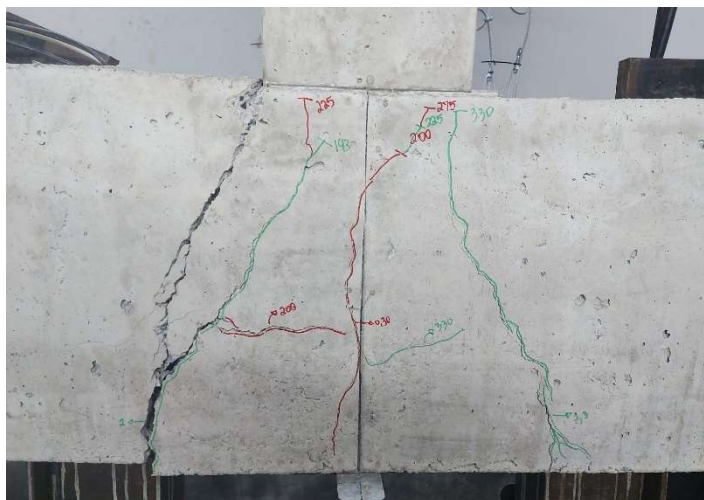
Fonte: A autora

Ao longo do ensaio, ambas as fissuras apresentaram evolução significativa, tanto em termos de extensão quanto de abertura, acompanhando o aumento progressivo do carregamento aplicado ao modelo. Observou-se que o processo de fissuração se intensificou nas etapas finais do ensaio, evidenciando a concentração de tensões nas regiões mais solicitadas do bloco.

No registro final realizado antes da ruptura, a fissura situada na região da biela comprimida apresentou abertura aproximada de 9,0 mm, enquanto a fissura localizada na região central do bloco atingiu abertura da ordem de 1,20 mm, indicando um estado avançado de degradação do concreto nessas regiões.

A ruptura do bloco ocorreu sob um carregamento total de 339,03 kN e caracterizou-se pela falha do concreto por tração diagonal, seguida pelo esmagamento da biela comprimida. Esse modo de ruptura, ilustrado na Figura 5.25, é compatível com o mecanismo resistente típico de blocos sobre estacas submetidos a carregamento elevado.

Figura 5.25 - Ruptura do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

5.5.7 Cargas de ruptura e suas distribuições entre os apoios

A análise das cargas de ruptura e de sua transmissão aos apoios é fundamental para a compreensão do comportamento estrutural dos blocos ensaiados. A avaliação da distribuição das forças entre as estacas permite verificar a simetria do carregamento, a eficiência do mecanismo resistente e a ocorrência de eventuais redistribuições de esforços.

A tabela 5.9 apresenta as cargas de ruptura registradas para cada modelo, considerando a força medida no pilar e as forças individuais medidas nas estacas, possibilitando a análise da distribuição das cargas no instante da ruptura.

Tabela 5.9 – Cargas de ruptura e distribuição de esforços entre os apoios

Modelos	PILAR	E1 + E2	Diferença		E1		E2		F _{E1} -F _{E2} (kN)	e
	F _{pilar} (kN)	F _{E1+E2} (kN)	P - (E1+E2)		F _{E1} (kN)		F _{E2} (kN)			Excentricidade
	CC _{pilar}	CC _{E1+E2}	kN	%	CC _{E2}	%	CC _{E1}	%	%	cm
B1E2 CA50-10	427,02	443,39	16,37	3,83	210,79	47,54	232,6	52,46	-4,92	1,48
B2E2 CA50-10	373,02	391,34	18,32	4,91	170,19	43,49	221,15	56,51	-13,02	3,91
B3E2 GFRP-10	537,21	490,11	-47,10	-8,77	247,24	50,45	242,87	49,55	0,89	0,27
B4E2 GFRP-10	378,39	386,25	7,86	2,08	182,2	47,17	204,05	52,83	-5,66	1,70
B5E2 GFRP-10 ANC	351,85	348,85	-3,00	-0,85	164,42	47,13	184,43	52,87	-5,74	1,72
B6E2 GFRP-10 ANC	339,04	336,17	-2,87	-0,85	159,02	47,30	177,15	52,70	-5,39	1,62

Fonte: A autora

Para a maioria dos modelos, as diferenças entre a carga aplicada no pilar e a soma das reações medidas nas estacas permaneceram inferiores a aproximadamente 5%, valor compatível com as incertezas inerentes aos ensaios experimentais e às tolerâncias dos sistemas de medição utilizados.

A distribuição das cargas entre as estacas apresentou, de modo geral, comportamento próximo à simetria ideal, com percentuais situados predominantemente entre 47% e 53% da carga total aplicada. O caso mais discrepante foi observado no modelo B2E2 CA50-10, no qual se verificou uma diferença percentual de aproximadamente 13,02% entre as cargas medidas nas estacas.

As excentricidades foram determinadas com base nos carregamentos registrados em cada apoio. Tais excentricidades podem estar associadas a pequenas imperfeições na centralização da aplicação do carregamento, apesar dos cuidados adotados durante a montagem do sistema experimental, bem como a possíveis desvios no posicionamento das estacas durante a etapa de concretagem dos modelos. A excentricidade média calculada para o conjunto dos ensaios foi da ordem de 1,78 cm, destacando-se novamente o modelo B2E2 CA50-10, que apresentou excentricidade superior, igual a 3,91 cm.

Ainda assim, não foi constatada concentração excessiva de esforços em um único apoio que pudesse comprometer a validade dos resultados experimentais. A distribuição de cargas manteve-se compatível com o comportamento esperado para blocos sobre estacas submetidos a carregamento predominantemente centrado, permitindo a interpretação adequada dos resultados obtidos. De forma global, os resultados confirmam a confiabilidade do sistema experimental adotado, tanto na medição da carga aplicada quanto no registro das reações nos apoios, fornecendo base consistente para as análises desenvolvidas no capítulo seguinte.

5.5.8 Evolução das fissuras principais nos modelos experimentais

A evolução das fissuras principais constitui um indicador de comportamento estrutural dos blocos submetidos aos ensaios de carregamento, uma vez que está diretamente associada aos mecanismos resistentes desenvolvidos, à redistribuição de esforços internos e à proximidade da ruptura. O acompanhamento sistemático da abertura e da progressão dessas fissuras permite caracterizar de forma objetiva o desempenho dos modelos ao longo das diferentes fases do ensaio.

Neste subitem são apresentados, de forma sintetizada, os registros da evolução das fissuras principais observadas em cada modelo experimental, contemplando os níveis de carregamento correspondentes, a localização das fissuras e as respectivas aberturas medidas.

Essas informações são consolidadas na Tabela 5.10, possibilitando uma visão comparativa do comportamento dos diferentes modelos ensaiados.

Tabela 5.10 – Evolução das fissuras principais em função do carregamento

Modelo	Fissura (mm)	Carga (kN)																		
		25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	550
B1E2 CA50-10	Biela	0,00	0,00	0,05	0,10	0,40	0,45	0,45	0,50	0,55	0,60	0,60	0,65	0,70	0,90	1,00	1,20	3,00	R	
B2E2 CA50-10	Biela	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,15	0,20	3,00	R			
	Central	0,00	0,00	0,00	0,10	0,15	0,25	0,35	0,40	0,50	0,65	0,65	1,20	1,4	1,4	2,5				
B3E2 GFRP-10	Biela	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,45	0,45	-	-	-	R
	Central	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	1,00	1,20	1,40	1,50	2,00	2,50	2,50	2,50	2,55	2,60	-	-	-	-
B4E2 GFRP-10	Biela	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,25	0,30	0,35	0,40	0,40	0,40	R			
	Central	0,00	0,00	0,00	0,25	0,35	0,75	1,10	1,80	2,50	3,00	5,00	5,00	7,00	8,00	8,00				
B5E2 GFRP-10 ANC	Biela	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60	R					
	Central	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,80	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	7,00	8,00						
B6E2 GFRP-10 ANC	Biela	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,60	3,00	5,00	7,00	8,00	8,00	9,00	R					
	Central	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,35	0,65	0,85	1,05	1,20						

Fonte: A autora

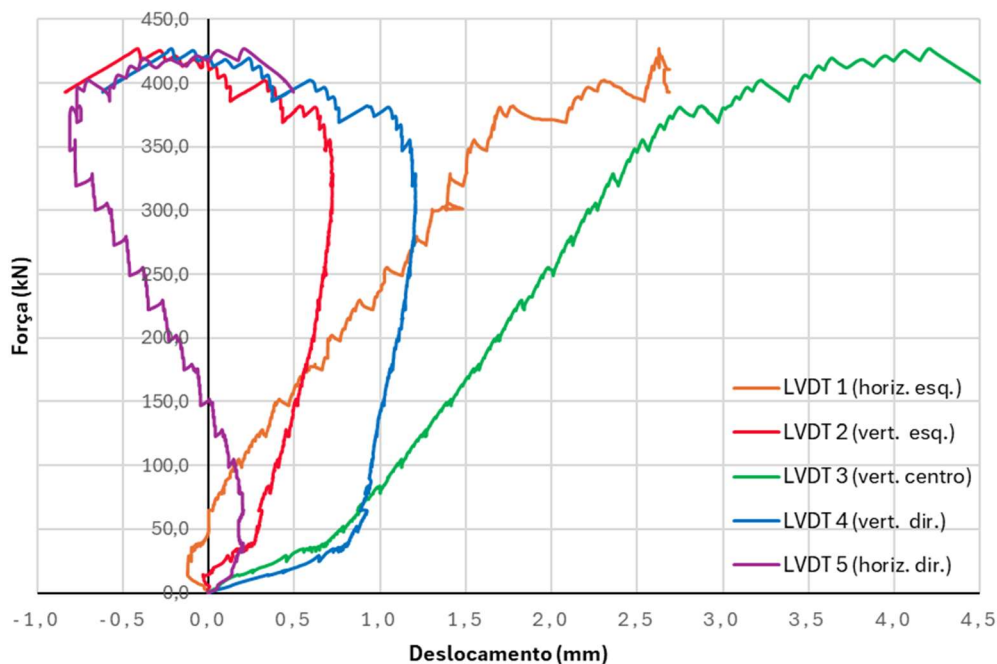
5.5.9 Deslocamentos verticais e horizontais

Os resultados experimentais referentes aos deslocamentos verticais e horizontais medidos nos modelos ensaiados, obtidos por meio dos transdutores de deslocamento linear variável (LVDTs) instalados conforme o plano de instrumentação previamente descrito. Os registros de deslocamento permitem acompanhar a resposta deformacional global dos blocos ao longo da aplicação do carregamento, bem como identificar diferenças de rigidez e comportamento entre os modelos analisados.

Os resultados são apresentados na forma de gráficos força versus deslocamento, nos quais se relacionam os níveis de carregamento aplicados com os deslocamentos medidos em cada posição instrumentada.

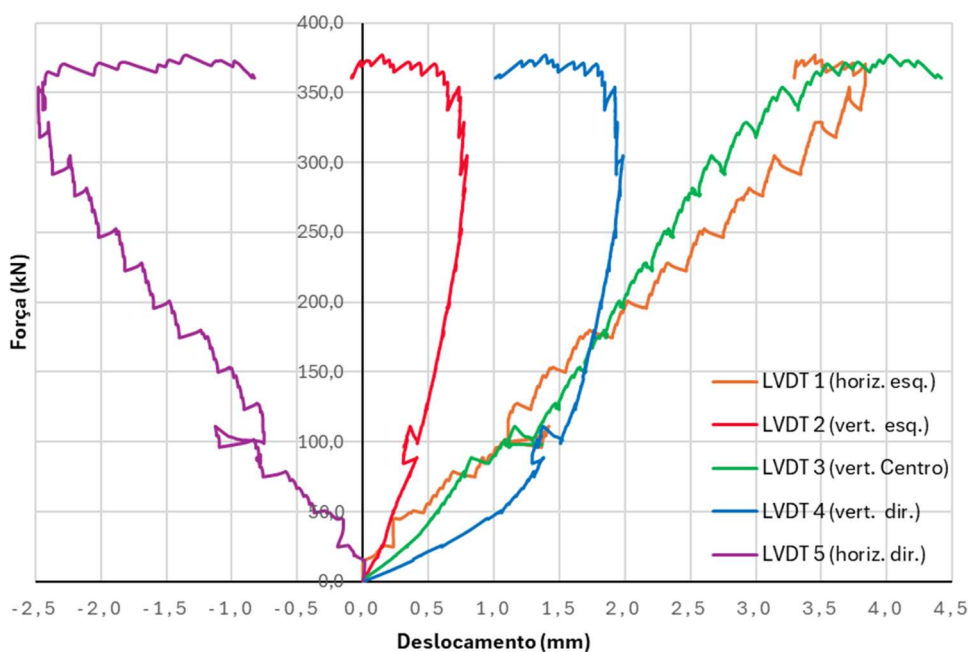
Para cada modelo experimental, os gráficos 5.4 a 5.9 apresentam as curvas correspondentes aos deslocamentos verticais e horizontais registrados ao longo dos ensaios, possibilitando a análise do comportamento deformacional dos modelos até a ocorrência da ruptura. A posição de cada LVDT nos modelos encontra-se indicada na figura 4.8.

Gráfico 5.4 - Força vs. deslocamentos do modelo B1E2 CA50-10



Fonte: A autora

Gráfico 5.5 - Força vs. deslocamentos do modelo B2E2 CA50-10



Fonte: A autora

Gráfico 5.6 - Força vs. deslocamentos do modelo B3E2 GFRP-10

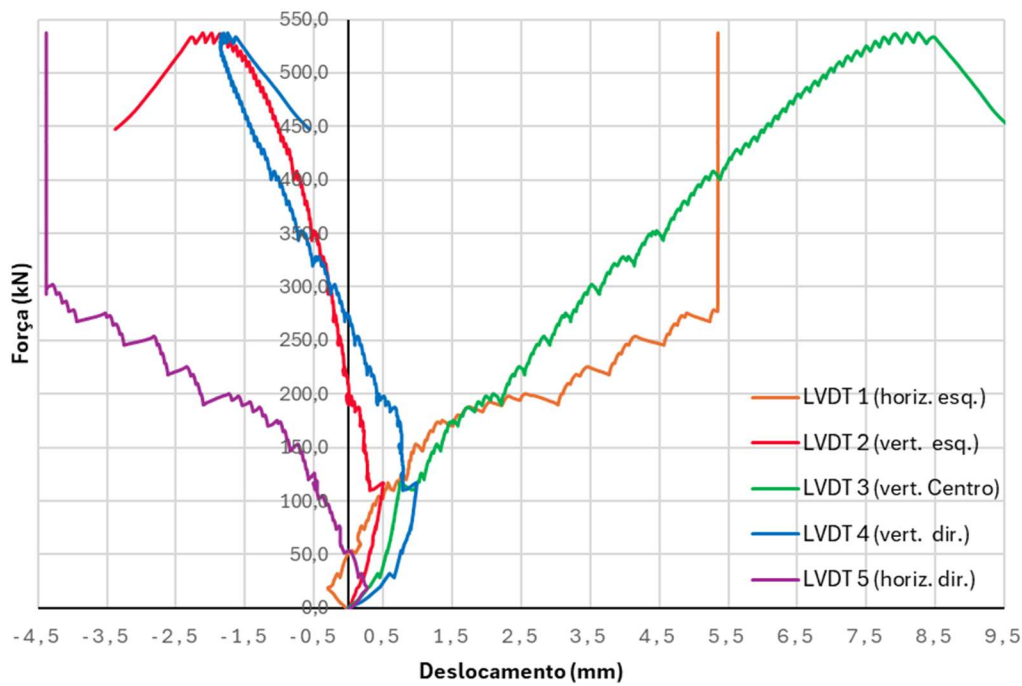


Gráfico 5.7 - Força vs. deslocamentos do modelo B4E2 GFRP-10

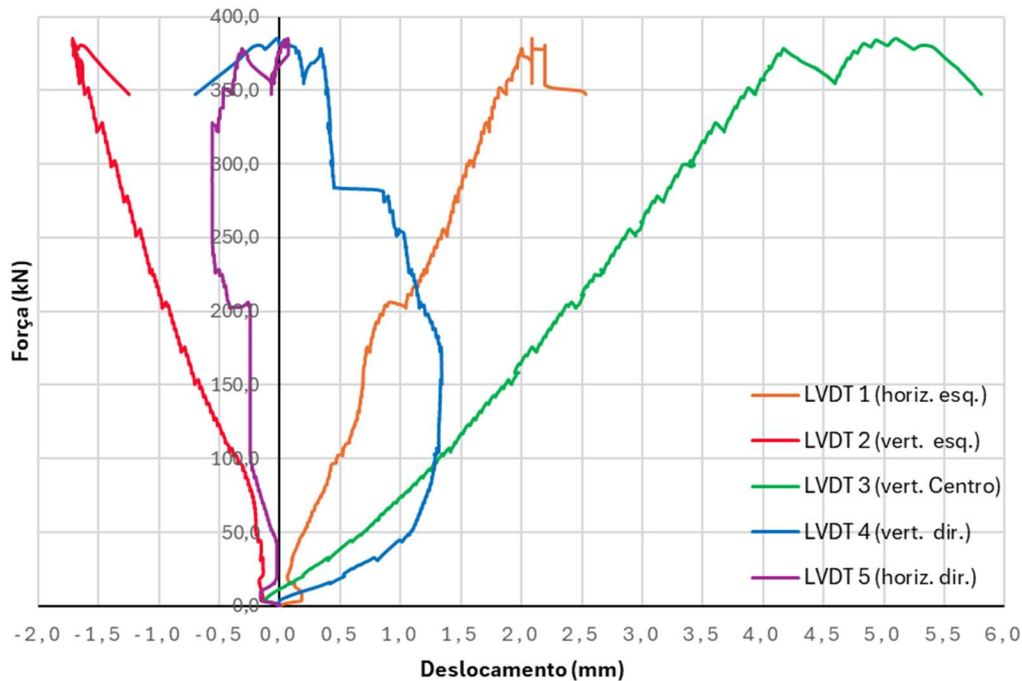
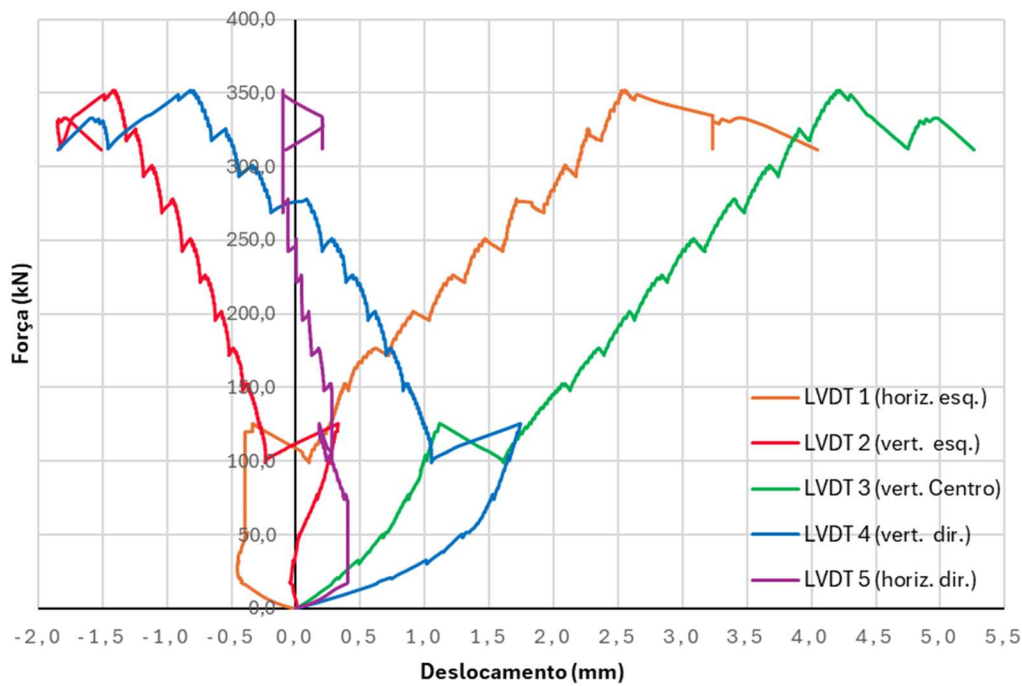
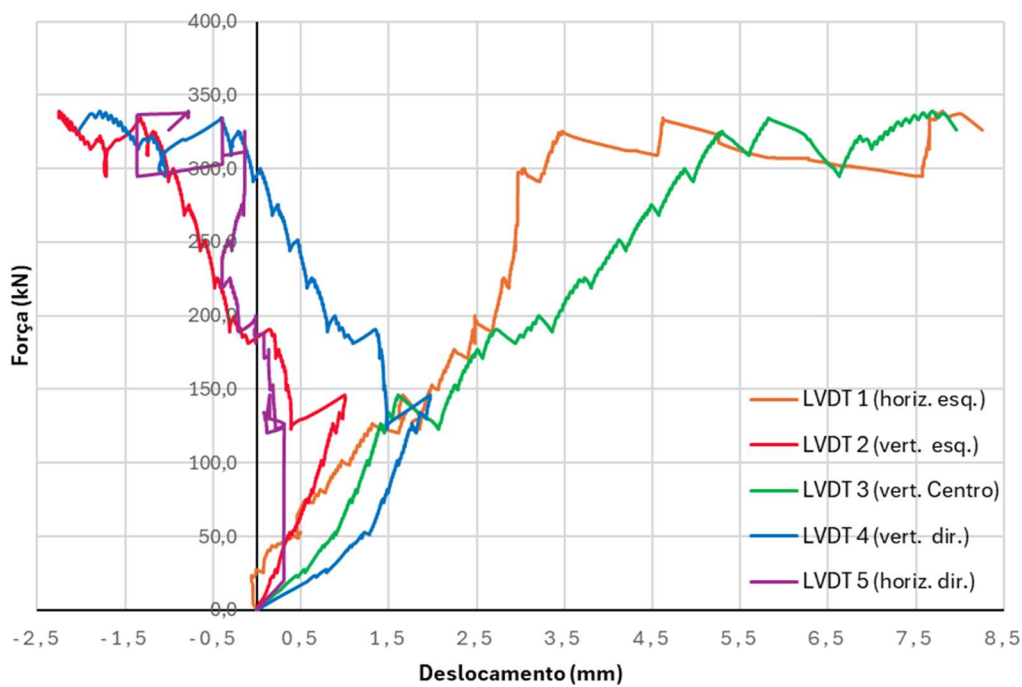


Gráfico 5.8 - Força vs. deslocamentos do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

Gráfico 5.9 - Força vs. deslocamentos do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

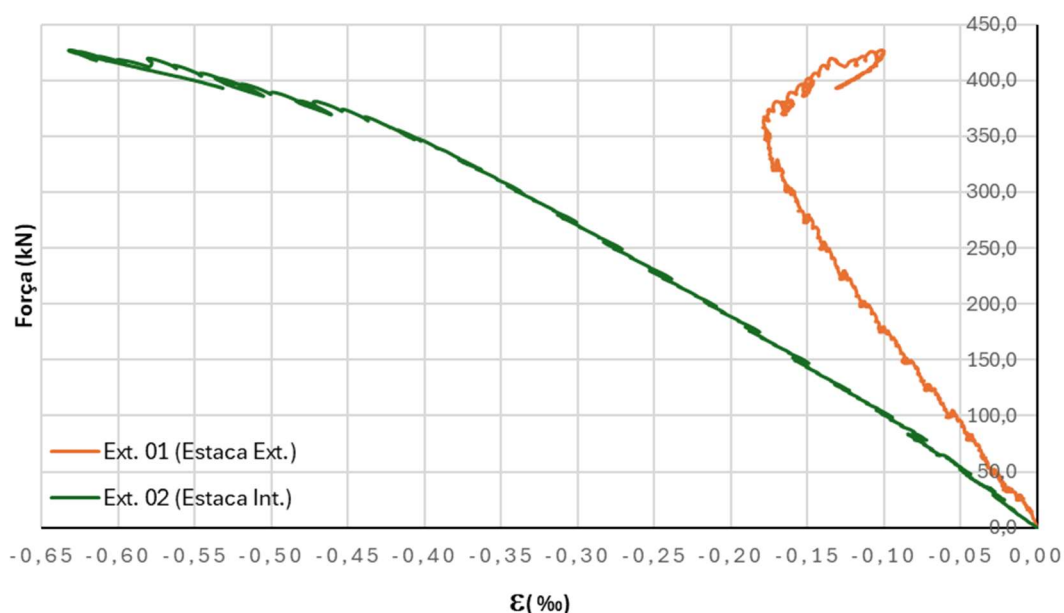
Os resultados apresentados documentam os deslocamentos verticais e horizontais registrados experimentalmente em cada modelo ensaiado. Os picos registrados ao longo de todos os gráficos apresentados e nos que virão, está relacionado aos incrementos de cargas e paradas e a cada surgimento e abertura de fissura que acarreta variações de deslocamentos nos blocos e consequentes perdas de cargas e ajustes dos modelos. Todos os modelos apresentaram uma comportamentos similar de deslocamentos, e os maiores valores foram registrados pelo LVDT3, situado na região central inferior dos blocos.

