

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Gabriela Souza De Marchi

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE BLOCO DE CONCRETO SOBRE DUAS ESTACAS  
METÁLICAS: INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO E  
ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS**

São Carlos

2025

Gabriela Souza De Marchi

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE BLOCO DE CONCRETO SOBRE DUAS ESTACAS  
METÁLICAS: INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO E  
ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS**

Texto de Defesa apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

São Carlos

2025



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

---

**Folha de Aprovação**

---

Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Gabriela Souza de Marchi, realizada em 24/02/2025.

**Comissão Julgadora:**

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho (UFSCar)

Prof. Dr. Rodrigo Barros (UFRN)

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira (UFSCar)

## *DEDICATÓRA*

---

Dedico essa dissertação à minha família, em especial aos meus pais que sempre estiveram ao meu lado e apoiaram minhas decisões.

## *AGRADECIMENTOS*

---

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida e por todas as graças recebidas. Expresso minha sincera gratidão à minha família, especialmente aos meus pais, por sempre respeitarem minhas escolhas e por estarem ao meu lado, oferecendo apoio incondicional. Agradeço também aos meus colegas de pós-graduação pelo apoio durante esta jornada, com menção especial a Raphael Saverio Spozito, cuja ajuda foi fundamental, sempre pronto a me socorrer com dúvidas técnicas e a compartilhar seu conhecimento, independentemente das situações.

Agradeço às minhas amigas, Isabela, Paula e Renata, por permanecerem presentes ao meu lado, mesmo após a graduação, e pela amizade de cada uma ao longo dos anos. A minha sincera gratidão vai também para todo o corpo docente do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSCar, cuja contribuição foi essencial para o meu crescimento acadêmico e profissional.

Expresso minha imensa gratidão ao meu coorientador, Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, cujo auxílio na resolução de questões relacionadas ao tema desta dissertação foi de grande valia. Agradeço também ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho, por sua orientação valiosa, por seus sábios conselhos e por sempre me tranquilizar nos momentos de ansiedade.

*EPÍGRAFE*

---

*“As grandes ideias surgem da observação dos  
pequenos detalhes.”  
(Augusto Cury)*

## RESUMO

DE MARCHI, G. S. **Simulação numérica de bloco de concreto sobre duas estacas metálicas**: influência do comprimento de embutimento e orientação das estacas. 2025. Dissertação de Mestrado, 175 p., Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2025.

Os blocos sobre estacas são estruturas volumétricas encarregadas de viabilizar a transmissão das cargas da superestrutura para o solo. Dentre as fundações profundas, as estacas metálicas destacam-se pelo seu emprego em obras de arte e contenções em solos de difícil penetração, isto, por causa das suas propriedades físicas e mecânicas. Mesmo assim, são escassas as pesquisas e normativas específicas que apresentam métodos de dimensionamento ou resultados experimentais voltados para blocos sobre estacas metálicas. Por causa da complexidade e do alto custo de ensaios em tamanho real considerando diferentes variáveis de análise, é comum o uso de *softwares* baseados no método dos elementos finitos (MEF) para se compreender o comportamento estrutural desses blocos. Nesse contexto, a presente pesquisa avaliou, por meio de simulação numérica, a influência do comprimento de embutimento e da orientação das duas estacas metálicas no bloco de coroamento, envolvendo a análise do comportamento estrutural desses elementos de fundação. As simulações numéricas foram inicialmente calibradas a partir de um modelo geométrico e mecanicamente compatível com um ensaio experimental, buscando reproduzir a curva força *versus* deslocamento e força máxima. Observou-se que, ao ajustar as variações dos parâmetros *concrete damaged plasticity* (CDP), a viscosidade e a discretização da malha influenciam significativamente na resposta estrutural, permitindo a obtenção de uma curva força *versus* deslocamento numérica compatível com os resultados experimentais, bem como carga máxima bem próxima. Além disso, constatou-se a importância de se considerar condições de contorno que reproduzam fielmente aquelas aplicadas nos ensaios laboratoriais. Os resultados indicaram que as orientações das estacas até 20° não afetaram a capacidade resistente do bloco. Entretanto, as orientações de 90°, o comprimento de embutimento e a resistência à compressão do concreto influenciaram a resistência última do elemento. Além disso, a variação na orientação das estacas influenciou a forma de dispersão das tensões de compressão no bloco. Observou-se que os limites analíticos de tensão foram mais conservadores na zona nodal superior e inferior, ao apresentarem valores inferiores em relação aos resultados numéricos. Recomenda-se a realização de estudos experimentais adicionais para aprofundar a compreensão do comportamento mecânico do bloco sobre duas estacas metálicas.

**Palavras-chave:** bloco; estacas metálicas; embutimento; orientação das estacas; concreto; projeto; simulação numérica.

**ABSTRACT**

DE MARCHI, G. S. **Numerical simulation of concrete block on two steel piles:** influence of embedment length and pile orientation. 2025. Master's Dissertation, 175 p., Posgraduate Program in Civil Engineering (PPGECiv) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2025.