5.5.10 Deformações nas estacas

As deformações decorrentes da aplicação dos carregamentos foram monitoradas por meio de extensômetros elétricos de resistência instalados nas estacas, conforme o plano de instrumentação. Os registros obtidos para cada modelo são apresentados nos gráficos 5.10 a 5.15, nos quais as deformações são expressas segundo uma convenção de sinais previamente definida. Valores com sinal negativo indicam deformações por compressão, associadas ao encurtamento do elemento instrumentado, enquanto valores com sinal positivo correspondem a deformações por tração, relacionadas ao alongamento longitudinal.

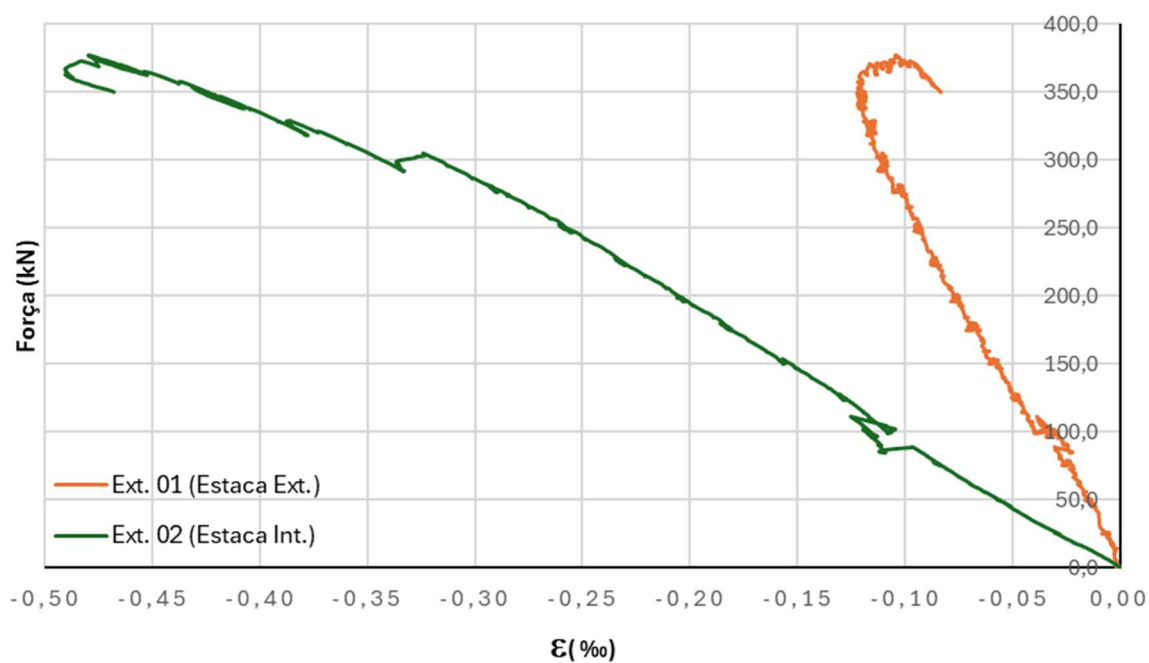
Essa mesma convenção de sinais é adotada nos demais gráficos de deformação apresentados, facilitando e assegurando uniformidade na interpretação dos resultados experimentais

Gráfico 5.10 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10



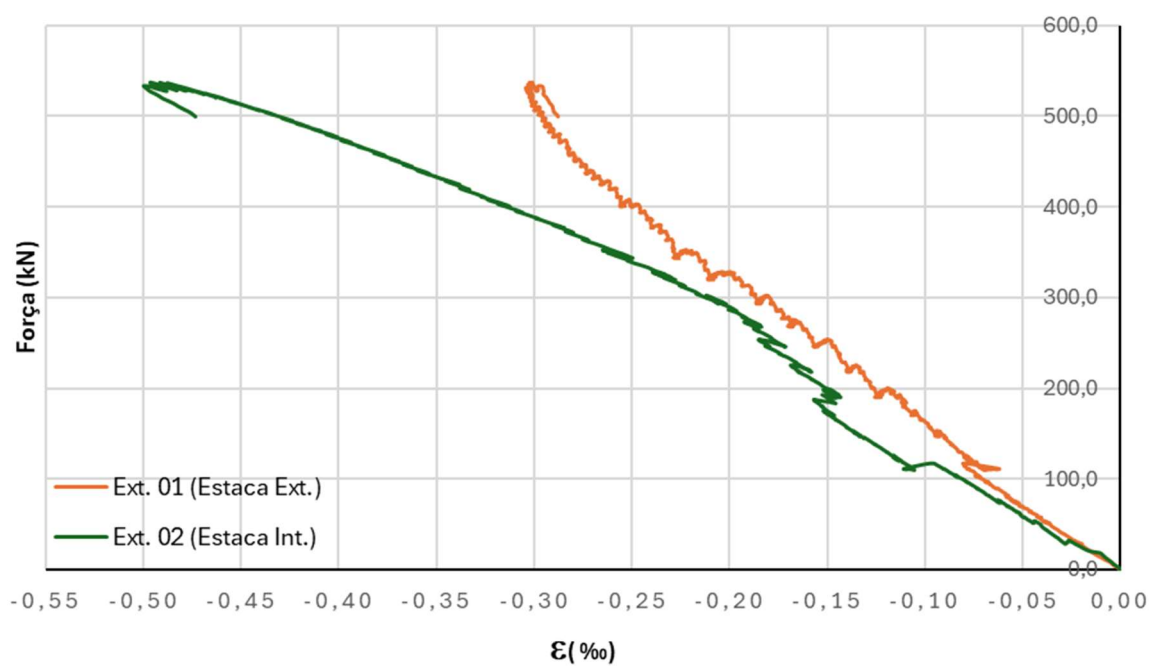
Fonte: A autora

Gráfico 5.11 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10



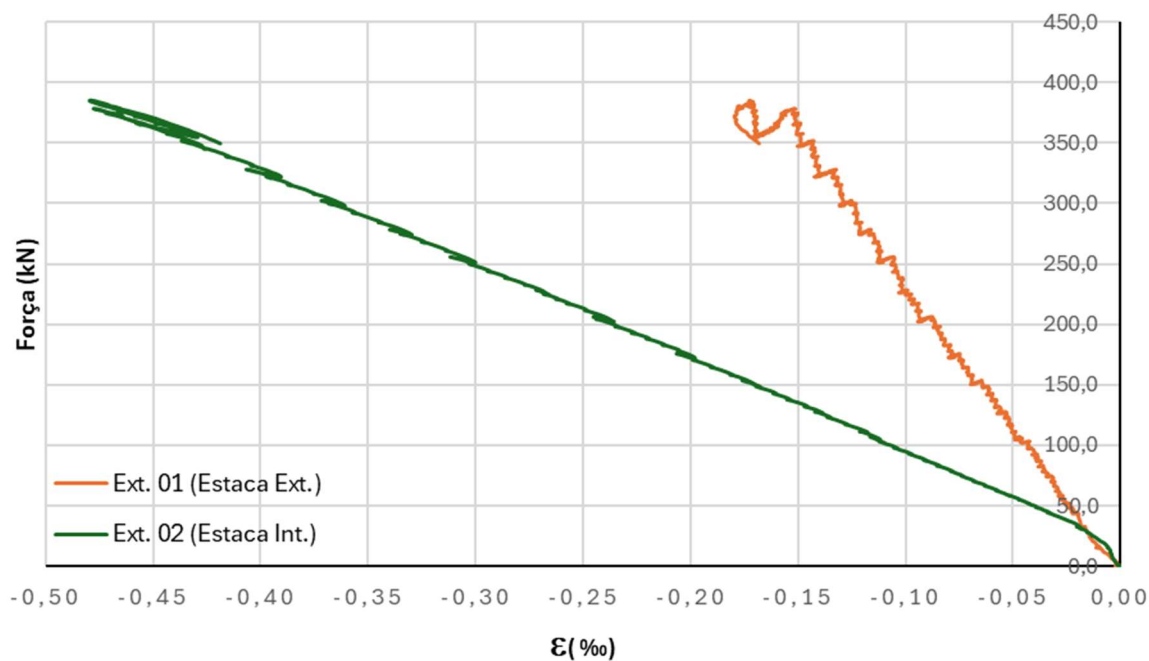
Fonte: A autora

Gráfico 5.12 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10



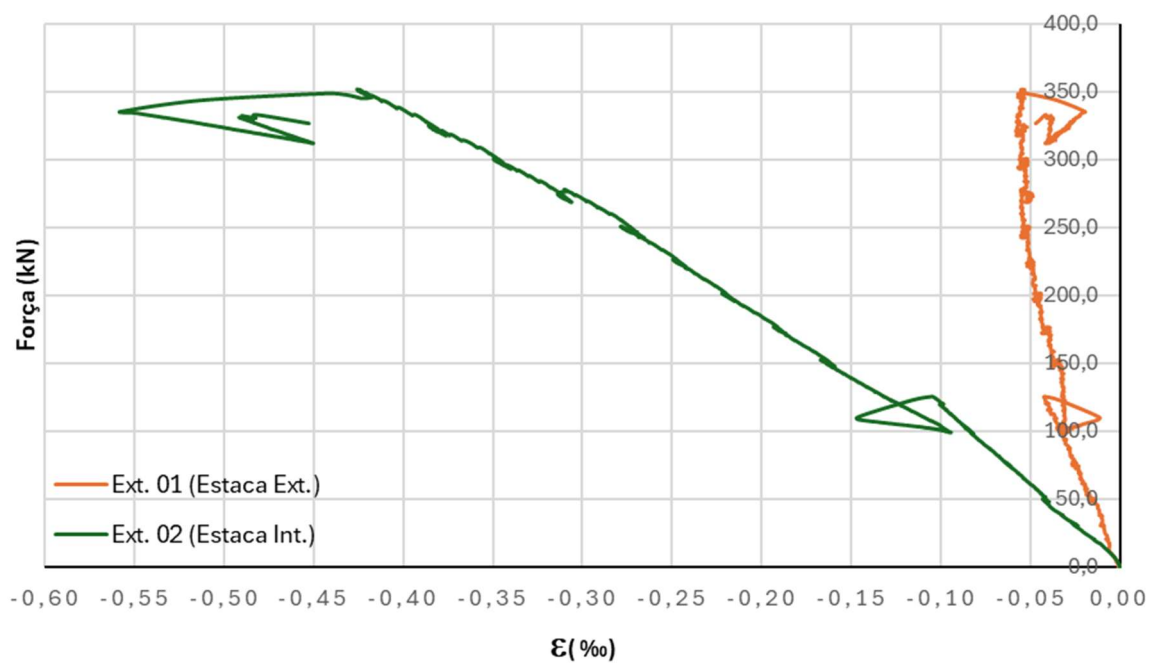
Fonte: A autora

Gráfico 5.13 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10



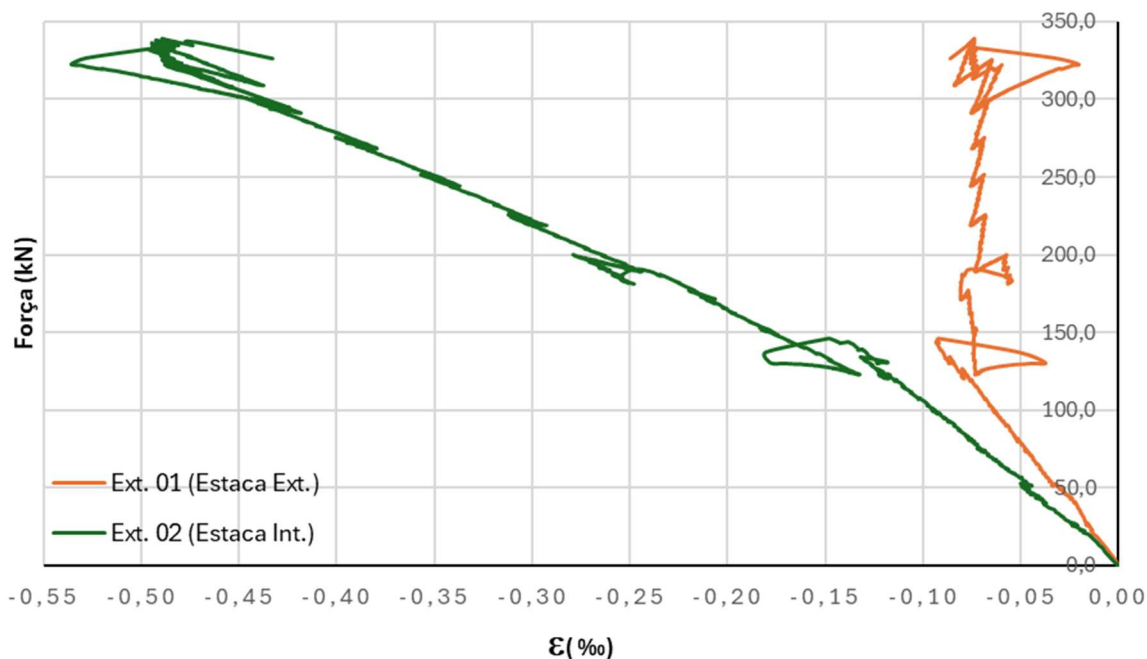
Fonte: A autora

Gráfico 5.14 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

Gráfico 5.15 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

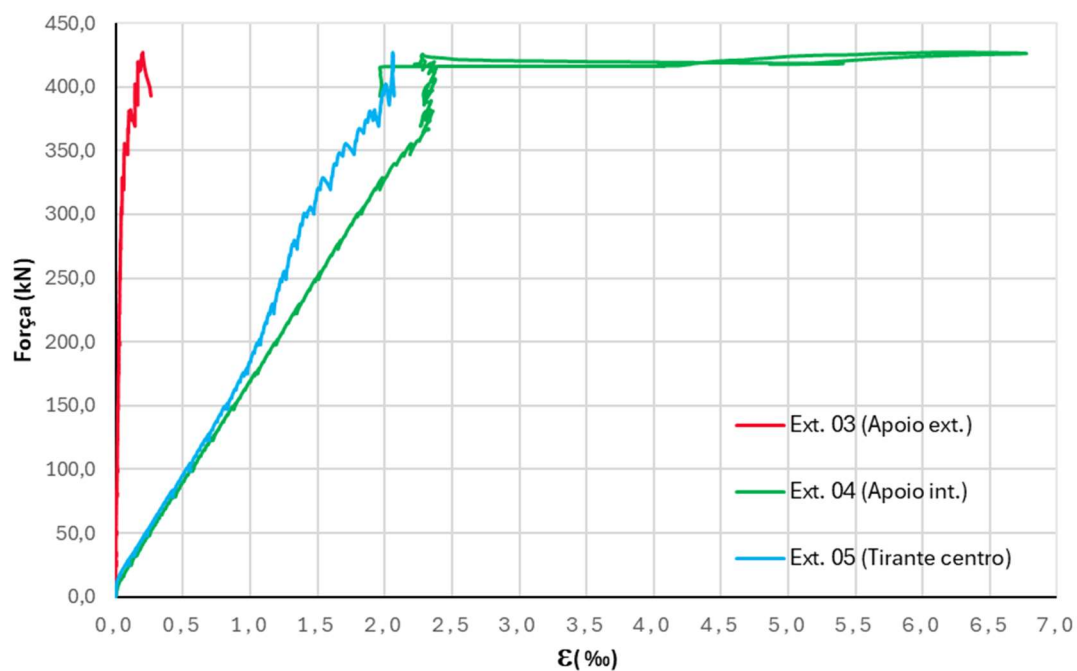
A análise dos gráficos mostra um comportamento padrão nas deformações registradas nas estacas. Em todos os modelos, os extensômetros Ext.01 posicionados na face interna das estacas, registraram deformações superiores às medidas pelos extensômetros Ext.02, instalados na face externa. Esse comportamento indica que as tensões nas estacas não se distribuem de forma uniforme ao longo de sua seção transversal, e foi verificado por Silva (2024), em seu estudo de blocos similares aos dos modelos 1.

5.5.11 Deformações na armadura principal do tirante

Os resultados das deformações registradas pelos extensômetros Ext.3, Ext.4 e Ext.5 estão apresentados nos gráficos 5.16 a 5.21, que relacionam a força aplicada nos modelos e as deformações registradas nestes instrumentos de medição.

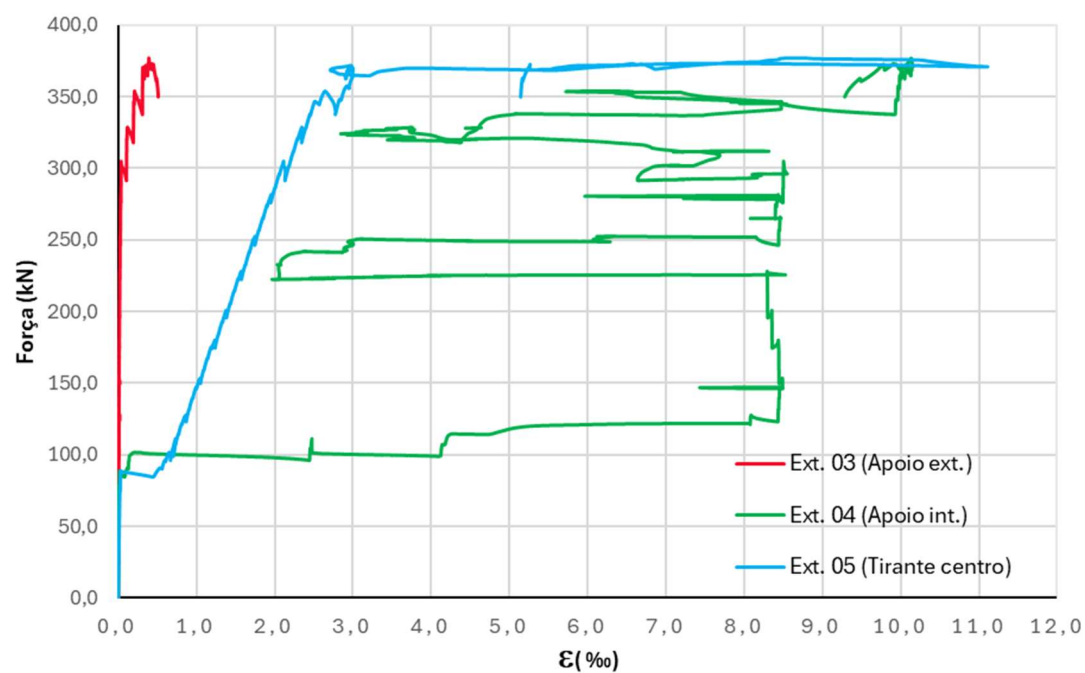
Os extensômetros foram posicionados nas barras que constituem os tirantes dos modelos e estiveram presentes em todos os espécimes ensaiados. Esses dispositivos foram instalados nas armaduras principais de tração, que se estendem ao longo de todo o comprimento dos blocos, possibilitando o monitoramento contínuo do comportamento deformacional dessas barras ao longo da aplicação do carregamento e, conseqüentemente, a avaliação da resposta estrutural dos tirantes durante os ensaios.

Gráfico 5.16 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10



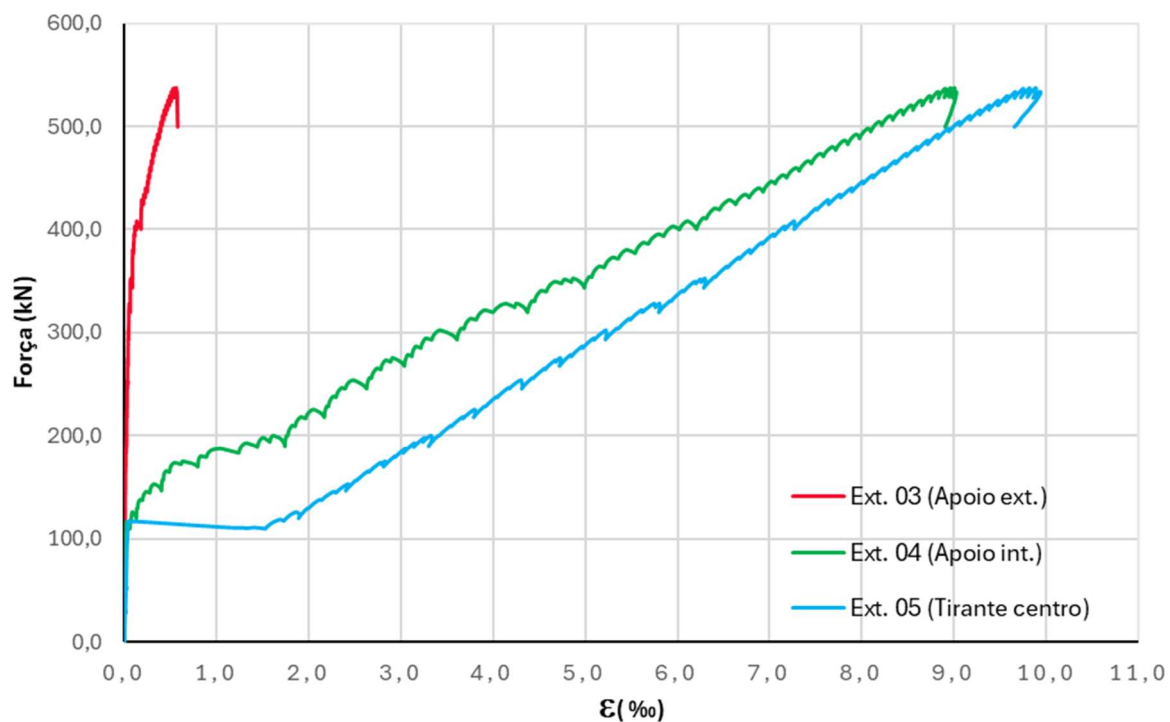
Fonte: A autora

Gráfico 5.17 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10



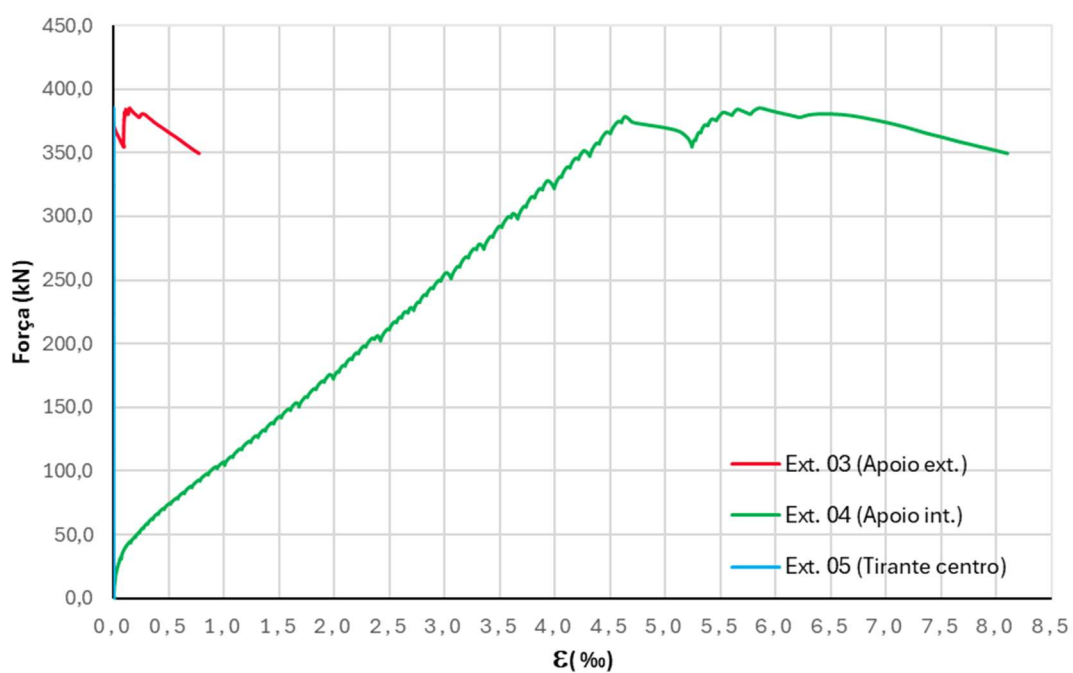
Fonte: A autora

Gráfico 5.18 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10



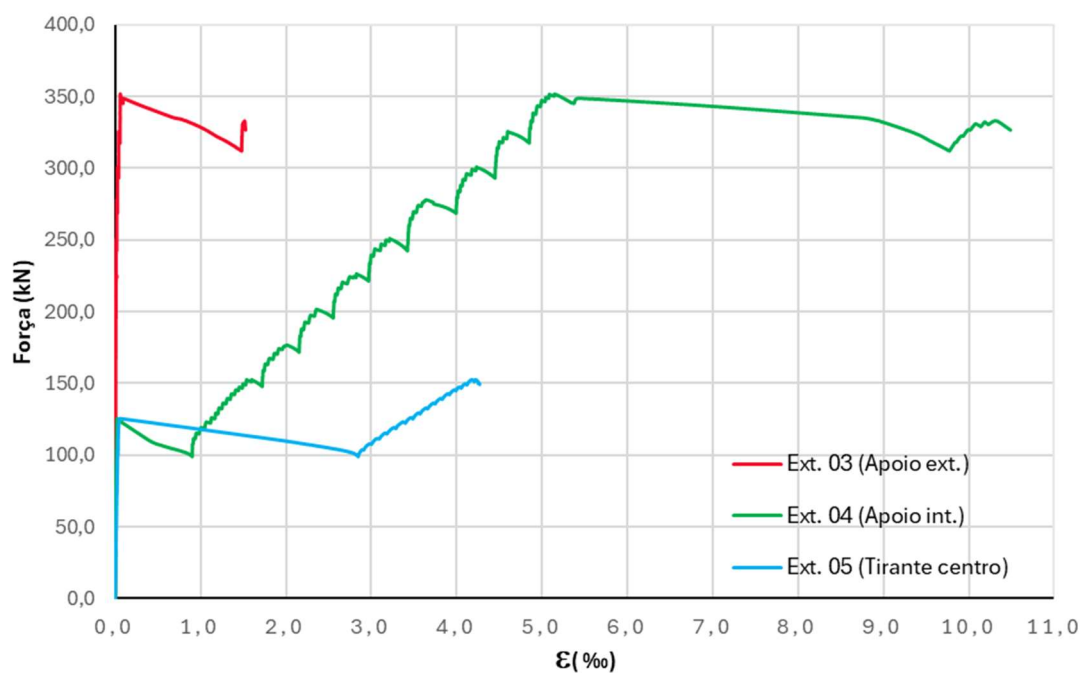
Fonte: A autora

Gráfico 5.19 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10



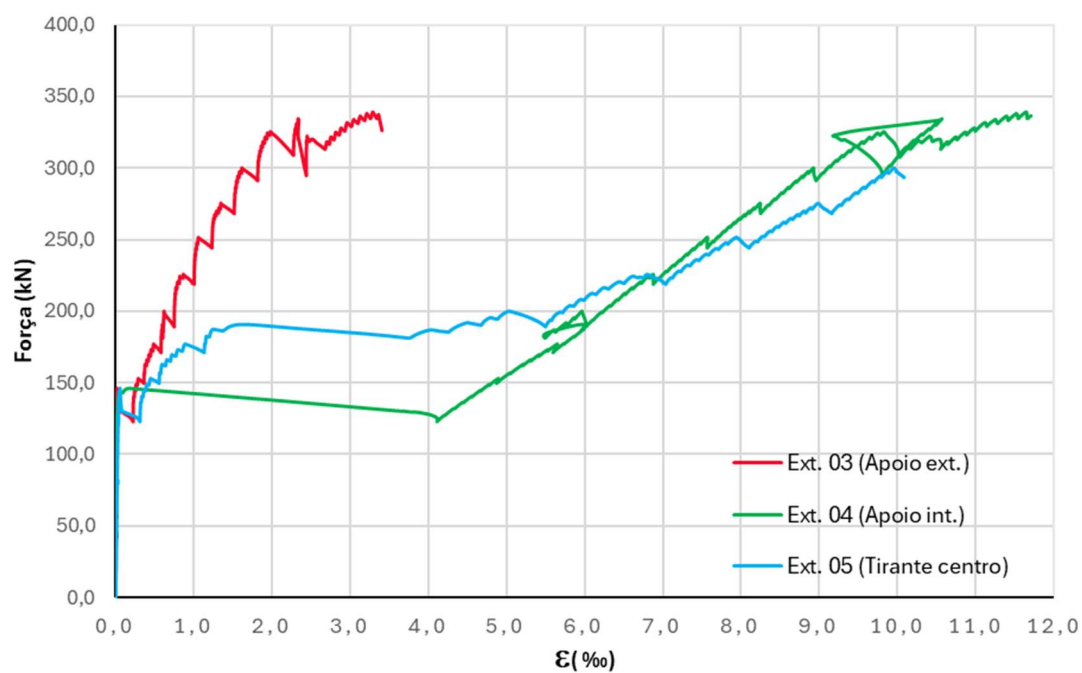
Fonte: A autora

Gráfico 5.20 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

Gráfico 5.21 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



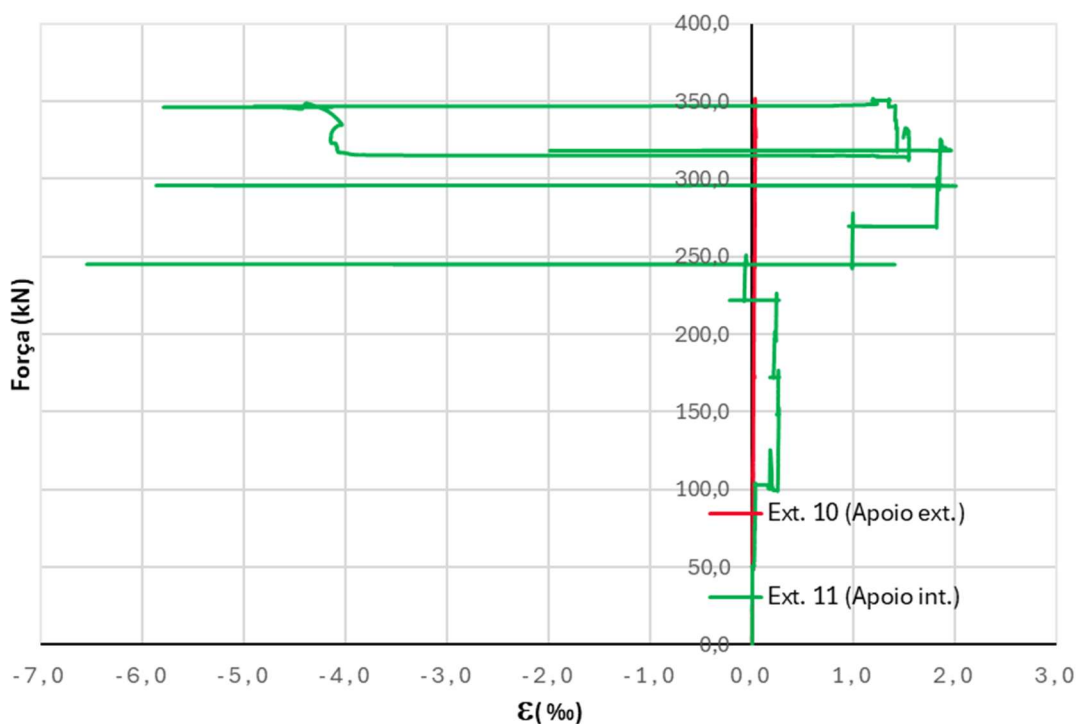
Fonte: A autora

A análise dos Gráficos 5.16 a 5.21 mostra que, em todos os modelos, o extensômetro Ext.3, instalado no tirante na região externa do apoio (ancoragem), não apresentou deformações de tração significativas ao longo do carregamento. Esse resultado indica que a porção da armadura localizada após a região da biela comprimida está submetida a baixos níveis de tração. Observa-se, contudo, que o Modelo 3, com maior taxa de armadura em GFRP restrita à região de ancoragem, apresentou deformações ligeiramente superiores nessa posição em relação aos demais modelos, evidenciando maior mobilização local da armadura.

Em contraste, os extensômetros Ext.4 e Ext.5, posicionados no tirante na região interna do bloco, imediatamente após o apoio e na região central, registraram as maiores deformações de tração, comportamento coerente com resultados reportados na literatura. Ressalta-se que o extensômetro Ext.5 do modelo B4E2 GFRP-10 apresentou falha de funcionamento, não registrando leituras, enquanto o Ext.5 do modelo B5E2 GFRP-10 ANC forneceu dados apenas até o carregamento de 150 kN.

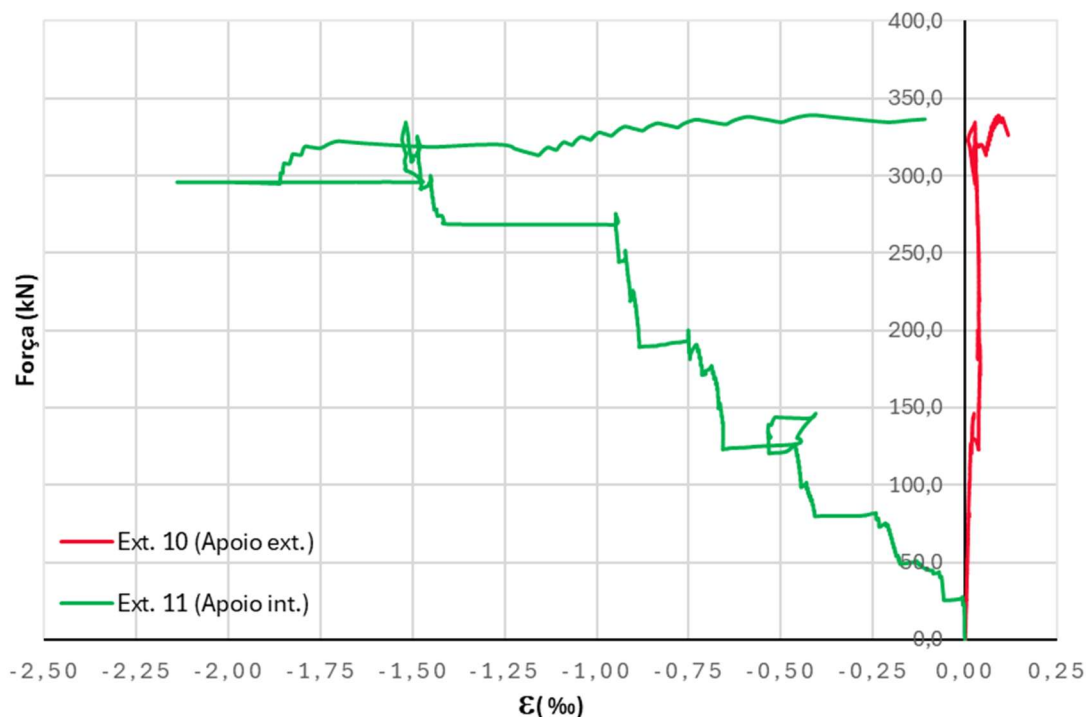
São apresentadas também, nos gráficos a seguir 5.22 a 5.25, as deformações registradas nos extensômetros Ext.10 e Ext.11, localizados nas barras menores situadas apenas na região de ancoragem dos blocos 5 e 6 do modelo 3.

Gráfico 5.22 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

Gráfico 5.23 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

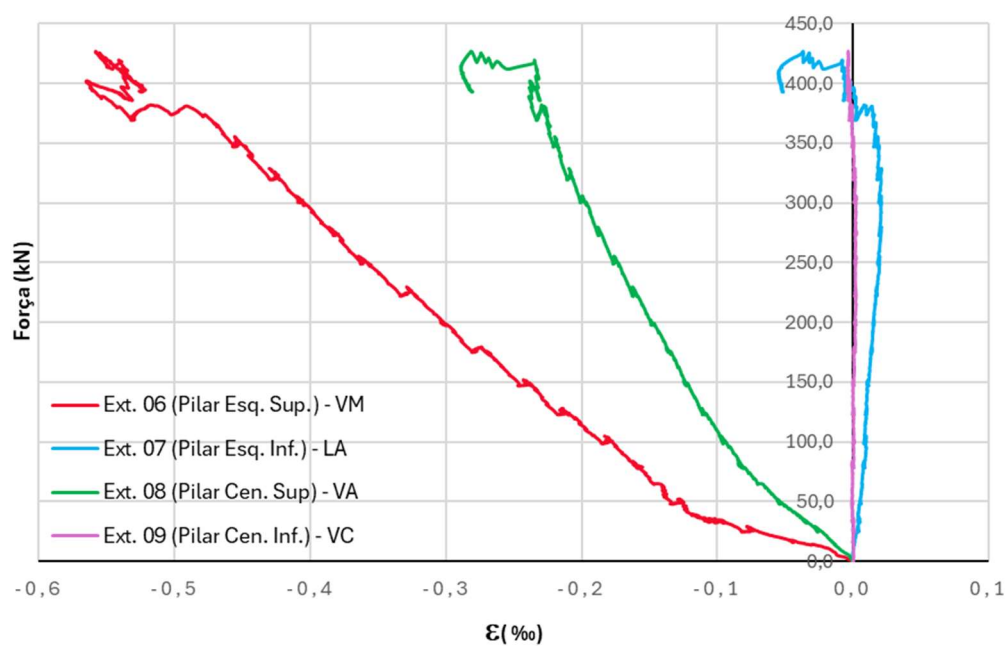
A análise conjunta dos dois gráficos mostra comportamentos significativamente distintos entre os extensômetros Ext.10 e o extensômetro Ext.11. O extensômetro Ext.10 não apresentou deformações significativas indicando que na região de ancoragem externa ao apoio não há a atuação significativa de tensões até carregamentos muito altos, condizente com os resultados dos Ext.03 na mesma posição, porém nas barras de tirante. A região interna do apoio apresenta, em geral, maior confinamento proporcionado pelo volume de concreto adjacente e pela continuidade estrutural do bloco, favorecendo a transferência de esforços para a armadura e resultando em maiores deformações compressivas registradas.

O Ext.11 apresentou uma evolução progressiva das deformações compressivas ao longo do carregamento. A presença de patamares e trajetórias inclinadas na curva indica que a fissuração gradual do concreto na região nodal interna promoveu sucessivas redistribuições de esforços, alterando o caminho das tensões e influenciando diretamente as leituras registradas pelo extensômetro. Ressalta-se que o posicionamento desse extensômetro, localizado na extremidade interna da barra e muito próximo à sua ponta, pode ter limitado o registro completo do comportamento deformacional da armadura. O ideal, seria esta barra apresentar um comprimento ligeiramente maior, de modo que o extensômetro fosse instalado em uma região mais interna.

5.5.12 Deformações na armadura dos pilares

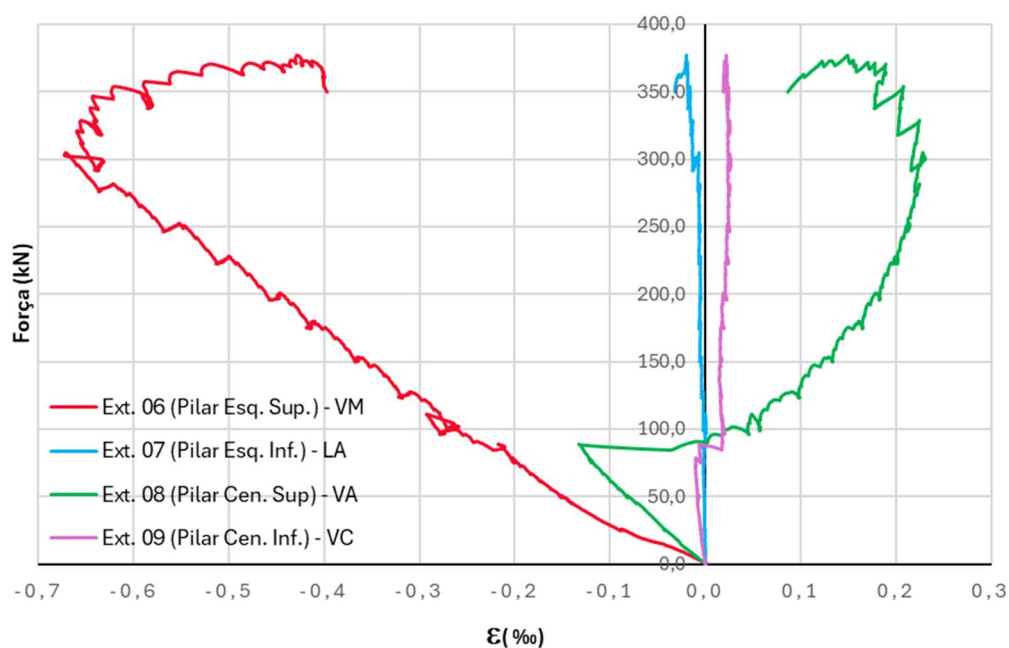
As leituras registradas pelos extensômetros localizados nas armaduras dos pilares estão apresentadas nos gráficos 5.24 a 5.29.

Gráfico 5.24 - Força vs. deformações do modelo B1E2 CA50-10



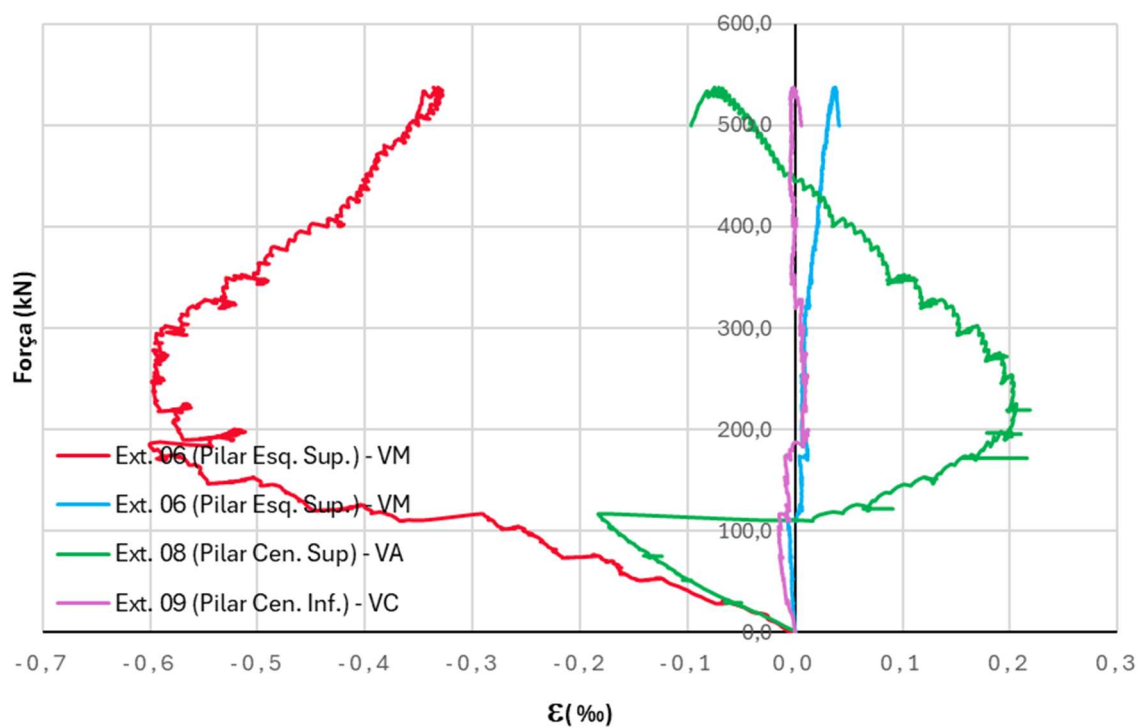
Fonte: A autora

Gráfico 5.25 - Força vs. deformações do modelo B2E2 CA50-10



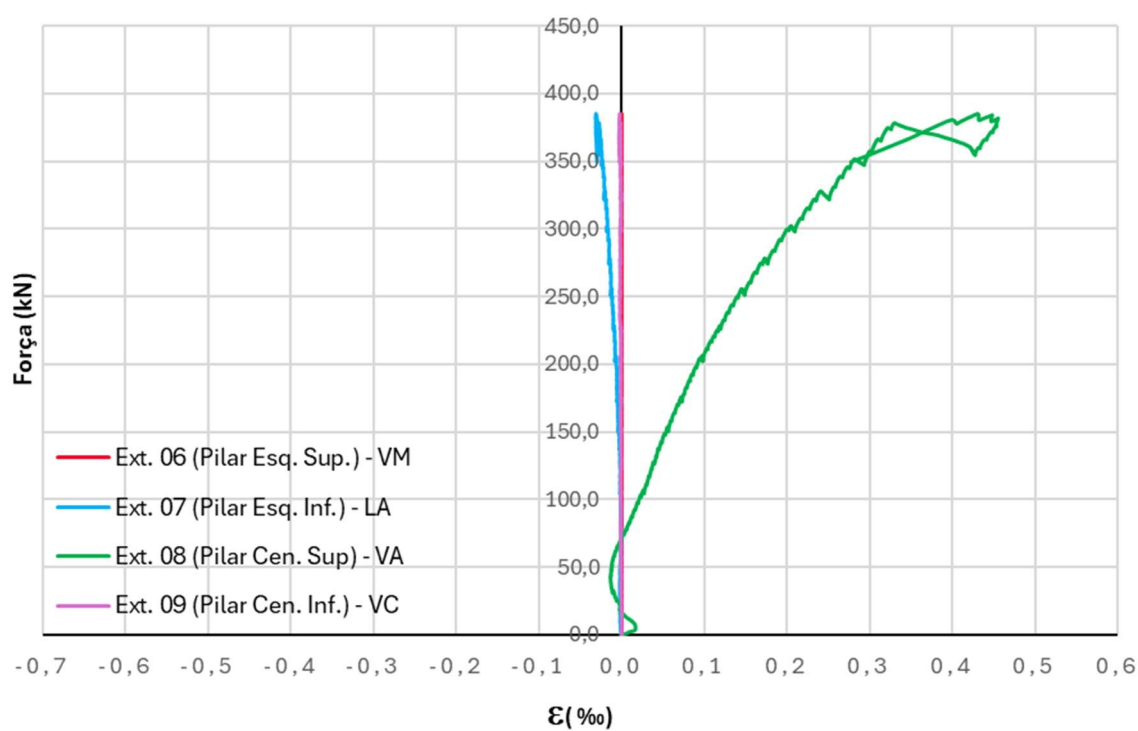
Fonte: A autora

Gráfico 5.26 - Força vs. deformações do modelo B3E2 GFRP-10



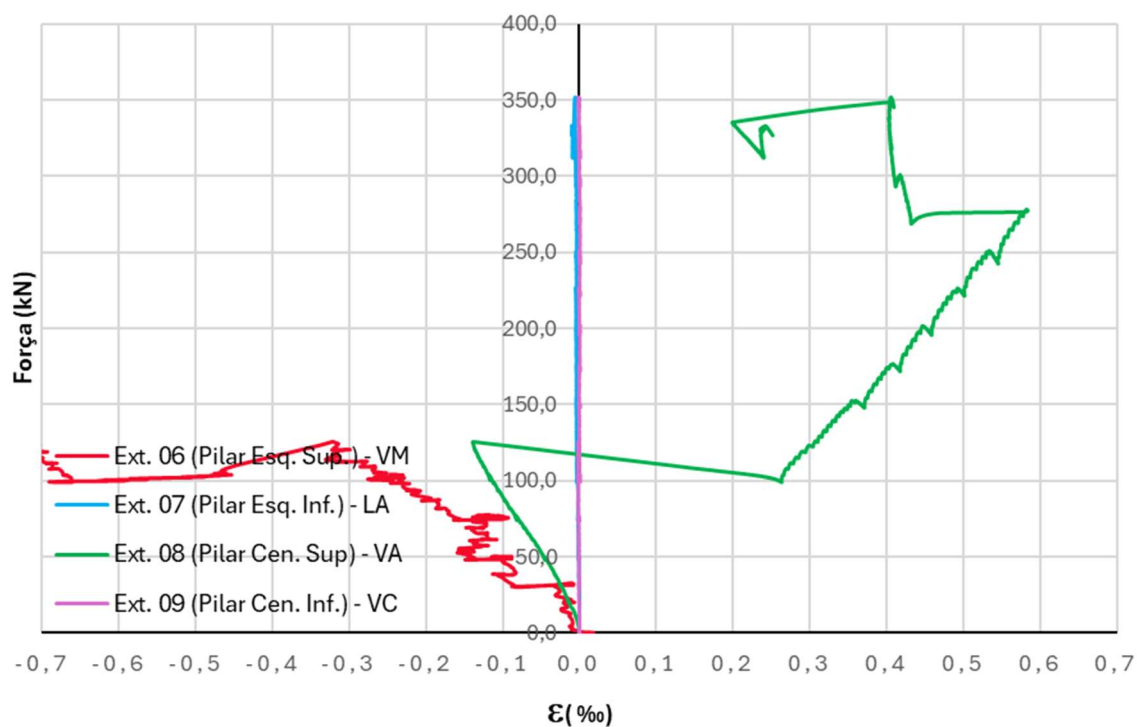
Fonte: A autora

Gráfico 5.27 - Força vs. deformações do modelo B4E2 GFRP-10



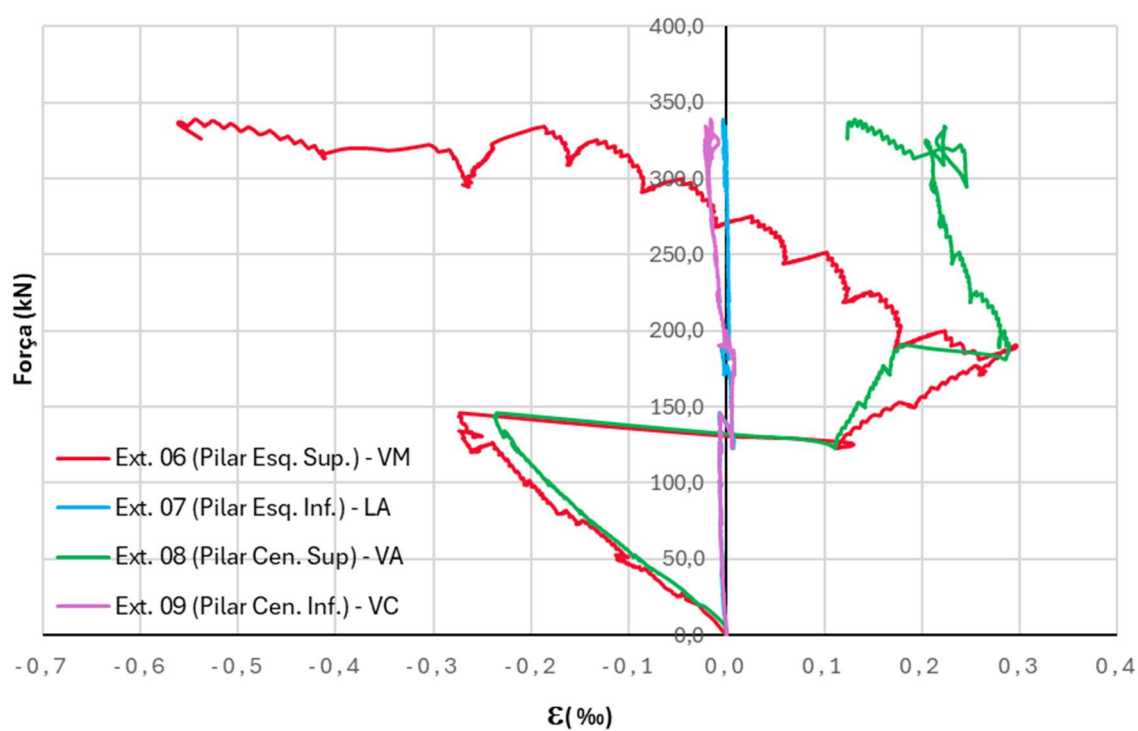
Fonte: A autora

Gráfico 5.28 - Força vs. deformações do modelo B5E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

Gráfico 5.29 - Força vs. deformações do modelo B6E2 GFRP-10 ANC



Fonte: A autora

5.6 EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS E ENSAIOS DE COMPRESSÃO

A extração de testemunhos teve como objetivo complementar a avaliação da resistência à compressão do concreto empregado nos blocos, possibilitando a confrontação desses resultados com aqueles obtidos nos ensaios realizados em corpos de prova moldados concomitantemente à execução dos modelos. Adicionalmente, buscou-se estabelecer uma análise correlacionada entre a resistência efetiva do concreto e o desempenho estrutural observado nos ensaios de carregamento, de modo a verificar eventuais influências desse parâmetro nos mecanismos resistentes desenvolvidos e nos modos de ruptura identificados.

O processo de extração foi realizado no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, no período compreendido entre 28/08/2025 e 30/08/2025, atendendo à questões de disponibilidade de tempo e equipamento. Para a execução dos furos, utilizou-se uma perfuratriz da marca Weka®, equipada com broca de extração de segmentos diamantados e corpo tubular com diâmetro interno de 100 mm, conforme ilustrado na Figura 5.26.

Figura 5.26 – Equipamento utilizado na extração dos testemunhos



Fonte: A autora

Foram extraídos um total de 12 testemunhos, dois de cada modelo, após a conclusão dos ensaios de carga dos modelos. A escolha dos pontos de extração priorizou regiões isentas de fissuração visível e sem interferência de armaduras, de modo a garantir que os testemunhos representassem, de forma adequada, o concreto íntegro de cada bloco. A Figura 5.27 apresenta o modelo B1E2 CA50-10 após a realização da extração dos testemunhos.

Figura 5.27 – Modelo B1E2 CA50-10 após a extração dos testemunhos



Fonte: A autora

Os procedimentos de extração e preparo dos testemunhos seguiram as recomendações da ABNT NBR 7680-1(2015), assegurando a representatividade das amostras e a confiabilidade dos resultados obtidos. Os testemunhos foram submetidos a ensaios de compressão axial (tabela 5.11) , realizados conforme os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 5739 (2018), com o objetivo de determinar a resistência à compressão do concreto empregado nos blocos.

Antes da realização dos ensaios de compressão, os testemunhos foram também submetidos à determinação da absorção de água, do índice de vazios e das massas específicas, em conformidade com as prescrições da ABNT NBR 9778 (2009), conforme apresentado na tabela 5.12, permitindo a correlação entre as propriedades físicas do concreto endurecido, sua resistência mecânica e, por fim, o desempenho estrutural observado nos modelos ensaiados.

Adicionalmente, dois corpos de prova moldados concomitantemente à concretagem dos blocos foram submetidos aos mesmos procedimentos de ensaio aplicados aos testemunhos

extraídos. Essa medida teve como finalidade avaliar possíveis comprometimentos relacionados aos processos de adensamento e cura dos blocos, bem como identificar eventuais inconsistências na moldagem dos corpos de prova. Ressalta-se que tanto os corpos de prova moldados quanto os testemunhos extraídos encontravam-se na mesma idade no momento da realização dos ensaios de compressão, assegurando a comparabilidade dos resultados obtidos.

Tabela 5.11 – Resistência à compressão dos testemunhos

MODELOS/ TESTEMUNHO		D (mm)	H (mm)	f _{ci,ext,inicial} (MPa)	H/D	k1	k2	k3	k4	f _{ci,ext} (MPa)	f _{c,média} (MPa)
B1E2 CA50-10	01	100,69	196,99	24,4	1,96	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	25,04	22,74
	02	100,07	196,38	19,91	1,96	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	20,43	
B2E2 CA50-10	01	100,80	197,79	19,07	1,96	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	19,57	18,94
	02	100,57	195,05	17,84	1,94	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	18,31	
B3E2 GFRP-10	01	100,40	199,21	20,72	1,98	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	21,27	21,16
	02	100,47	194,35	20,51	1,93	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	21,05	
B4E2 GFRP-10	01	100,45	198,36	19,63	1,97	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	20,15	21,25
	02	100,07	193,65	21,77	1,94	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	22,34	
B5E2 GFRP-10 ANC	01	103,33	199,17	19,82	1,93	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	20,34	20,95
	02	102,67	202,53	21,01	1,97	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	21,56	
B6E2 GFRP-10 ANC	01	103,67	192,67	16,73	1,86	-0,0034	0,02	0,05	-0,04	17,18	19,93
	02	101,67	192,13	22,1	1,89	-0,0036	0,02	0,05	-0,04	22,68	
CORPOS DE PROVA	CPs	D (mm)	H (mm)	f _c (MPa)	H/D	f _{c,m} (MPa)					
	CP01	99,81	196,20	24,98	1,97	21,30					
	CP02	99,76	196,11	17,62	1,97						

Fonte: A autora

O modelo 1, armado com barras metálicas e adotado como referência de comportamento para a análise dos demais modelos, apresentou uma diferença significativa na carga de ruptura entre os blocos B1E2 e B2E2, da ordem de 54 kN, correspondente a aproximadamente 12,6%.

A análise das resistências à compressão dos testemunhos extraídos de cada bloco indicou que o concreto do bloco B1E2 apresentou resistência cerca de 16% superior à do concreto do bloco B2E2, o que pode justificar, ao menos em parte, a diferença observada no comportamento resistente, considerando que os blocos possuem geometria e detalhamento estrutural idênticos.

O modelo 2 apresentou uma diferença ainda mais acentuada entre as cargas de ruptura dos blocos B3E2 e B4E2 ensaiados, da ordem de 158,82 kN. Entretanto, nesse caso, as resistências à compressão dos concretos determinados a partir dos testemunhos extraídos não evidenciaram diferenças suficientes para justificar, de forma direta, a discrepância observada no comportamento resistente, indicando que outros fatores, além da resistência do concreto, podem ter influenciado o desempenho estrutural desses modelos.

Tabela 5.12 – Massas específicas, índice de vazios e percentual de absorção e água dos testemunhos

MODELOS / TESTEMUNHOS		A (%)	I _v (%)	ρ_{sec} (g/cm ³)	ρ_{sat} (g/cm ³)	ρ_{real} (g/cm ³)	$\rho_{\text{apar seca}}$ (g/cm ³)	F _{c,extr} (MPa)
B1E2 CA50-10	01	1,51	3,55	2,34	2,38	2,43	2,31	25,04
	02	1,64	3,82	2,33	2,37	2,42	2,33	20,43
B2E2 CA50-10	01	1,36	3,18	2,34	2,37	2,42	2,32	19,57
	02	1,78	4,10	2,30	2,34	2,40	2,30	18,31
B3E2 GFRP-10	01	1,47	3,41	2,32	2,35	2,40	2,33	21,27
	02	1,37	3,17	2,32	2,36	2,40	2,32	21,05
B4E2 GFRP-10	01	1,64	3,73	2,28	2,32	2,37	2,28	20,15
	02	1,48	3,42	2,30	2,34	2,38	2,32	22,34
B5E2 GFRP-10 ANC	01	1,43	3,31	2,32	2,35	2,40	2,20	20,34
	02	1,46	3,36	2,31	2,34	2,39	2,22	21,56
B6E2 GFRP-10 ANC	01	1,51	3,47	2,30	2,33	2,38	2,15	17,18
	02	1,63	3,69	2,26	2,30	2,35	2,22	22,68
CORPOS DE PROVA	CP01	1,47	3,38	2,30	2,33	2,38	2,32	24,98
	CP02	1,57	3,84	2,44	2,48	2,54	2,30	17,62

Fonte: A autora

Os índices físicos determinados para os testemunhos não apresentaram variações significativas entre os blocos, ainda assim, as pequenas diferenças observadas mostraram-se coerentes com os valores de resistência à compressão obtidos. Análise mais aprofundadas, e correlações mais específicas serão feitas no capítulo 6.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta a análise crítica e a interpretação dos resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados nos modelos estruturais estudados. Com base nos dados apresentados no capítulo anterior, são examinados os principais aspectos do comportamento estrutural dos blocos, considerando os mecanismos resistentes desenvolvidos, a evolução das deformações, a distribuição de esforços e os modos de ruptura observados.

A análise é conduzida de forma comparativa entre os diferentes modelos, de modo a avaliar a influência do tipo de armadura e das configurações adotadas sobre o desempenho estrutural. São discutidas as correlações entre os resultados experimentais e as hipóteses de dimensionamento, bem como a compatibilidade dos comportamentos observados com os princípios teóricos e normativos aplicáveis.

Por fim, são destacadas as implicações dos resultados obtidos para a compreensão do comportamento de blocos sobre estacas armados com barras metálicas e não metálicas, fornecendo subsídios para a avaliação da viabilidade estrutural das soluções analisadas e para o desenvolvimento de futuras investigações na área.

6.2 CARGAS DE RUPTURA

Os principais resultados experimentais referentes às cargas de ruptura, aos níveis de carregamento associados à primeira fissura, às aberturas de fissuras e às resistências à compressão dos concretos, obtidas tanto por meio de corpos de prova moldados quanto por testemunhos extraídos dos modelos, encontram-se reunidos na tabela 6.1.

Esses dados permitem uma avaliação integrada do comportamento estrutural dos blocos ensaiados, possibilitando a correlação entre o desempenho resistente, o processo de fissuração e as propriedades mecânicas efetivas do concreto, bem como a comparação entre os diferentes tipos e configurações de armadura adotados nos modelos.

A análise dos resultados apresentados evidencia que o comportamento estrutural dos blocos ensaiados resulta da interação entre a resistência mecânica do concreto, o tipo e a distribuição da armadura e a evolução do processo de fissuração ao longo do carregamento.

Para efeito de comparação, considera-se como referência a carga de ruptura de dimensionamento de 400 kN, adotada no projeto dos modelos.

Tabela 6.1 – Forças de ruptura, 1ª fissura e resistência do concreto

Modelos	F _{rup,E1+E2}	1ª Fissura						Testemunhos	CPs
		Abertura			Último Registro				
	(kN)	(kN)	%	(mm)	(kN)	%	(mm)	f _{c,m} (Mpa)	f _{c,m} (Mpa)
B1E2 CA50-10	443,39	75	16,92	0,05	425,00	95,85	3,00	22,74	22,51
B2E2 CA50-10	391,34	100	25,55	0,10	375,00	95,82	2,50	18,94	
B3E2 GFRP-10	490,11	111	22,65	0,25	375,00	76,51	2,6 *	21,16	
B4E2 GFRP-10	386,25	106	27,44	0,25	375,00	97,09	8,00	21,25	
B5E2 GFRP-10									
ANC	348,85	125	35,83	1,00	325,00	93,16	8,00	20,95	
B6E2 GFRP-10									22,51
ANC	336,17	150	44,62	1,00	325,00	96,68	9,00	21,30	

* Última medida, registro de fissuras foi interrompido

Fonte: A autora

Os Modelos B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10, armados com barras de GFRP ao longo de todo o comprimento do tirante e com taxa de armadura efetiva superior, apresentaram comportamentos distintos, apesar de possuírem resistências à compressão do concreto muito próximas, conforme indicado pelos resultados dos testemunhos. O Modelo B3E2 atingiu uma carga de ruptura significativamente superior à carga de dimensionamento, enquanto o Modelo B4E2 apresentou ruptura ligeiramente inferior a esse valor de referência.

Cabe destacar, entretanto, que o comportamento inferior do Modelo B4E2 GFRP-10 não pode ser atribuído exclusivamente às propriedades do concreto ou à configuração da armadura. Durante o ensaio desse modelo, foi identificado um deslocamento do bloco, o que motivou a interrupção do ensaio quando o carregamento atingiu aproximadamente 352 kN, momento em que o modelo já apresentava fissuração significativa. Em função dessa intercorrência, o bloco precisou ser reposicionado, e o ensaio foi posteriormente retomado até a ruptura. Esse procedimento implicou a submissão prévia do modelo a níveis elevados de tensão e deformação, caracterizando um histórico de carregamento anterior que pode ter contribuído para a redução da carga última registrada, quando comparado ao Modelo B3E2, ensaiado de forma contínua até a ruptura.

No que se refere à fissuração, ambos os modelos com GFRP apresentaram primeira fissura em níveis relativamente elevados de carregamento, porém com aberturas iniciais superiores às observadas nos modelos com armadura metálica, comportamento associado ao

menor módulo de elasticidade das barras de GFRP. A evolução das fissuras foi mais pronunciada no Modelo B4E2, que apresentou aberturas finais significativamente maiores, indicando menor controle de fissuração e maior deformabilidade global, aspecto potencialmente intensificado pelo ciclo de carregamento e descarregamento decorrente da interrupção do ensaio.

Assim, embora os dois modelos apresentem concepção estrutural semelhante e resistências de concreto equivalentes, os resultados indicam que o histórico de carregamento imposto ao Modelo B4E2 GFRP-10 constitui um fator relevante para a interpretação de seu desempenho resistente inferior, devendo ser considerado na análise comparativa entre os modelos e na avaliação global da influência do uso de barras de GFRP em blocos sobre estacas.

Os modelos B5E2 GFRP-10 ANC e B6E2 GFRP-10 ANC, nos quais o aumento da taxa de armadura efetiva foi restrito à região de ancoragem, apresentaram as menores cargas de ruptura, ambas inferiores à carga de dimensionamento. As resistências à compressão dos concretos desses modelos situam-se na mesma faixa dos demais blocos com GFRP, indicando que a redução da capacidade resistente está associada principalmente à configuração estrutural da armadura, e não à qualidade do concreto.

Esses modelos apresentaram primeiras fissuras em níveis absolutos de carga mais elevados, porém com aberturas iniciais significativamente maiores, além de uma evolução rápida da fissuração, culminando em aberturas finais elevadas. Tal comportamento evidencia que a concentração de armadura apenas na região de ancoragem não foi suficiente para garantir a transferência eficiente dos esforços ao longo do tirante, comprometendo o desenvolvimento do mecanismo resistente global.

Nos blocos armados com barras de GFRP, entretanto, a distribuição da taxa de armadura ao longo do tirante mostrou-se fator determinante para o desempenho estrutural, influenciando tanto a capacidade resistente quanto o processo de formação e evolução das fissuras. Observa-se, ainda, que modelos com diferentes configurações de armadura em GFRP apresentaram comportamentos distintos quanto às aberturas de fissuras, mesmo quando executados com concretos de resistências equivalentes, evidenciando a relevância da disposição da armadura no controle do comportamento estrutural de blocos sobre estacas armados com materiais não metálicos.

Com base nos dados apresentados na tabela 6.2, procedeu-se à avaliação do desempenho dos modelos considerando, de forma integrada, a influência da resistência à compressão do concreto determinada por meio dos testemunhos extraídos e a força atuante nas bielas comprimidas, obtida a partir da análise limite das tensões nodais superior e inferior. A partir

desses parâmetros, foi calculada a força teórica de ruptura dos blocos, permitindo comparar o comportamento experimental observado com as previsões do modelo teórico adotado.

Essa abordagem possibilitou analisar o desempenho à ruptura de cada modelo em função das diferentes resistências à compressão do concreto, bem como verificar a consistência entre os resultados experimentais e os valores estimados teoricamente.

Tabela 6.2 – Forças de ruptura experimentais e teórica

Modelos	F _{pilar} (kN)	F _{E1+E2} (kN)	F _{c,m} (MPa) - testemunhos	F _b (kN)	F _{rup,teórica} (kN)	F _{pilar} / F _{rup,teórica}
B1E2 CA50-10	427,02	443,39	22,74	495,95	379,92	1,12
B2E2 CA50-10	373,02	391,34	18,94	420,84	322,38	1,16
B3E2 GFRP-10	537,21	490,11	21,16	464,81	356,07	1,51
B4E2 GFRP-10	378,39	386,25	21,25	466,53	357,38	1,06
B5E2 GFRP-10 ANC	351,85	348,85	20,95	460,75	352,96	1,00
B6E2 GFRP-10 ANC	339,04	336,17	19,93	440,47	337,42	1,00

Fonte: A autora

A tabela 6.2 reúne as forças de ruptura experimentais medidas no pilar, as forças resultantes nas estacas, as resistências médias à compressão do concreto obtidas nos testemunhos, as forças nas bielas comprimidas e as correspondentes forças teóricas de ruptura, além da razão entre a carga experimental no pilar e a carga teórica estimada.

A análise dos resultados indica que a resistência à compressão do concreto exerceu influência direta sobre a carga de ruptura dos modelos, refletindo-se nos valores calculados para a força teórica de ruptura. Observa-se ainda que todos os seis modelos ensaiados apresentaram cargas de ruptura experimentais iguais ou superiores às forças teóricas estimadas, considerando as condições específicas de cada caso. A relação entre a carga medida no pilar e a força teórica de ruptura evidencia boa concordância entre os resultados experimentais e o modelo teórico empregado, indicando que o procedimento adotado é adequado para a avaliação da capacidade resistente dos blocos analisados.

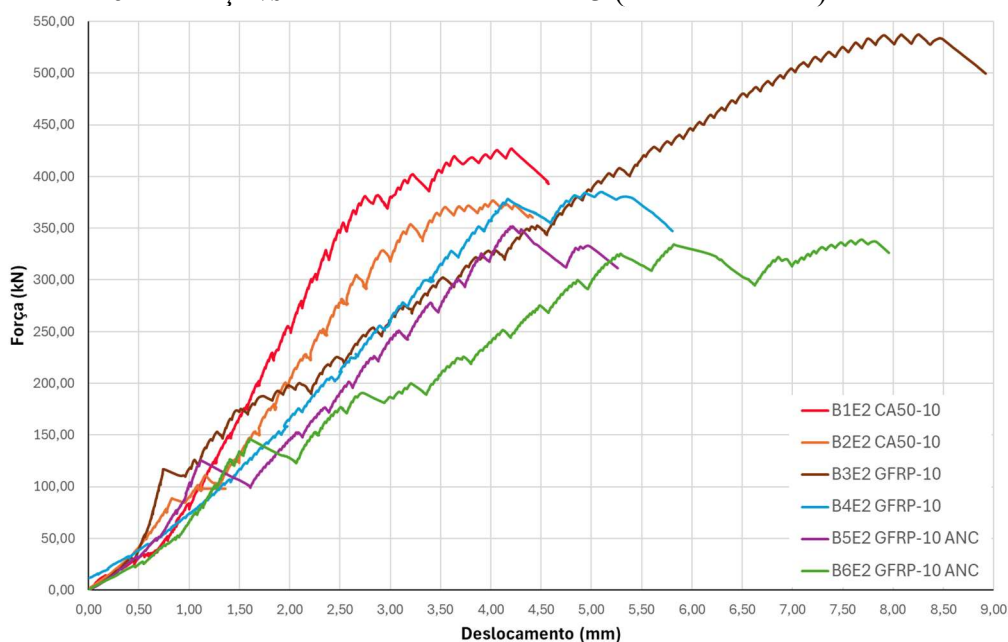
6.3 RIGIDEZ GERAL DOS MODELOS

A análise da rigidez dos modelos experimentais permite comparar o comportamento de deformação dos blocos submetidos aos carregamentos aplicados, evidenciando diferenças associadas ao tipo de armadura, à sua distribuição e às características dos materiais empregados.

Essa avaliação é realizada a partir dos deslocamentos verticais medidos na região central dos blocos, onde se concentram os maiores níveis de deformação.

O gráfico 6.1 apresenta, de forma comparativa, as deformações verticais registradas pelo LVDT 3 para todos os modelos ensaiados ao longo da aplicação de carga, possibilitando identificar diretamente quais blocos apresentaram maiores deslocamentos sob níveis equivalentes de sollicitação.

Gráfico 6.1 - Força vs. deslocamentos LVDT 3 (central/vertical) dos modelos



Fonte: A autora

Complementarmente, a tabela 6.3 reúne os valores de deslocamento vertical medidos pelos LVDTs 2, 3 e 4 no instante da ruptura de cada modelo, fornecendo uma base quantitativa para a comparação do comportamento deformacional dos blocos no estado limite último.

Tabela 6.3 – Deslocamentos verticais dos modelos

Modelos	$F_{rup,E1+E2}$ (kN)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)
B1E2 CA50-10	443,39	-0,42	4,21	-0,22
B2E2 CA50-10	391,34	0,03	4,16	1,28
B3E2 GFRP-10	490,11	-1,99	8,08	-1,8
B4E2 GFRP-10	386,25	-1,69	4,17	0,34
B5E2 GFRP-10 ANC	348,85	-1,42	4,22	-0,81
B6E2 GFRP-10 ANC	336,17	-2,25	7,70	-1,79

Fonte: A autora

A análise conjunta do gráfico 6.1 e da Tabela 6.2 permite avaliar de forma comparativa o comportamento deformacional dos modelos, tanto entre pares com a mesma tipologia de armadura quanto entre modelos com materiais distintos, considerando os deslocamentos verticais medidos pelos LVDTs no centro do bloco (LVDT 3) e nas regiões próximas aos apoios (LVDTs 2 e 4).

Ao se comparar os modelos com armadura metálica (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10), observa-se comportamento bastante semelhante até a ruptura, com valores de deslocamento central próximos, da ordem de 4,2 mm. O modelo B1E2 CA50-10 apresentou deslocamento ligeiramente superior no LVDT 3 (4,21 mm) em relação ao B2E2 CA50-10 (4,16 mm), coerente com a maior carga de ruptura registrada. As diferenças observadas nos LVDTs laterais indicam pequenas assimetrias de apoio, mas sem alterar significativamente o comportamento global do par, evidenciando boa repetibilidade experimental.

Nos modelos com armadura GFRP distribuída ao longo de todo o comprimento do tirante (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10), verifica-se maior dispersão nos deslocamentos centrais. O modelo B3E2 GFRP-10 apresentou deslocamento significativamente superior no LVDT 3, atingindo 8,08 mm no instante da ruptura, enquanto o B4E2 GFRP-10 registrou deslocamento central de 4,17 mm, valor próximo ao observado nos modelos com armadura metálica. Essa diferença deve ser interpretada à luz do histórico experimental do B4E2, que sofreu interrupção do ensaio e reposicionamento do bloco após já apresentar fissuração relevante, condição que pode ter influenciado tanto a carga de ruptura quanto o nível de deformação registrado no momento final. Ainda assim, o par evidencia que, quando não há interferências externas, os blocos armados com GFRP tendem a apresentar deslocamentos centrais mais elevados.

A comparação entre os modelos com GFRP e armadura adicional restrita à região de ancoragem (B5E2 GFRP-10 ANC e B6E2 GFRP-10 ANC) mostra comportamento intermediário. O modelo B5E2 apresentou deslocamento central de 4,22 mm, praticamente coincidente com os modelos metálicos, enquanto o B6E2 atingiu 7,70 mm, valor próximo ao observado no B3E2 GFRP-10. Essa diferença sugere que, mesmo com reforço localizado na ancoragem, o comportamento deformacional global permanece sensível às características do material não metálico e às condições específicas de fissuração e redistribuição de esforços durante o ensaio. Na comparação global entre armaduras metálicas e GFRP, o gráfico 6.1 evidencia que os modelos com GFRP, com exceção do bloco 4, onde houve interrupção do ensaio, apresentaram maiores deslocamentos verticais para níveis de carga semelhantes, confirmados pelos valores finais do LVDT 3 apresentados na Tabela 6.2. Os deslocamentos medidos pelos LVDTs 2 e 4 reforçam ainda a ocorrência de pequenas assimetrias de apoio,

mais pronunciadas nos modelos com GFRP, mas sem comprometer a interpretação do comportamento central dos blocos.

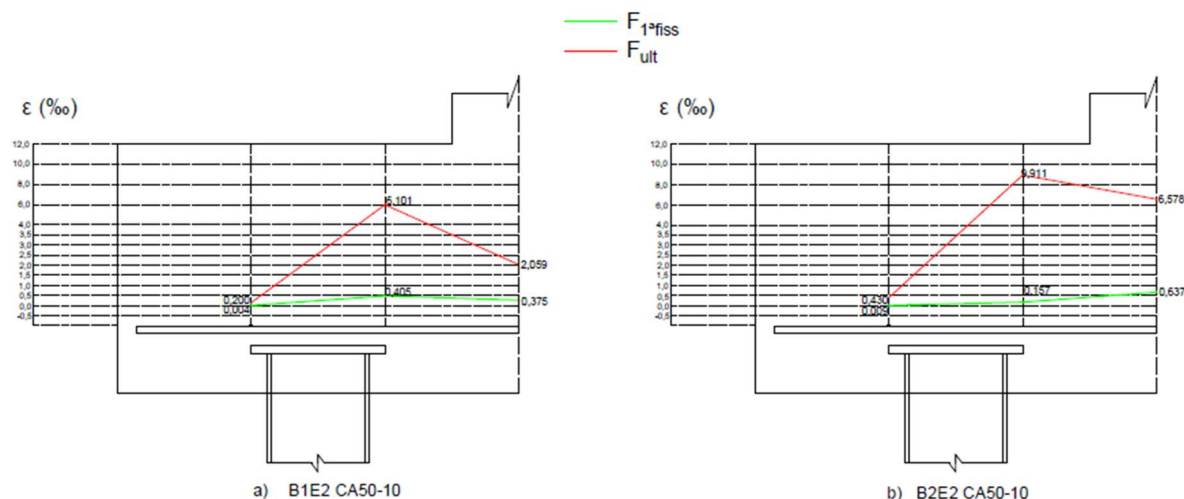
De forma geral, os resultados indicam que, para cargas próximas à ruptura, os blocos armados com GFRP tendem a apresentar deslocamentos verticais centrais superiores aos observados nos modelos com armadura metálica, enquanto a distribuição da armadura e o histórico de carregamento exercem influência direta na magnitude dessas deformações. Essas observações fornecem base consistente para a discussão aprofundada sobre rigidez e deformabilidade dos modelos, a ser desenvolvida na sequência do capítulo.

6.4 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE TRAÇÃO

A deformação das armaduras principais de tração fornece subsídios essenciais para a compreensão do mecanismo resistente dos blocos ensaiados, especialmente no que se refere ao equilíbrio das forças de tração associadas ao modelo de bielas e tirantes. As deformações observadas refletem diretamente o tipo de material empregado e a estratégia adotada para a distribuição da taxa de armadura.

A Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam, para cada modelo, as deformações registradas nas armaduras de tração nos instantes de abertura da primeira fissura e de ruptura, permitindo avaliar a evolução dessas deformações ao longo do carregamento e comparar o comportamento dos blocos armados com aço CA-50 e com barras de GFRP, bem como os efeitos das diferentes configurações de ancoragem.

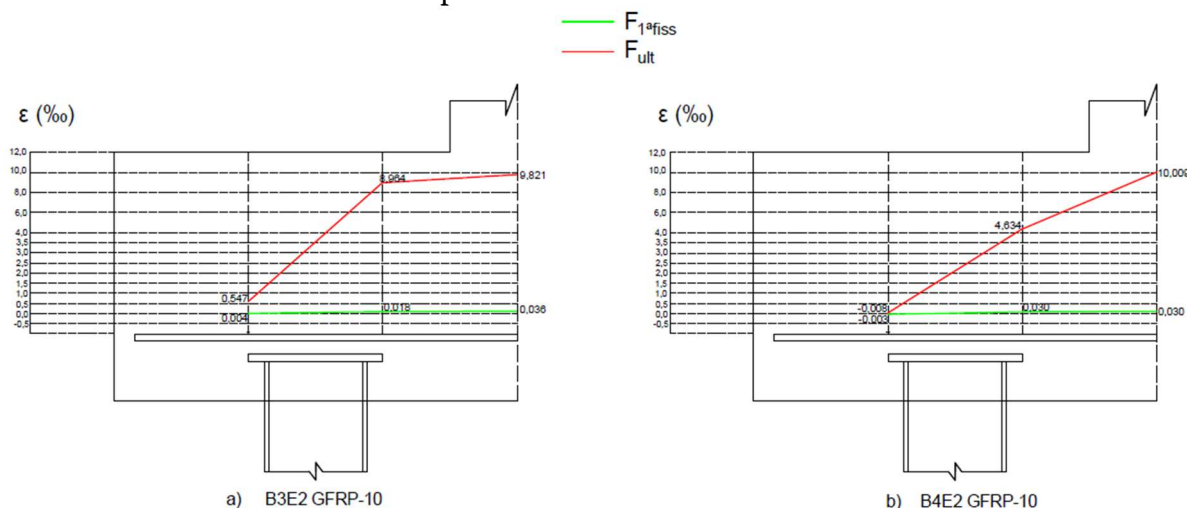
Figura 6.1 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 1



Fonte: A autora

Nos modelos com armadura metálica (B1E2 CA50-10 e B2E2 CA50-10), observa-se que, no instante correspondente à abertura da primeira fissura, as deformações nas armaduras são relativamente reduzidas, indicando que o início da fissuração ocorre com baixo nível de solicitação do aço. Na ruptura, contudo, as deformações aumentam de forma significativa, atingindo valores compatíveis com o regime avançado de tração da armadura, evidenciando a mobilização progressiva do tirante à medida que o concreto fissurado passa a transferir maior parcela dos esforços à armadura.

Figura 6.2 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 2

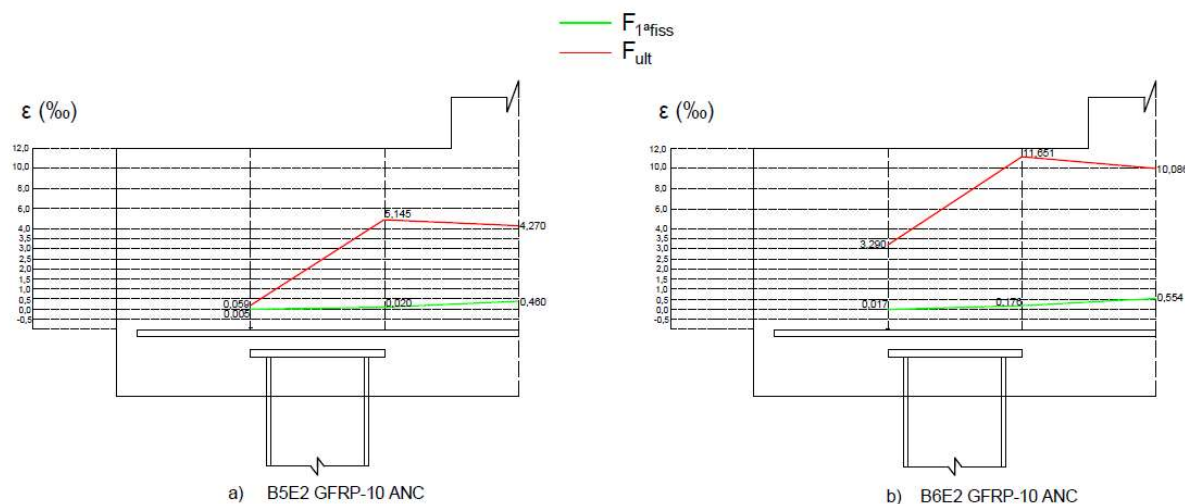


Fonte: A autora

Os modelos com barra GFRP e com taxa de armadura aumentada ao longo de todo o comprimento do tirante (B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10), verifica-se um comportamento distinto dos modelos com armadura metálica. As deformações registradas no instante da primeira fissura já apresentam valores ligeiramente superiores aos observados nos modelos com aço, refletindo a menor rigidez axial das barras de GFRP. No estado de ruptura, os níveis de deformação são significativamente mais elevados, confirmando a maior deformabilidade do sistema e a intensa solicitação das armaduras de GFRP antes da falha do bloco. Esse comportamento é coerente com a natureza elástico-linear do GFRP até a ruptura e com a ausência de patamar de escoamento.

É relevante também registrar que no modelo B4E2 GFRP-10, a última deformação registrada pelo Ext.5 (centro do tirante) foi de 10,009‰, associada a um carregamento de 201,9 kN, valor significativamente inferior à carga de ruptura do bloco que foi de 386,25kN, em torno de 53%, reafirmando ainda mais a análise anterior.

Figura 6.3 – Deformação nas armaduras dos tirantes nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3



Fonte: A autora

Nos modelos com GFRP e taxa de armadura efetiva aumentada apenas na região de ancoragem (B5E2 GFRP-10 ANC e B6E2 GFRP-10 ANC), observa-se que as deformações no instante da primeira fissura permanecem relativamente baixas, semelhantes às dos demais modelos.

Nestes dois modelos também houve problemas de interrupção de medições nos extensômetros Ext.5 dos dois modelos. No modelo B5E2 GFRP-10 ANC, o Ext.5 interrompeu o registro ainda em uma fase inicial do ensaio, apresentando como última leitura uma deformação de 4,27‰ sob 150,0 kN, com carga de ruptura final de 348,85kN. Já no modelo B6E2 GFRP-10 ANC, a última deformação medida foi de 10,186‰, correspondente a um carregamento de 293,46 kN, ainda inferior à carga última alcançada pelo modelo que foi de 336,17kN. Apesar de não ser possível afirmar com certeza os valores, seria possível especular que as deformações na região central do tirante destes modelos têm uma relação diretamente proporcional ao acréscimo de cargas e que sendo assim seriam de 57% maior no modelo B5E2 GFRP-10 ANC (6,5‰) e 15% maior no modelo B6E2 GFRP-10 ANC (11,713‰), maiores que as registradas nos blocos do modelo 2.

Esse resultado indica que a concentração de armadura na região de ancoragem, e consequentemente uma taxa inferior de armadura na região de tirante é ineficiente na ajuda do controle local das deformações, agravando a elevada deformabilidade global associada ao uso de barras de GFRP, sendo menos eficiente. De forma geral, os resultados evidenciam que os modelos armados com GFRP apresentam deformações significativamente superiores às dos

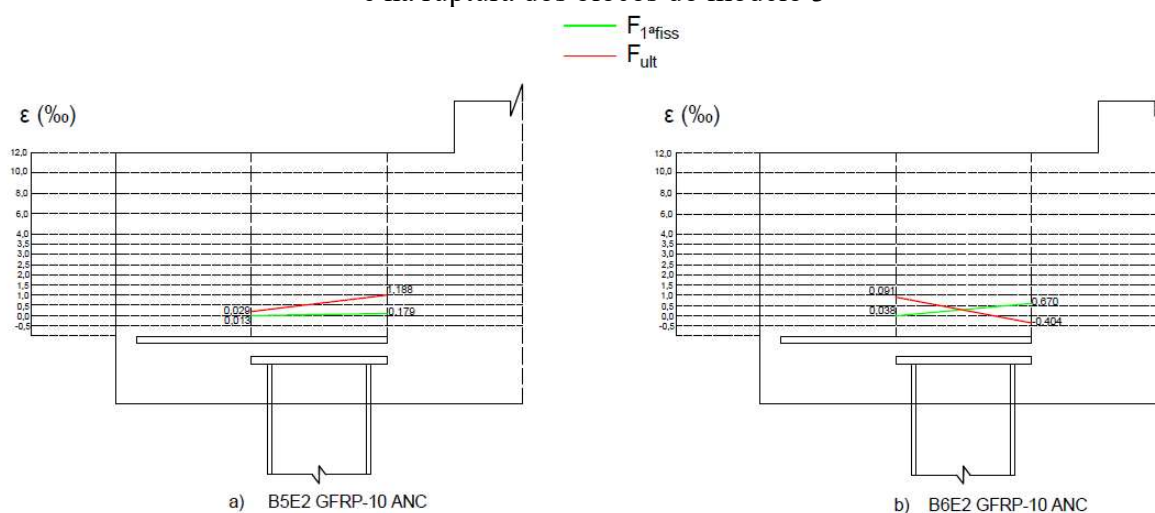
modelos com armadura metálica no estado último, independentemente da estratégia de distribuição da taxa de armadura.

6.5 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE ANCORAGEM

A avaliação das deformações nas barras curtas de GFRP localizadas na região de ancoragem dos modelos B5E2 GFRP-10 ANC e B6E2 GFRP-10 ANC tem como objetivo verificar a contribuição dessas armaduras adicionais no mecanismo de ancoragem do tirante principal. A análise dessas deformações, registradas por extensômetros posicionados em regiões equivalentes às dos tirantes nos demais modelos, permite comparar o desempenho dos blocos com reforço localizado na ancoragem com aqueles em que o aumento da taxa de armadura foi distribuído ao longo de todo o comprimento do tirante, possibilitando avaliar a efetividade dessa estratégia em termos de mobilização da armadura e desempenho estrutural.

A figura 6.4 ilustra as deformações registradas, instrumentadas pelos extensômetros Ext.10 e Ext.11. Essas barras encontram-se posicionadas na região de ancoragem do tirante principal, em localização análoga à dos extensômetros Ext.3 e Ext.4 nos modelos com armadura contínua, permitindo uma avaliação direta da contribuição dessas barras adicionais no mecanismo de ancoragem.

Figura 6.4 – Deformação nas armaduras de ancoragem nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3



Fonte: A autora

Os resultados indicam que as deformações registradas nas barras curtas permanecem relativamente reduzidas, tanto no instante da abertura da primeira fissura quanto no momento

próximo à ruptura. Esse comportamento sugere que tais barras não foram significativamente solicitadas à tração ao longo do ensaio, indicando uma participação limitada no equilíbrio direto dos esforços de tração do tirante principal. Ainda assim, a presença dessas barras pode ter contribuído de forma indireta para a ancoragem, ao promover uma melhor redistribuição local das tensões de aderência entre o concreto e a armadura principal.

Quando comparados aos modelos B3E2 GFRP-10 e B4E2 GFRP-10, nos quais o aumento da taxa de armadura foi distribuído ao longo de todo o comprimento do tirante, observa-se que os modelos com barras curtas concentradas na região de ancoragem não apresentaram desempenho superior em termos de carga de ruptura. Pelo contrário, os modelos B5E2 e B6E2 atingiram cargas últimas inferiores, o que indica que a estratégia de reforço localizado na ancoragem não foi suficiente para compensar a ausência de uma maior taxa de armadura ao longo de todo o tirante.

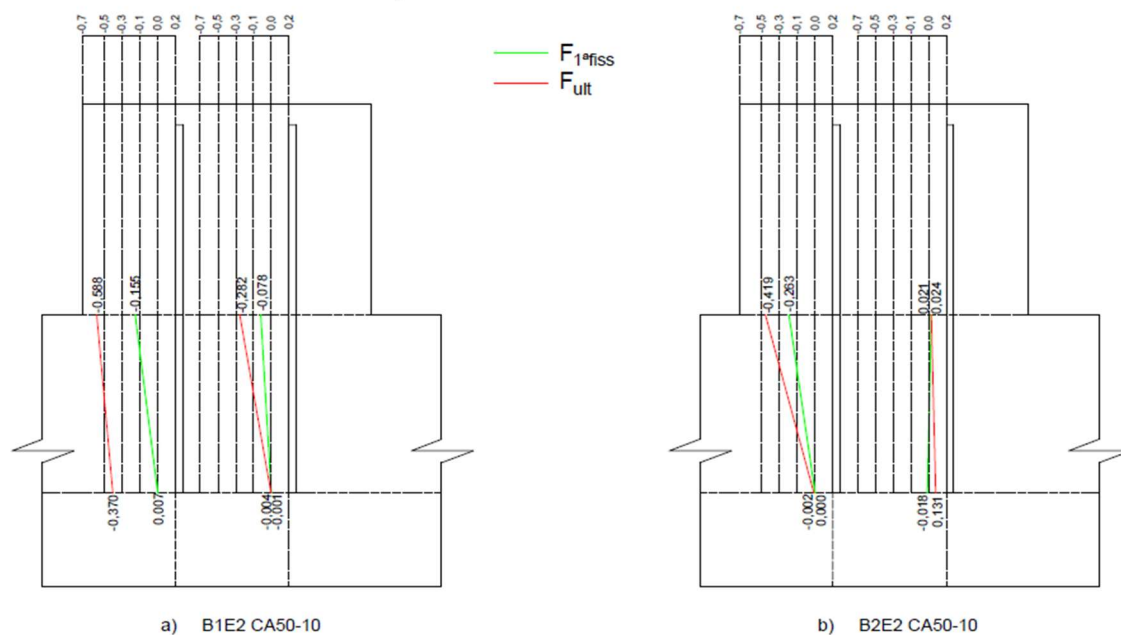
Do ponto de vista da ancoragem, os resultados sugerem que a solução adotada nos modelos com barras curtas promoveu uma atuação pontual, possivelmente contribuindo para o controle local da aderência, mas sem gerar uma mobilização significativa dessas barras em regime de tração. Já os modelos com armadura contínua de GFRP ao longo de todo o tirante apresentaram uma resposta mais eficiente, indicando que a distribuição da taxa de armadura ao longo do comprimento do tirante é mais eficaz para garantir o desempenho da ancoragem do que o reforço concentrado apenas na região de apoio.

Assim, a análise das deformações nas barras curtas de GFRP evidencia que, embora essa estratégia possa auxiliar no atendimento aos requisitos geométricos de comprimento de ancoragem, ela não se mostrou plenamente eficaz para melhorar o desempenho estrutural global dos blocos quando comparada à adoção de uma taxa de armadura aumentada e distribuída ao longo de todo o tirante principal.

6.6 DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS DOS PILARES

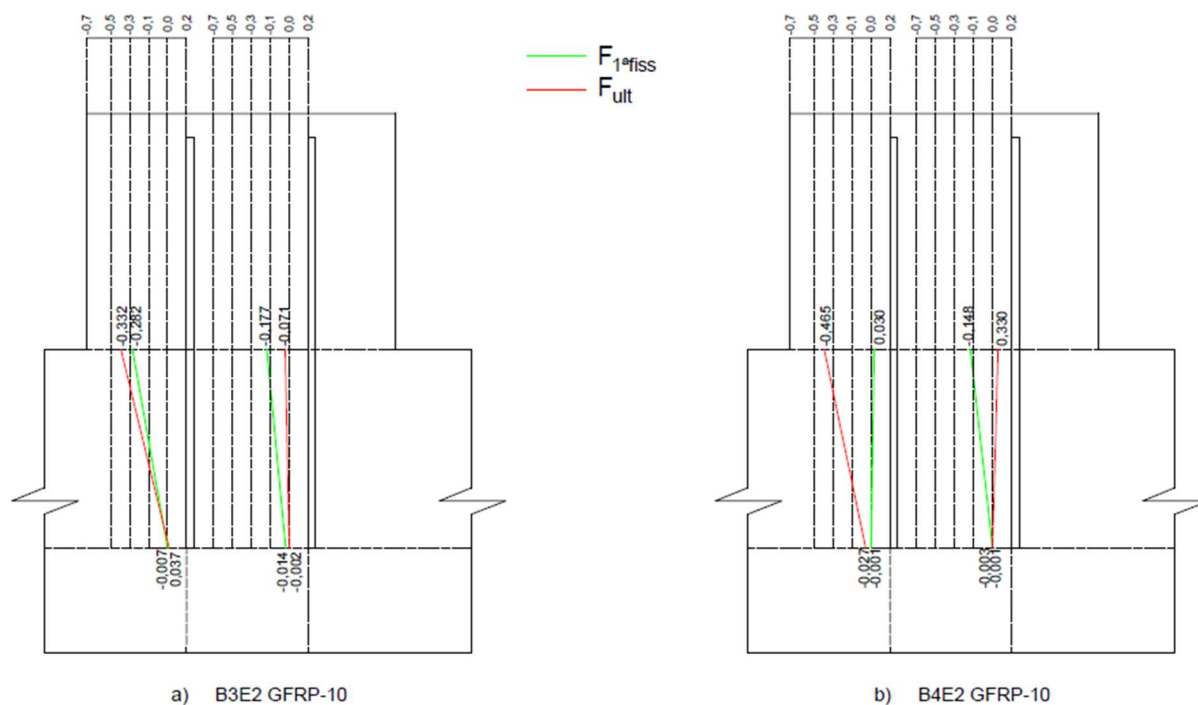
A análise das deformações desenvolvidas nas armaduras dos pilares permite avaliar o nível de solicitação desses elementos durante a aplicação dos carregamentos. As Figuras 6.5 a 6.7 apresentam os valores de deformação registrados nas armaduras dos pilares para os diferentes modelos ensaiados, considerando os instantes correspondentes à abertura da primeira fissura e à ruptura dos blocos, seguindo a mesma sistemática de apresentação adotada para os demais elementos instrumentados.

Figura 6.5 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 1



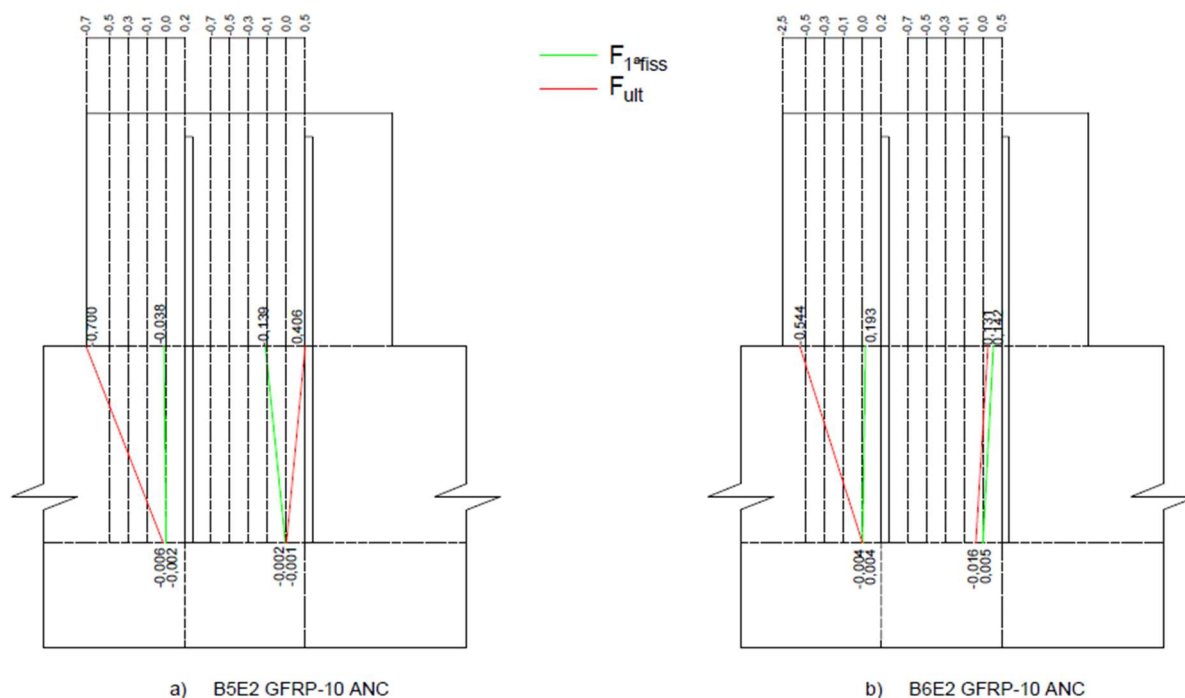
Fonte: A autora

Figura 6.6 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 2



Fonte: A autora

Figura 6.7 – Deformação nas armaduras dos pilares nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos blocos do modelo 3



Fonte: A autora

A análise das deformações nas armaduras dos pilares, apresentadas nas Figuras 6.4 a 6.6, indica um comportamento bastante semelhante entre todos os modelos ensaiados, tanto no instante de abertura da primeira fissura quanto no momento da ruptura. Em todos os casos, as deformações registradas permanecem predominantemente em regime de compressão, compatíveis com a função estrutural dos pilares na transmissão direta das cargas ao bloco.

Observa-se, de forma consistente, que a barra localizada na lateral do pilar no eixo central do bloco apresenta deformações mais significativas quando comparada à barra posicionada de forma central na face do bloco. Esse comportamento evidencia que a distribuição de tensões ao longo da seção do pilar não é homogênea, concentrando maiores solicitações na região mais próxima ao eixo de aplicação das cargas.

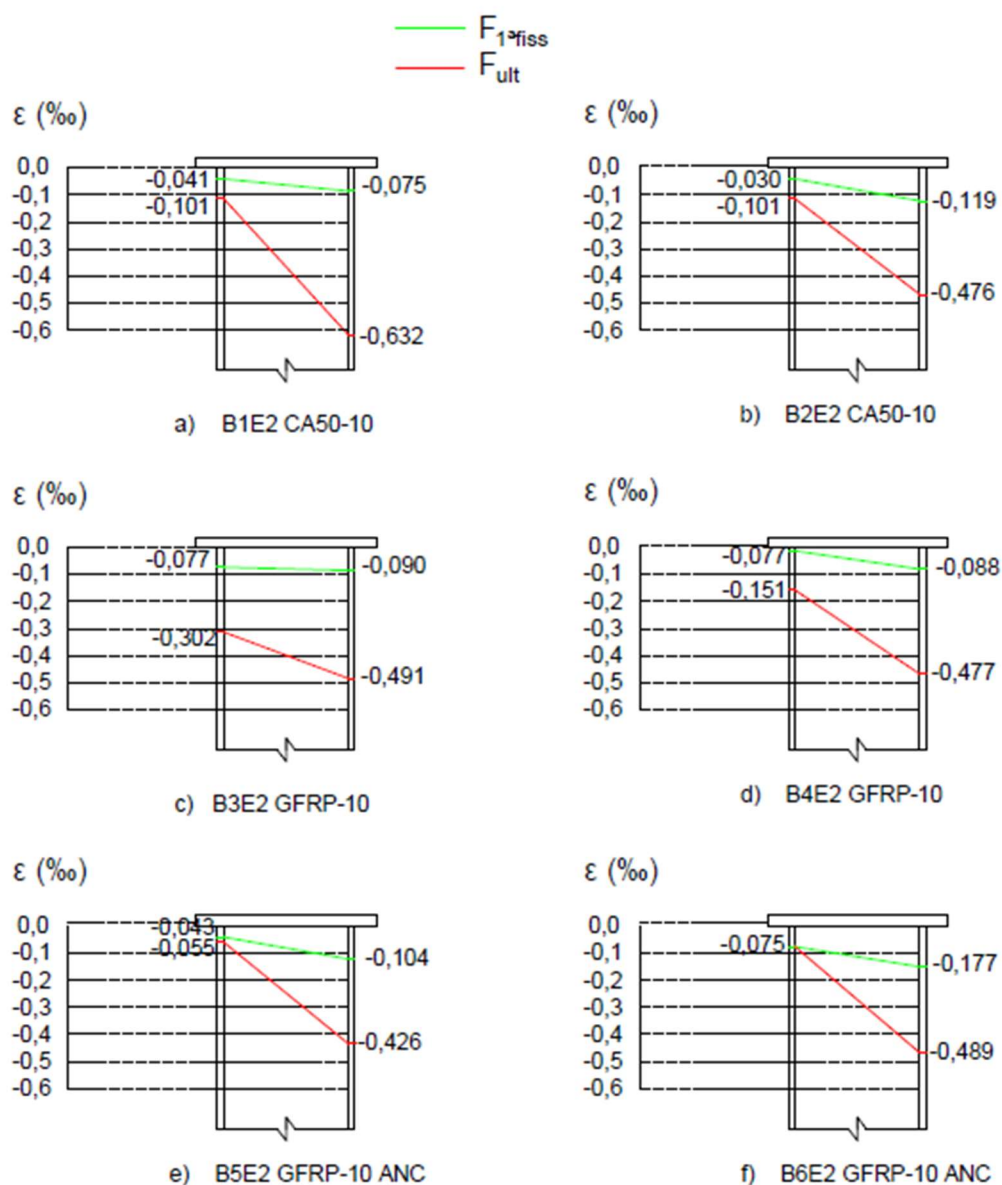
De modo geral, as variações observadas entre os modelos são pouco expressivas e não indicam alterações relevantes no mecanismo resistente dos pilares, independentemente do tipo de armadura empregada nos tirantes. Esses resultados reforçam a similaridade do comportamento estrutural dos pilares em todos os modelos analisados.

6.7 DEFORMAÇÃO NAS ESTACAS

As deformações desenvolvidas nas estacas metálicas dos modelos experimentais, são analisadas com base nos registros obtidos por meio dos extensômetros instalados nas faces internas e externas de cada estaca.

A Figura 6.8 apresenta, para cada modelo ensaiado, os diagramas de deformação nas estacas correspondentes a dois instantes representativos do comportamento estrutural: o momento da abertura da primeira fissura no bloco e o instante de ruptura

Figura 6.8 – Deformação nas estacas nos instantes de abertura da 1ª fissura e na ruptura dos modelos



Fonte: A autora

São apresentadas as deformações medidas nas estacas para todos os modelos ensaiados, considerando dois estágios distintos do comportamento estrutural: o instante de abertura da primeira fissura e o momento da ruptura. Em todos os casos, observa-se um padrão consistente de distribuição não uniforme das deformações ao longo da seção transversal das estacas.

Verifica-se que as maiores deformações ocorrem sistematicamente na face interna das estacas, voltada para o eixo do bloco, enquanto a face externa apresenta níveis de deformação significativamente menores. Esse comportamento é observado tanto no estágio inicial de fissuração quanto no estágio último, indicando que a transmissão de esforços do bloco para as estacas ocorre de forma assimétrica desde os primeiros níveis de carregamento.

A intensificação das deformações na face interna no momento da ruptura evidencia a concentração progressiva das tensões nessa região, associada à atuação das bielas comprimidas de concreto e ao caminho preferencial de transferência de esforços. Por outro lado, a face externa das estacas permanece menos solicitada ao longo de todo o ensaio, confirmando que o estado de tensões nas estacas não pode ser considerado homogêneo.

Esse comportamento indica que as estacas estão sujeitas a um campo de tensões não uniforme, cuja distribuição é fortemente dependente da geometria do bloco e do mecanismo resistente ativado. As respostas observadas estão em consonância com os padrões descritos na literatura técnica para blocos sobre estacas submetidos a um carregamento centrado.

6.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresentou a análise dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de blocos sobre estacas armados com barras metálicas e de GFRP, contemplando diferentes configurações de armadura principal. Foram avaliados os mecanismos resistentes, a evolução da fissuração, os deslocamentos, as deformações nas armaduras e a transferência de esforços para os apoios.

Os resultados indicaram que a resistência à compressão do concreto influencia a carga de ruptura, especialmente em modelos estruturalmente semelhantes. Nos blocos armados com GFRP, observou-se que a distribuição da armadura ao longo do tirante exerce influência significativa no desempenho estrutural, sendo mais eficiente quando distribuída ao longo de todo o seu comprimento, com melhor controle da fissuração e maior capacidade resistente.

As análises de deslocamentos e deformações evidenciaram maior deformabilidade nos modelos com GFRP, comportamento compatível com as propriedades do material. As medições

nas estacas e nos pilares mostraram comportamento coerente entre os modelos, com distribuição não uniforme das tensões nas seções, especialmente nas estacas, onde a face interna apresentou maiores deformações.

De forma geral, os resultados confirmam as hipóteses do estudo e fornecem subsídios consistentes para a avaliação do uso de barras de GFRP em blocos sobre estacas, servindo de base para as conclusões e recomendações apresentadas no capítulo seguinte.

7 CONCLUSÃO

A partir dos ensaios realizados e das análises desenvolvidas, foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

Cargas de ruptura: os blocos armados com barras de aço CA-50 apresentaram cargas de ruptura próximas ou superiores às cargas de dimensionamento, em conformidade com as premissas do método de Blevot e Frémy (1967). Nos blocos armados com GFRP, observou-se que o aumento da taxa de armadura efetiva, quando distribuída ao longo de todo o tirante, resultou em maiores cargas de ruptura em comparação aos modelos com armadura concentrada apenas na região de ancoragem.

Rigidez estrutural: os modelos com armaduras metálicas exibiram comportamento predominantemente rígido, enquanto os blocos armados com GFRP apresentaram menor rigidez global, com respostas estruturais mais próximas às de elementos flexíveis, mesmo atendendo aos critérios geométricos e resistentes do método teórico.

Abertura e tipos de fissuras: nos blocos com aço CA-50, a fissuração ocorreu de forma progressiva, associada à formação e ao colapso das bielas comprimidas. Já nos modelos com GFRP, observaram-se aberturas de fissuras mais pronunciadas, compatíveis com o menor módulo de elasticidade das armaduras não metálicas.

Deformações: as medições experimentais indicaram maiores deslocamentos verticais e deformações nas armaduras de tração nos blocos com GFRP, tanto nos tirantes quanto no centro dos blocos. Esses resultados evidenciam que o método de Blevot e Frémy, desenvolvido para armaduras metálicas, não assegura, isoladamente, o controle adequado das deformações quando aplicado a armaduras de menor rigidez.

Ancoragem dos modelos com GFRP: A análise das deformações nas armaduras de tração mostrou que, nos modelos com GFRP, as maiores solicitações se concentraram na região central dos tirantes. A introdução de armaduras adicionais de ancoragem contribuiu para a adequada transferência de esforços e para o funcionamento do mecanismo resistente, especialmente nos modelos em que essa armadura foi distribuída ao longo do comprimento do tirante.

Comportamento das estacas: as deformações medidas nas estacas indicaram distribuição não homogênea das tensões na seção transversal, com valores sistematicamente maiores na face interna voltada para o eixo do bloco, tanto na abertura da primeira fissura quanto na ruptura, comportamento coerente com o mecanismo resistente por bielas comprimidas, independentemente do tipo de armadura adotado.

Viabilidade dos modelos com GFRP: os resultados indicam que o uso de armaduras de GFRP em blocos sobre estacas é viável do ponto de vista da resistência última. Contudo, sua aplicação requer uma abordagem de dimensionamento mais abrangente, com taxas de armadura superiores às metálicas e critérios adicionais voltados ao controle de deformações, fissuração e estados limites de serviço, de modo a garantir desempenho estrutural compatível com o conceito de blocos rígidos.

De forma geral, os resultados indicam que, embora o método de Blevot e Fremy (1967) seja adequado para a verificação da resistência última de blocos armados com GFRP, sua aplicação direta, sem adaptações, não garante que esses blocos apresentem comportamento típico de estruturas rígidas. Assim, o uso de armaduras de GFRP em blocos de fundação requer uma abordagem de dimensionamento mais abrangente, que considere explicitamente os efeitos do menor módulo de elasticidade do material, especialmente no controle de deformações, fissuração e no atendimento aos estados limites de serviço.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados e nas limitações do presente estudo, são sugeridas as seguintes direções para pesquisas futuras:

- Ampliação do programa experimental com a inclusão de um maior número de modelos, de modo a permitir análises estatísticas mais robustas e a redução da influência de variabilidades associadas ao concreto e à execução dos modelos.
- Recomenda-se a investigação de blocos sobre estacas armados com barras de GFRP considerando diferentes resistências do concreto, bem como a utilização de concretos de maior desempenho, a fim de avaliar a interação entre a rigidez do concreto e o comportamento deformacional das armaduras não metálicas.
- Avaliar a influência de diferentes geometrias de blocos, número de estacas e espaçamentos variados, ampliando a aplicabilidade dos resultados para situações mais próximas das condições reais de projeto.
- Análise do comportamento em serviço desses blocos, com foco específico na limitação de fissuras e deslocamentos, considerando critérios normativos de estados limites de serviço aplicáveis a estruturas armadas com GFRP.
- Realização de análises numéricas, calibradas a partir dos resultados experimentais obtidos neste trabalho, é recomendada para aprofundar a compreensão dos mecanismos resistentes, especialmente na região nodal e na transferência de esforços entre bloco e estacas.

Por fim, destaca-se a importância do desenvolvimento e da consolidação de recomendações normativas nacionais específicas para o uso de armaduras de GFRP em blocos de fundação, considerando as particularidades observadas experimentalmente quanto à fissuração, deformabilidade e ancoragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 out. 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. Acesso em 03 set. 2024.

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

American Concrete Institute. **ACI 318-25**: Building Code Requirements for Structural Concrete and ACI 318R- 25: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan, 2025, 702 p.

American Concrete Institute. **ACI 440.1R-15**. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. Farmington Hills, Michigan, 2015. 83 p.

American Society for Testing and Materials. **ASTM. D7205/D7205M-21** Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. In: West Conshohocken, PA, USA: ASTM international; 2021.

American Society for Testing and Materials. **ASTM. D7957/D7957M-22** Standard Specification for Solid Round Glass Fiber Reinforced Polymer Bars for Concrete Reinforcement. In: West Conshohocken, PA, USA: ASTM international; 2022.

ASSIS, Leticia Freitas et al. Análise de vigas de madeira reforçadas com barras de FRP pela técnica NSM. **Matéria** (Rio de Janeiro), v. 29, p. e20230160, 2024.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 5738**: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

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

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado — Especificação. Rio de Janeiro, 2024.

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

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

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.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7222**: Argamassa e concreto — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 7680-1**: Concreto — Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de concreto endurecido — Parte 1: Extração e preparo dos testemunhos. Rio de Janeiro, 2015.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 8522-1**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão — Parte 1: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2008.

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, 2024. 276 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos — Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 17201-1**: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado - Parte 1: Especificação e classificação. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 17201-2**: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado - Parte 2: Determinação do diâmetro. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 17201-3**: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado - Parte 3: Determinação da resistência à tração e do módulo de elasticidade. Rio de Janeiro, 2025.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 17196:2025**. Projeto de estruturas de concreto armado com barras FRP. Rio de Janeiro, 2025.

BANK, Lawrence C. **Composites for construction: structural design with FRP materials**. John Wiley & Sons, 2006. <https://doi.org/10.1002/9780470121429>

BARROS, Rodrigo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. 2013. 355 p. Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. DOI 10.11606/T.18.2013.tde-07012014-143424. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-07012014-143424/en.php>. Acesso em: 07 dez. 2024

BENMOKRANE, B. *et al.* Construction and testing of an innovative concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars: Val-Alain Bridge on Highway 20 East. **Journal of**

Bridge Engineering, v. 12, n. 5, p. 632-645, 2007. DOI 10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:5(632). Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:5\(632\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:5(632)). Acesso em 03 set. 2024.

BENMOKRANE, B. *et al.* Characterization and comparative durability study of glass/vinylester, basalt/vinylester, and basalt/epoxy FRP bars. **Journal of Composites for Construction**, v. 19, n. 6, p. 04015008, 2015. DOI 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000564. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000564](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000564). Acesso em 03 set. 2024.

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, Ridha; GOUDJIL, Kamel; SAMAI, Mohamed Laid. A new simplified approach for predicting the bearing capacity of rectangular concrete four-pile caps. **Engineering Structures**, v. 293, p. 116635, 2023. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116635>. Acesso em: 27 jun.2024

BOWLES, Joseph E. **Foundation analysis and design**. 5th ed. New York: McGraw-hill, 1997.

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 10 jan. 2024.

Canadian Standards Association. **CAN/CSA-S806-12**: Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers. Toronto: Canadian Standards Association, 2012. 198 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, 2011.

COUTO, Iara Andrade. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. 2007. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)—Escola de Engenharia de São Carlos- USP, São Carlos.

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

European Committee for Standardization. **CEN 1992-1-1:2023**. Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. EN 1992-1-1:2023. Bruxelas: CEN, 2023.

Fédération internationale du Béton. **FIB Model Code 2007**: FRP reinforcement in RC structures, technical report. **Fib Bulletin 40**, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, Sept 2007.

Fédération Internationale du Béton. **FIB Model Code 2010**: First complete draft. Volume 1. **Fib Bulletin N°. 55**. Lausanne: fib, 2010. 572 p.

Fédération Internationale du Béton. **FIB Model Code 2010**: First complete draft. Volume 2. **Fib Bulletin N°. 56**. Lausanne: fib, 2010. 520 p.

FLORIDA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (FDOT). *Waterline pile cap footings for bridges using large diameter FRP reinforcing: material characterization and design*. Tallahassee: FDOT, 2025

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. 2024.

IBRACON/ABECE. Prática recomendada **CT 303**: Estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP). São Paulo, 2021, 63, p.

Interstate Council for Standardization, Metrology and Certification. **GOST 31938-2012**: Fibre-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. Moscow, 2012. 39, p.

KHODADADI, Nima et al. Fiber-reinforced polymer (FRP) in concrete: A comprehensive survey. **Construction and Building Materials**, v. 432, 136634, 2024

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

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 10 jan. 2024.

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 20 nov. 2024.

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 10 jan. 2024.

MUFT, Aftab; ONOFREI, Maria; BENMOKRANE, Brahim; BANTHIA, Nemkumar; BOULFIZA, Mohamed; NEWHOOK, John; BAKHT, Baidar; TADROS, Gamil; BRETT, Peter. Durability of GFRP reinforced concrete in field structures. **ACI Special Publication**, Farmington Hills, v. SP-230, p. 1361–1378, 2005

MUFT, Aftab A. et al. Durability of GFRP composite rods. **Concrete international**, v. 29, n. 2, p. 37-42, 2007.

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. 2023.

NEVILLE, Adam M. **Properties of Concrete**, 4th. London Pearson Education Limited, v. 443, n. 846, p. 444, 2011.

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: 20 out. 2023.

RIBEIRO, Arthur Francisco Claro et al. **Estudo experimental de concretos híbridos reforçados com fibra vidro e polipropileno armados com GFRP**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2024. <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/44652>

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: 12 de jan.2024.

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 03 set. 2023.

SANTOS, João Vitor Caldas. **Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas**. 2022. 224p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022. <https://doi.org/10.11606/D.18.2022.tde-20122022-124144>. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-20122022-124144/pt-br.php>. Acesso em: 07 dez. 2024.

SIDHARDHAN, Jansi Sheela; MADASAMY, Murugan. **The structural performance of slab reinforced with steel and GFRP bars subjected to static and static cyclic load**. *Matéria* (Rio de Janeiro), v. 29, n. 4, p. e20240172, 2024. <https://doi.org/10.1590/1517-7076-RMAT-2024-0172>

SILVA, Adriel Augusto dos Santos. **Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas**. 2024. 153 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2024. <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2024.5135>. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/43368>. Acesso em: 07 de jan. 2025.

SOUZA, Danielle Brandão. **Análise numérica de blocos sobre estacas considerando a influência do solo**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade

Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2022. DOI: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.504>. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/36112>, Acesso em: 23 out. 2024.

SOUZA, D. B. de; DELALIBERA, R. G. Análise numérica de blocos sobre doze estacas: estudo de caso. **Revista Principia**, [S. l.], v. 61, n. 4, p. 890–914, 2024. DOI: 10.18265/1517-0306a2022id7248. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/view/7248>. Acesso em: 7 jan. 2025.

SPOZITO, Raphael Saverio et al. Analysis of mechanical behavior of four-pile caps with geometric parameterization of column and cap using numerical models. In: **Structures**. Elsevier, 2025. p. 109960. 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.

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, 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: 23 out. 2024.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Volume completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

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

YUAN, P; et. al. Topology optimization for strengthening 3D damaged structures: A coupled characterization method of FRP configuration and prestress, **Structures**, Volume 84, 2026,111004, ISSN 2352-0124, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.111004>

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 29 de nov. 2023.

YANG, Y.; WU, Z.; ZHANG, J. Behavior of pile caps reinforced with GFRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 278, 2021.

ZHANG, Junjie; YANG, Junlong; YU, Tao. **Durability of FRP bars and FRP-reinforced concrete beams: a critical review of accelerated aging tests and performance insights**. Composites Part B: Engineering, v. 308, p. 112965, 1 Jan. 2026. DOI: 10.1016/j.compositesb.2025.112965

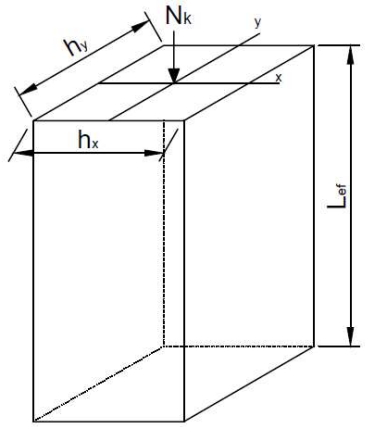
ZHOU, Junhao et al. **Fire Performance of FRP-Composites and Strengthened Concrete Structures: A State-of-the-Art Review**. Polymers, v. 18, n. 2, p. 181, 2026.

APÊNDICE 1 – Dimensionamento do Pilar

A1.1) Informações da geometria do pilar:

O dimensionamento do pilar atenderá as diretrizes da NBR6118(2023), e para iniciar os cálculos a geometria do pilar deve ser definida conforme modelo adotado.

Quadro A1.1 – Geometria do pilar

Dimensões da seção transversal do pilar: $h_x = 20\text{cm}$ e $h_y = 20\text{cm}$ Área da seção transversal do pilar: $A_c = 400\text{cm}^2$ Momento de inércia: $I_x = I_y = 13.333,33\text{ cm}^4$ Comprimento efetivo do pilar: $L_{ef} = 40\text{cm}$	
---	---

Fonte: Autor

A1.2) Materiais:

a) Concreto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 3,0 / 1,4 = 2,14 \text{ MPa}$$

A1.1

Sendo:

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão, definida em 30MPa ou 3,0kN/cm²;

γ_c : Coeficiente de segurança para o concreto;

b) Aço:

$$f_{yd} = f_{ck} / \gamma_c = 50 / 1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

A1.2

Sendo:

f_{yd} : Resistência de cálculo de escoamento do aço CA-50;

f_{yk} : Resistência característica de escoamento do aço CA-50 ;

γ_s : Coeficiente de segurança para o aço;

A1.3) Esforços solicitantes:

a) Força normal de cálculo:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 500 = 700 \text{ kN} \quad \text{A1.3}$$

Sendo:

N_d : Força normal de cálculo (kN);

N_k : Força normal característica (kN), considerado 25% a mais do valor considerado nos blocos.

γ_n : Coeficiente majoração adicional, conforme Tabela 13.1 da NBR 6118 (2023));

γ_f : Coeficiente de ponderação das ações no ELU, conforme Tabela 11.1 da NBR 6118 (2023);

b) Momento fletor mínimo:

Por se tratar de um pilar em situação de compressão simples e centrada, sem incorrência de momentos de primeira ordem, para fins de dimensionamento os momentos mínimos determinados no item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 (2023) serão considerados:

$$M_{1dx,y,\text{mín}} = N_d (0,015 + 0,03 h_{x,y}) \quad \text{A1.4}$$

$$M_{1d,\text{mín}} = 700 (0,015 + 0,03 \cdot 0,20) = 14,70 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1470 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Onde:

$M_{1dxy,\text{mín}}$: Momento fletor mínimo, conforme item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 (2023);

$h_{x,y}$: Altura da seção transversal na direção dos eixos x e y (m);

A1.4) Análise dos efeitos de 2ª ordem:

Conforme a NBR6118 (2023), no seu item 15.8.2, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez (λ) for menor que o do valor-limite (λ_1) normativo estabelecido.

A mesma norma define suas fórmulas de cálculo o caso de pilar engastado na base e livre no topo, o valor do comprimento de flambagem (L_e) considerado, deve ser de duas vezes o comprimento efetivo do pilar (L).

a) Índice de esbeltez:

$$\lambda_{x,y} = \frac{L_e}{i} = \frac{80}{\sqrt{13.333,33/400}} = 13,86 \quad \text{A1.5}$$

Sendo:

$\lambda_{x,y}$: Índice de esbeltez, nas direções x e y dos eixos da seção do pilar;

L_e : Comprimento equivalente de flambagem igual a 2L

L: Comprimento efetivo do pilar

i : Raio de giração dado por $\sqrt{\frac{I}{A_c}}$

b) Limite de esbeltez:

$$\lambda_{1x,y} = \frac{25 + 12,5 \frac{e_{1x,y}}{h_{x,y}}}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \frac{0}{20}}{1,0} = 25, \text{ adotado } 35 \quad \text{A1.6}$$

Sendo:

$\lambda_{1x,y}$: Limite de esbeltez, nas direções x e y dos eixos da seção do pilar, $(35 \leq \lambda_1 \leq 90)$

α_b : 1,0, conforme item 15.8.2, para pilares em balanço;

$e_{1x,y}$: Excentricidades de 1ª ordem, igual a zero em caso de compressão simples e centrada;

Como $\lambda_{x,y} \leq \lambda_{1x,y}$ os efeitos de 2ª não precisam ser considerados.

A1.5) Cálculo da armadura longitudinal principal

Por se tratar de um pilar em situação de compressão centrada, sem momentos de 1ª ordem atuantes e onde não há necessidade de se considerar efeitos de 2ª ordem, o dimensionamento foi realizado considerando os momentos mínimos.

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,3 \cdot 400 \cdot 2,14}{43,48} = 5,91 \text{ cm}^2 \quad \text{A1.7}$$

Sendo:

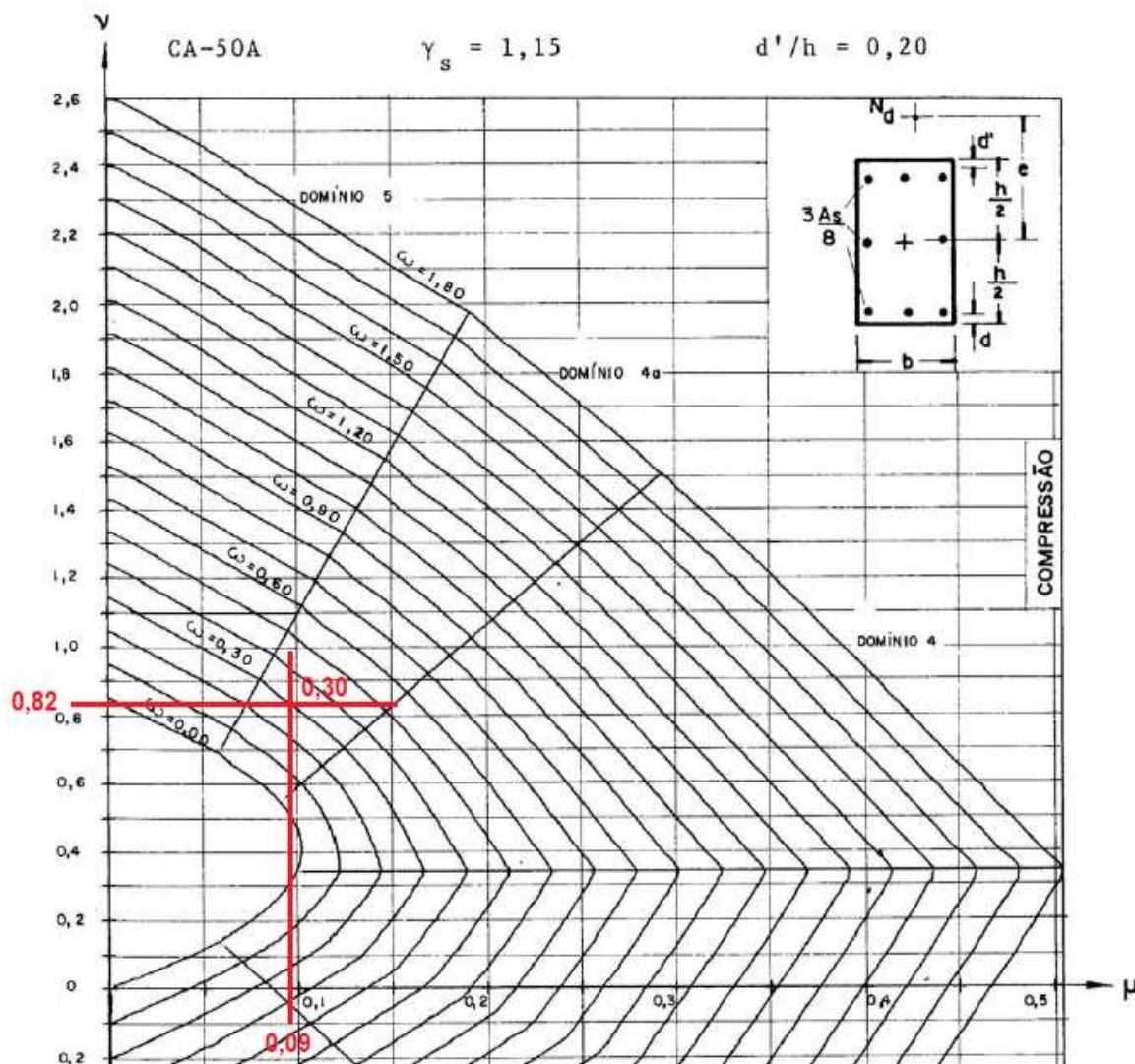
ω : taxa mecânica, determinada utilizando o Abaco-29 de Venturini (1987) para pilares seção retangular e flexão reta, através dos esforços adimensionais calculados nas equações A1.8, A1.9 e A1.10.

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{700}{400 \cdot 2,14} = 0,82 \quad \text{A1.8}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1470}{400 \cdot 20 \cdot 2,14} = 0,09 \quad \text{A1.9}$$

$$d'/h_{x,y} = 0,20 \quad \text{A1.10}$$

Figura A1.1 – Ábaco A-29



Fonte: Venturini (1987)

A1.6) Armadura longitudinal mínima e máxima

Verificar se a taxa de armadura atende as especificações normativas especificadas no item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (2023), para área de aço mínima e área de aço máxima.

a) Armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad \text{A1.11}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \frac{700}{43,48} = 2,41 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot 400 = 1,6 \text{ cm}^2 \therefore A_{s,\text{cal}} > A_{s,\text{mín}}$$

b) Armadura longitudinal máxima:

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,08 \cdot A_c = 0,08 \cdot 400 = 32\text{cm}^2 \therefore A_{s,cal} < A_{s,m\acute{a}x} \quad A1.12$$

A1.7) Definição das armaduras do pilar

a) Armadura Longitudinal

Para a armadura longitudinal, foram adotadas barras de diâmetro de 10mm, que atendem aos limites de diâmetro mínimos definidos pela NBR6118 (2023) no seu item 18.4.2.1.

Conforme Ábaco-29, a armadura longitudinal efetiva será de 8 barras de diâmetro (ϕ_L) de 10mm

$$\therefore A_{s,ef} = 6,4\text{cm}^2$$

b) Resistência de aderência de cálculo

$$f_{bd}: \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad A1.13$$

$$f_{bd}: 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 30^{2/3}}{1,4} = 3,26 \text{ MPa} = 0,326 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo:

f_{ctd} : Resistência de tração do concreto de cálculo, conforme item 8.2.5, NBR6118(2023);

η_1 : 2,25 para barras de aço CA-50;

η_2 : 1,0 para região de boa aderência;

η_3 : 1,0 para $\phi_L \leq 32\text{mm}$;

$f_{ctd,inf}$: Resistência do concreto à tração direta característica inferior, dada por $0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{2/3}$

c) Comprimento básico de ancoragem

$$L_b = \frac{\phi_L \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{1,0 \cdot 43,38}{4 \cdot 0,326} = 33,34\text{cm} \geq 25 \phi_L = 25\text{cm} \quad A1.14$$

Sendo:

f_{bd} : Resistência de aderência de cálculo entre armadura passiva e concreto;

f_{ctd} : Resistência de tração do concreto de cálculo;

d) Comprimento de ancoragem necessária

O comprimento de ancoragem necessária para as armaduras longitudinais dos pilares foi calculado conforme item 9.3.2.1 da NBR6118(2023).

$$L_{b,nec} = \alpha \cdot L_b \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq L_{b,min} \quad \text{Eq. A1.15}$$

$$L_{b,nec} = 1,0 \cdot 33,34 \cdot \frac{5,91}{6,4} = 30,8 \geq L_{b,min} = 10\text{cm}$$

Sendo:

$A_{s,cal}$: Área de aço calculada;

$A_{s,ef}$: Área de aço efetiva;

L_b : Comprimento básico de ancoragem;

α : 1,0 para barras ancoradas sem gancho;

$L_{b,min}$: Comprimento de ancoragem mínimo, maior dos valores $0,3 L_b$, $10\phi_L$ e 100mm;

e) Armadura Transversal

A armadura transversal (estribos) dos pilares foi definida atendendo às especificações normativas da NBR6118 (2023), no seu item 18.4.3. Definido o diâmetro da armadura transversal : $\phi_t = 6,3\text{mm}$

O espaçamento máximo entre estribos, deve ser igual ou menor que o menor dos valores entre 200mm, menor dimensão da seção do pilar (20cm) e $12 \phi_L$ (12cm). Neste caso adotaremos estribos espaçados a cada 5,0 cm, sendo um total de 8 estribos.

Os gachos dos estribos atenderão as especificações da NBR6118(2023) no seu item 9.4.6.1, em ângulos de 135° , não inferior a 5cm.

A1.8) Resumo das armaduras do pilar

Armadura Longitudinal (N2): $8 \phi_L$ de 10mm , comprimento de 71cm.

Armadura Transversal (N1): $8 \phi_t$ de 6,3mm , comprimento de 66 cm.

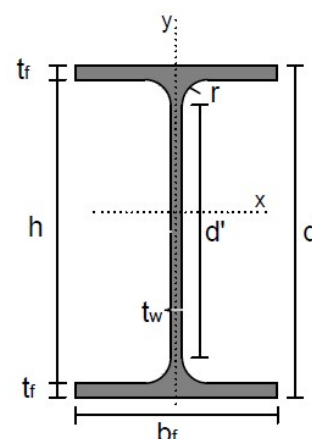
APÊNDICE 2 – Estacas metálicas

A2.1) Dados do perfil metálico

Abaixo estão apresentadas as informações do perfil metálico escolhido como fundação no bloco do modelo desenvolvido.

Tabela A2.1 - Propriedades mecânicas das barras de aço

Perfil W 150 x 18,0 (mm x kg/m) – aço ASTM A572 grau 50							
d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	Área (mm ²)
153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	2340
EIXO X-X				EIXO Y-Y			
I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	R _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	R _y (cm)	Z _y (cm ³)
939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5
rt (cm)	I _t (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)	Aba I _r (bf/2tf)	Alma I _w (d'/tw)	u (m ² /m)		
2,69	4,34	6.683	7,18	20,48	0,69		



Fonte: Autor

A2.2) Flambagem local

Verificação quanto a flambagem local conforme anexo F da NBR8800(2024). A possibilidade de ocorrência de flambagem local em barras sujeitas à compressão axial pode ser verificada comparando a relação entre largura e espessura do elemento (b/t), com a mesma relação limite definida na tabela 4 desta norma.

a) Elementos tipo AA (alma do perfil)

Conforme tabela 4, elementos do tipo AA, grupo 2.

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{139}{5,8} = 23,97 \quad \text{A2.1}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87 \quad \text{A2.2}$$

Sendo:

λ : Esbeltez da alma;

λ_{lim} : Esbeltez limite da alma;

E: Módulo de elasticidade do aço do perfil de 200GPa;

f_y : Resistência ao escoamento mínima do aço do perfil, no valor de 345 MPa, conforme norma ASTM A572/A572M-18(2018);

a) Elementos tipo AL (mesa do perfil)

Conforme tabela 4, elementos do tipo AL, grupo 4.

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{102/2}{7,1} = 7,18 \quad A2.3$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 13,48 \quad A2.4$$

Como $\lambda < \lambda_{lim}$, isto indica que não se trata-se de uma peça esbelta, portanto não sujeita a flambagem local, o que permite utilizar o fator de redução $Q = 1,0$ nas análises que se seguem.

A2.3) Força axial crítica de flambagem elástica

A flambagem elástica de peças duplamente simétricas, sujeitas à compressão axial foi feita conforme prescrito na NBR8800(2024):

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 939}{(1,0 \cdot 40)^2} = 115.844,48 \text{ kN} \quad A2.5$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 126}{(1,0 \cdot 40)^2} = 15.544,63 \text{ kN} \quad A2.6$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] = \frac{1}{6,74^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 6683}{(1,0 \cdot 40)^2} + 77000 \cdot 4,34 \right] = 25.505,66 \text{ kN} \quad A2.7$$

Sabendo que:

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = \sqrt{6,34^2 + 2,32^2 + 0^2 + 0^2} = 6,74 \quad \text{A2.8}$$

Sendo:

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;

I_x ; I_y : Momentos de inércia em relação aos eixos x e y;

$K_x L_x$; $K_y L_y$; $K_y L_y$: Comprimentos equivalentes de flambagem em relação aos eixos x, y e z,

onde k é definido conforme tabela 4 e L é o comprimento da peça de 40cm;

C_w : Constante de empenamento da seção transversal;

G: Módulo de elasticidade transversal do aço $G = 0,385 E = 77\text{GPa}$;

J: Constante de torção da seção transversal dado por I_t ;

r_0 : Raio de giração polar da seção em relação ao centro de cisalhamento;

r_x ; r_y : Raio de giração em relação aos eixos centrais x e y;

x_0 ; y_0 : Coordenadas do centro de cisalhamento na direção aos eixos centrais x e y, onde para perfis duplamente simétricos ambos terão valor igual a zero;

A carga axial de compressão crítica do perfil é aquela suportada pelo eixo mais suscetível á flambagem, ou seja, neste caso é o eixo y, que suporta menor valor de carga.

A2.4) Capacidade de carga do perfil

A verificação da capacidade de carga do perfil segue as determinações da NBR8800(2024). O cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo não deve superar os esforços solicitantes $N_{c,Sd} = 350\text{kN} \leq N_{c,Rd}$.

a) Índice de esbeltez reduzido

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_{ey}}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 23,4 \cdot 34,5}{15.544,63}} = 0,228 \quad \text{A2.9}$$

Sendo:

λ_0 : Índice de esbeltez reduzido;

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} ;

b) Fator de redução

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \therefore \chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,228^2} = 0,978 \quad \text{A2.10}$$

c) Força axial de compressão resistente do perfil

$$N_{C,Sd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,978 \cdot 1,0 \cdot 23,4 \cdot 34,5}{1,10} = 750,42 \text{ kN} \quad \text{A2.11}$$

Sendo:

$N_{C,Rd}$: Força axial de compressão resistente de cálculo;

χ : Fator de redução associado à resistência à compressão;

Q: Fator de redução total associado à flambagem local;

A_g : Área bruta da seção transversal;

γ_{a1} : Coeficiente de ponderação de resistências de escoamento, flambagem e instabilidade no valor de 1,10.

A_g : Área bruta da seção transversal;

A2.5) Limite de esbeltez

A NBR8800(2024) índice de esbeltez em 200. Verificado no eixo y, o mais suscetível à flambagem.

$$\frac{KL}{r} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1,0 \cdot 40}{2,32} = 17,24 < 200 \quad \text{A2.12}$$

APÊNDICE 3 - Diâmetro efetivo de barra GFRP

A3.1) Normas orientadoras

- ✓ PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE - CT 303 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado com Barras de Polímero Reforçado com Fibras, 2021.
- ✓ ABNT NBR 193:001.000-003/2: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado - Parte 2: Determinação do diâmetro efetivo (texto da nova norma)
- ✓ ASTM. D7205M-21 *Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars*. USA, 2021.
- ✓ GOST 31938-2012: *Fibre-reinforced polymer bar for concrete reinforcement*. Moscow, 2012.

A3.2) Corpos de prova

Foram ensaiados, em 03/10/2024, 5 corpos de prova de barras GFRP (figura A3.1) do fornecedor Vergraff Brasil, lote:1010223, data de fabricação: 24/10/2023. Este lote foi utilizado para realizar todos os ensaios, inclusive dos blocos.

Figura A3.1 – Corpos de prova



Fonte: Autor

a) Comprimento das barras

O comprimento de cada corpo de prova deve ser medido com paquímetro (figura A3.2) em três geratrizes distintas, girando-se a barra a uma angulação de 120° após cada medição, utilizando a média das três medições com arredondamento de 0,1 mm, determina-se a medida de comprimento a ser utilizada (tabela A3.1).

Figura A3.2 – Determinação do comprimento das barras



Fonte: Autor

Tabela A3.1 – Dados dos corpos de prova

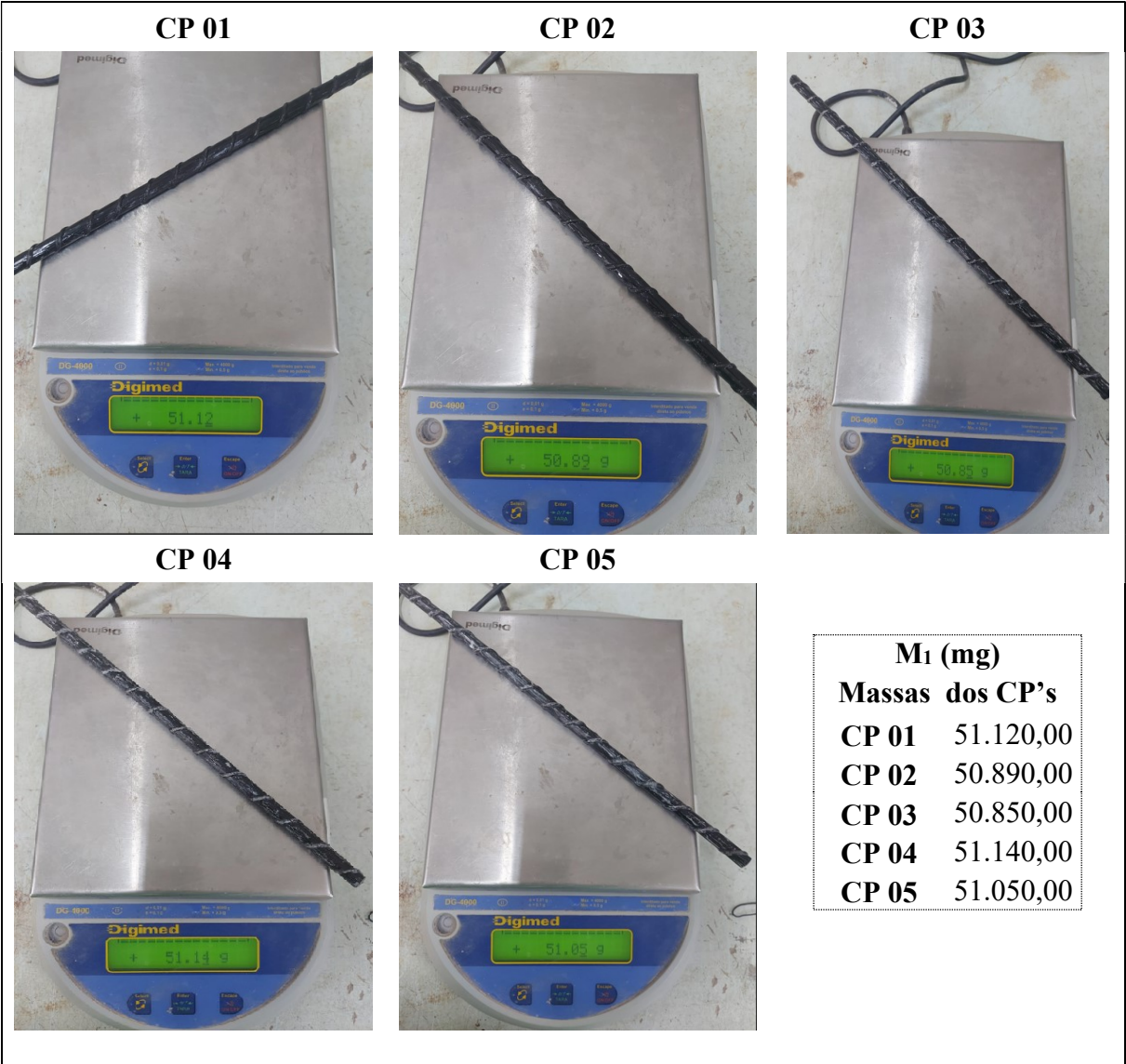
Corpos de Prova	Comprimento das barras (mm)			
	L ₁	L ₂	L ₃	L _m
CP 01	374,90	374,90	374,90	374,90
CP 02	375,70	375,10	375,70	375,50
CP 03	373,40	373,30	373,60	373,43
CP 04	376,10	376,60	376,80	376,50
CP 05	373,10	373,40	373,10	373,20

Fonte: Autor

b) Massa das barras

Inicialmente os corpos de provas devem ser pesados na balança ao ar (m_1), conforme resultados mostrados. A escolha do comprimento dos corpos de provas foi limitada à orientações normativas de que cada amostra deveria ter massa não inferior a 50g. A figura A3.3 mostram imagens como os ensaios foram realizados e resultados obtidos.

Figura A3.3 – Pesagem das amostras ao ar

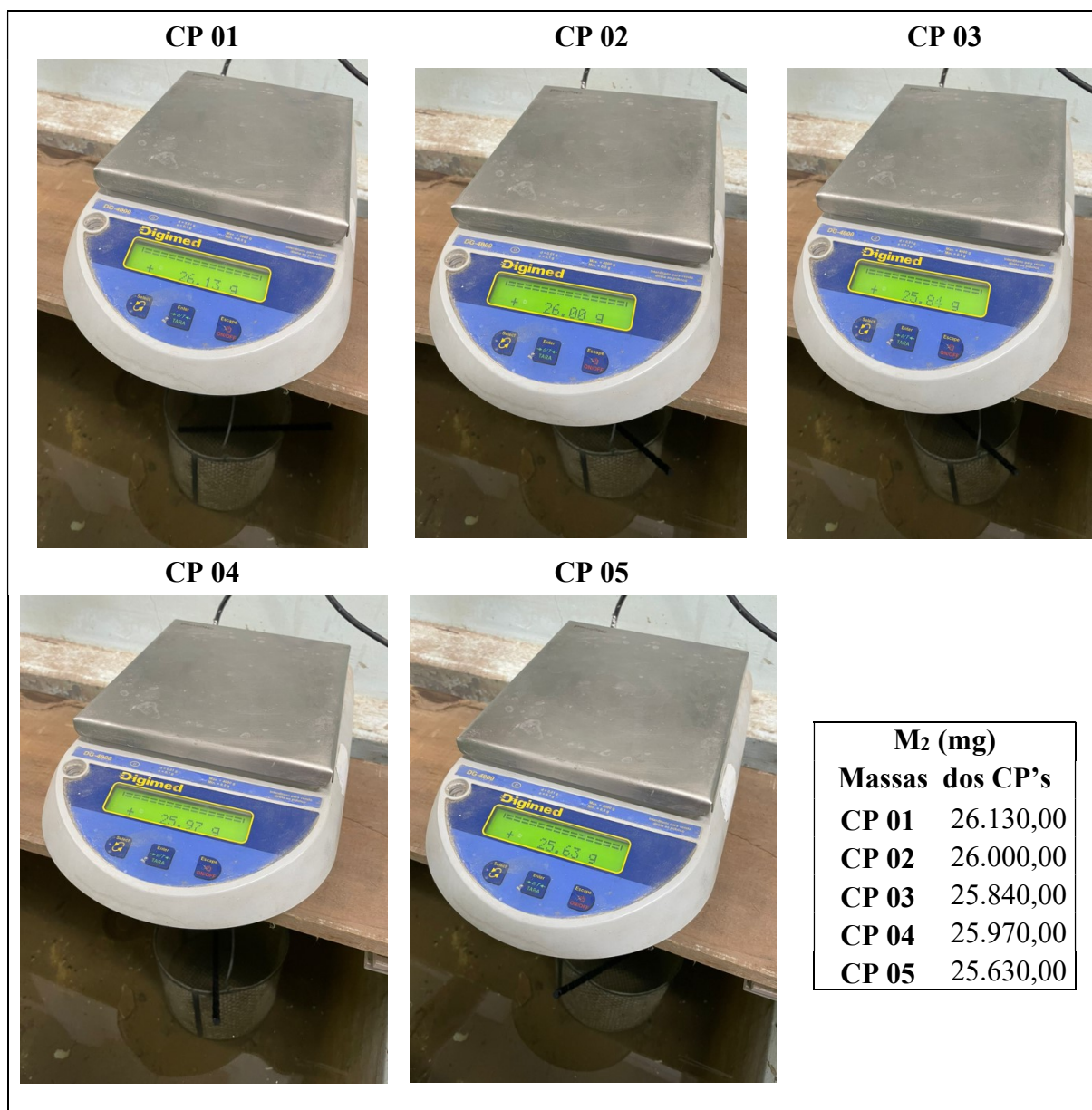


Fonte: Autor

O passo seguinte do experimento é determinar as massas dos corpos de prova imersos em água. Foi utilizado um recipiente para pesagem hidrostática preenchido com água, com cesto em tela, no qual os corpos de provas foram totalmente imersos. Para a pesagem foi desconsiderado o peso do cesto e gancho de fixação, mantendo a balança zerada antes no início

de cada procedimento. A imagem A3.4 mostra como as informações foram obtidas e os resultados.

Figura A3.4 – Pesagem das amostras imersas em água



Fonte: Autor

A3.3) Diâmetro efetivo

O cálculo do diâmetro efetivo das barras é feito conforme equação A3.1, utilizando os dados de comprimento e massa levantados.

$$\phi_{ef} = \sqrt{\frac{4 \cdot (M_1 - M_2)}{\pi \cdot \rho \cdot L_m}}$$

A3.1

Onde:

ϕ_{ef} : Diâmetro efetivo das barras;

m_1 : Massa aparente de um corpo de prova ao ar, expresso em miligramas;

m_2 : Massa aparente de um corpo de prova imerso em água, expresso em miligramas;

ρ : Densidade da água, considerada igual a 1 mg/mm³;

L: Comprimento médio do corpo de prova, expresso em milímetros.

Os cálculos para cada um dos corpos de prova e o tratamento estatísticos dos resultados estão apresentados na tabela A3.2.

Tabela A3.2 – Diâmetro efetivo das amostras

Corpos de Prova	Comprimento (mm)				Massas (mg)		ϕ_{ef} (mm)
	L ₁	L ₂	L ₃	L _m	M ₁	M ₂	
CP 01	374,90	374,90	374,90	374,90	51.120,00	26.130,00	9,21
CP 02	375,70	375,10	375,70	375,50	50.890,00	26.000,00	9,19
CP 03	373,40	373,30	373,60	373,43	50.850,00	25.840,00	9,23
CP 04	376,10	376,60	376,80	376,50	51.140,00	25.970,00	9,23
CP 05	373,10	373,40	373,10	373,20	51.050,00	25.630,00	9,31
Média							9,23
Desvio Padrão							0,05
A_{ef} (mm²)							67,00

Fonte: Autor

APÊNDICE 4 – Resultados ensaios de tração nas barras GFRP

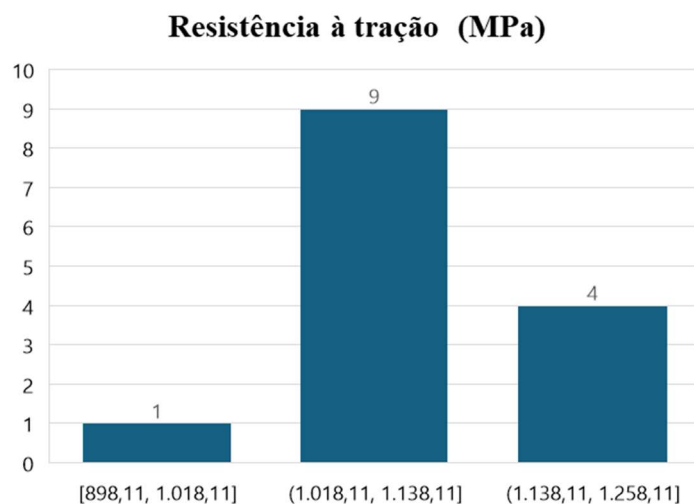
A4.1) Resistência à tração dos corpos de prova ensaiados

Tabela A4.1 – Dados obtidos no ensaio de tração

Corpos de Provas	$P_{\max}$ (N)	A_{ef} (mm ²)	f_t (MPa)
CPT01-B10	73.000,36	67,00	1.089,56
CPT02-B10	81.187,26	67,00	1.211,75
CPT03-B10	79.075,52	67,00	1.180,23
CPT04-B10	81.187,26	67,00	1.211,75
CPT05-B10	71.594,38	67,00	1.068,57
CPT06-B10	71.071,51	67,00	1.060,77
CPT07-B10	71.183,70	67,00	1.062,44
CPT08-B10	70.547,80	67,00	1.052,95
CPT09-B10	75.871,38	67,00	1.132,41
CPT10-B10	60.173,64	67,00	898,11
CPT11-B10	76.223,09	67,00	1.137,66
CPT12-B10	73.637,71	67,00	1.099,07
CPT13-B10	68.973,99	67,00	1.029,46
CPT14-B10	76.320,45	67,00	1.139,11
Média			1.098,13
Desvio Padrão			81,97
$F_{t,k}$ (MPa)			962,88

Fonte: Autor

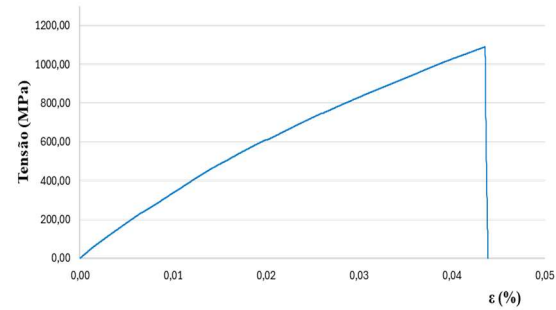
Figura A4.1 – Frequência da distribuição dos resultados



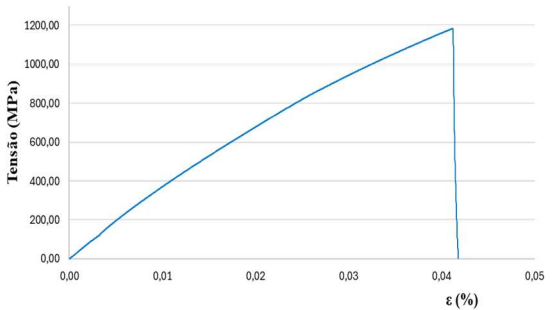
Fonte: Autor

A4.2) Diagramas de tensão x deformação de todos os corpos de provas ensaiados

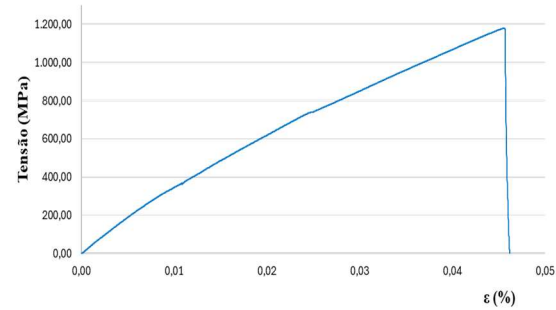
Tensão x deformação - CP01



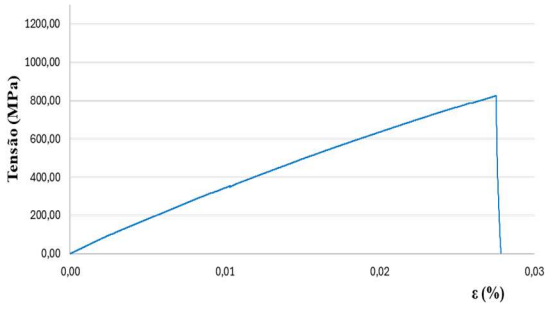
Tensão x deformação - CP02



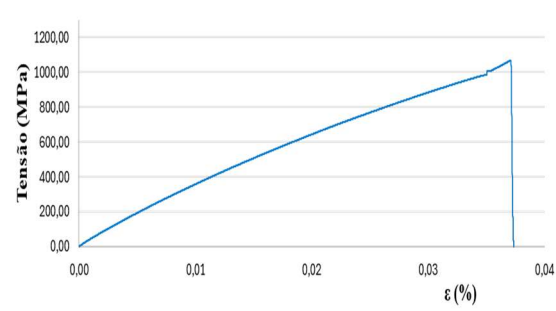
Tensão x deformação - CP03



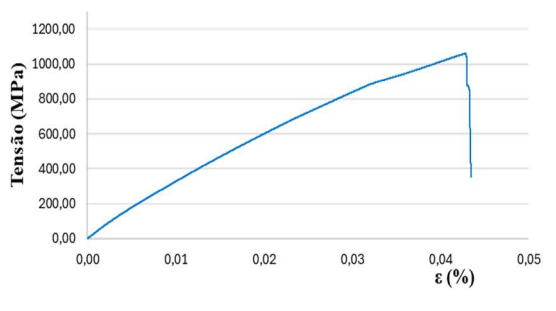
Tensão x deformação - CP04



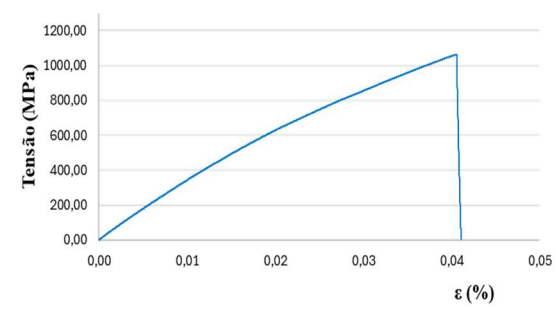
Tensão x deformação - CP05



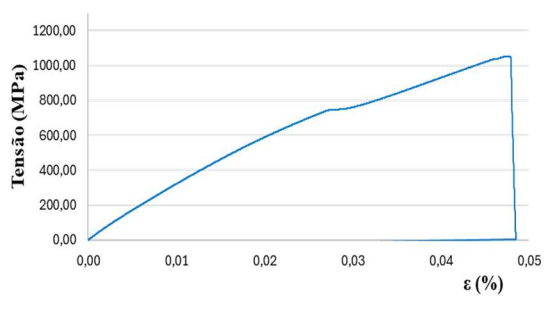
Tensão x deformação - CP06



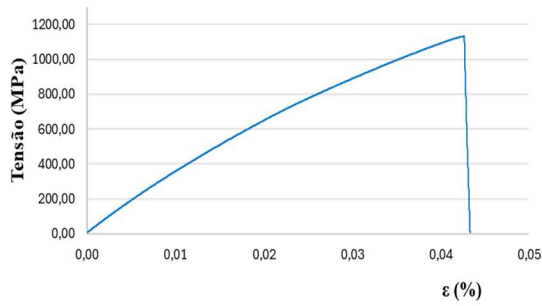
Tensão x deformação - CP07



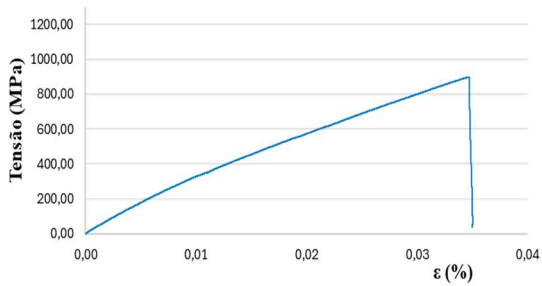
Tensão x deformação - CP08



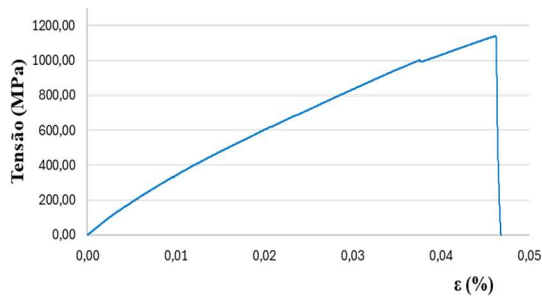
Tensão x deformação - CP09



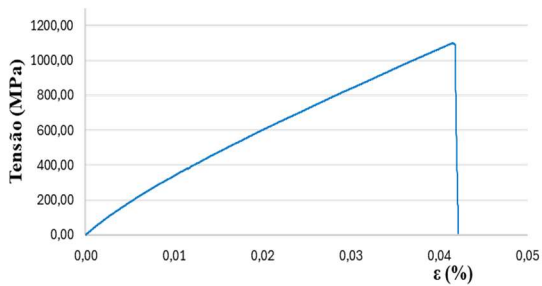
Tensão x deformação - CP10



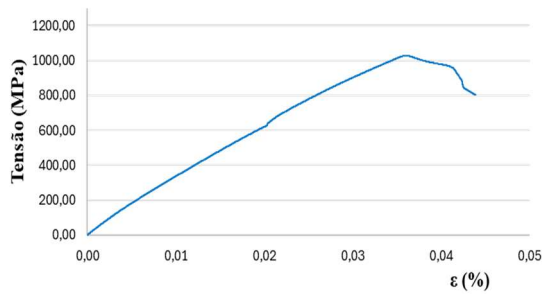
Tensão x deformação - CP11



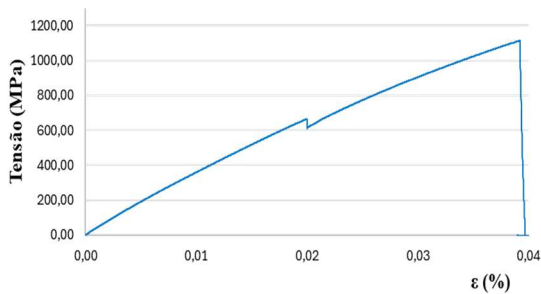
Tensão x deformação - CP12



Tensão x deformação - CP13



Tensão x deformação - CP14



Fonte: Autor