*Pile caps are volumetric structures responsible for enabling the transmission of loads from the superstructure to the soil. Among deep foundations, steel piles stand out for their use in engineering works and containment in difficult-to-penetrate soils due to their physical and mechanical properties. Even so, there is a scarcity of specific research and regulations that present sizing methods or experimental results for pile caps. Due to the complexity and high cost of full-size tests considering different analysis variables, it is common to use software based on the finite element method (FEM) to understand the structural behavior of these pile caps. In this context, this research evaluated, through numerical simulation, the influence of the embedded length and orientation of the two steel piles in the capping block, involving the analysis of the structural behavior of these foundation elements. The numerical simulations were initially calibrated based on a geometric and mechanically compatible model with an experimental test, seeking to reproduce the force versus displacement and maximum force curve. It was observed that, when adjusting the variations of the concrete damaged plasticity (CDP) parameters, the viscosity and the mesh discretization significantly influence the structural response, allowing the obtaining of a numerical force versus displacement curve compatible with the experimental results, as well as a maximum load very close to it. In addition, it was found that it is important to consider boundary conditions that faithfully reproduce those applied in the laboratory tests. The results indicated that the orientations of the piles up to 20° did not affect the resistant capacity of the pile cap. However, the orientations of 90°, the embedded length, and the compressive strength of the concrete influenced the ultimate resistance of the element. In addition, the variation in the orientation of the piles influenced how the compressive stresses were dispersed in the pile cap. It was observed that the analytical stress limits were more conservative in the upper nodal zone, presenting lower values in relation to the numerical results. Additional experimental studies are recommended to deepen the understanding of the mechanical behavior of the pile cap on two steel piles.*

**Key words:** *piles caps; steel caps; inlay; concrete; orientation of the caps; design; numerical simulation.*

## LISTA DE FIGURAS

---

FIGURA 1.1 - TIPOS DE ESTACAS.....	18
FIGURA 1.2 - ESTACAS METÁLICAS: PERFIL I (A); TRILHOS DE TREM (B).....	19
FIGURA 1.3 - EXECUÇÃO DE ESTACAS METÁLICAS COM ERRO EXECUTIVO DE CRAVAÇÃO.....	20
FIGURA 1.4 – ESTACAS METÁLICAS COM COMPRIMENTOS DE EMBUTIMENTO DISTINTOS .....	21
FIGURA 1.5 – DOCUMENTOS PUBLICADOS POR ANO NA PLATAFORMA SCOPUS PARA A STRING “PILES CAPS” AND “STEEL PILES” .....	23
FIGURA 1.6 - FLUXOGRAMA DA PESQUISA .....	25
FIGURA 2.1 - BLOCO SOBRE ESTACAS .....	27
FIGURA 2.2 - DISTINTAS REGIÕES DE DESCONTINUIDADE NA ESTRUTURA .....	28
FIGURA 2.3 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES COM CARGA CENTRADA .....	30
FIGURA 2.4 – MODELO DE BIELA E TIRANTES DE BLÉVOT E FRÉMY (1967) .....	31
FIGURA 2.5 - DESCRIÇÃO DE NÓ APENAS COM TENSÃO DE COMPRESSÃO .....	32
FIGURA 2.6 - DESCRIÇÃO DE NÓ COM BARRAS ANCORADAS.....	32
FIGURA 2.7 - LIMITES DAS INCLINAÇÕES DAS BIELAS A PARTIR DA ALTURA DO BLOCO SEGUNDO FUSCO (2013) .....	34
FIGURA 2.8 - DETERMINAÇÃO DOS AFASTAMENTOS MÁXIMOS SEGUNDO FUSCO (2013).....	34
FIGURA 2.9 - TENSÕES ATUANTES NA ZONA NODAL SUPERIOR SEGUNDO FUSCO (2013) .....	35
FIGURA 2.10 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES DE MELÉNDEZ <i>ET AL.</i> (2019).....	36
FIGURA 2.11 - GRÁFICO TÍPICO DO MODELO DE MELÉNDEZ (2019) - FALHA POR FLEXÃO.....	39
FIGURA 2.12 - GRÁFICO TÍPICO DO MODELO DE MELÉNDEZ (2019) - FALHA POR FENDILHAMENTO DA BIELA .....	39
FIGURA 2.13 - CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DOS BLOCOS CONFORME EHE-08 (2011).....	43
FIGURA 2.14 - DETALHE EXECUTIVO DE PROPOSIÇÃO ESTACA METÁLICA-BLOCO EM PERFIL W310 .....	45
FIGURA 2.15 - PROPOSIÇÃO DE LIGAÇÃO ESTACA METÁLICA-BLOCO .....	45
FIGURA 2.16 - DETALHAMENTO ENSAIO EXPERIMENTAL XIAO E CHEN (2013) .....	48
FIGURA 2.17 – PLANO DE RUPTURA ESTACAS METÁLICAS – LATERAL DO BLOCO: (A) CARREGAMENTO LATERAL EIXO FRACO; (B) CARREGAMENTO LATERAL EIXO FORTE.....	49
FIGURA 2.18 - PLANO DE RUPTURA ESTACAS METÁLICAS – CENTRO DO BLOCO: (A) CARREGAMENTO LATERAL EIXO FRACO; (B) CARREGAMENTO LATERAL EIXO FORTE; (C) CARREGAMENTO DE TRAÇÃO.....	50
FIGURA 2.19 - PLANOS DE RUPTURAS MODELOS: A) BEMB10SCH; B) BEMB10CCH.....	51
FIGURA 2.20 – PLANOS DE RUPTURA MODELOS: A) BEMB20SCH; B) BEMB30SCH .....	52
FIGURA 2.21 – FORMAS DOS MODELOS: (A) $BA_{S,SOLD0}$ ; (B) $BA_{S,SOLD4}$ ; (C) $BA_{S,SOLD4A_{S,ESTR}}$ .....	54
FIGURA 2.22 – MODELO EXPERIMENTAL $BA_{S,SOLD4A_{S,ESTR}}$ : (A) PRIMEIRAS FISSURAS; (B) FISSURAS NA RUPTURA .....	54
FIGURA 2.23 - MODELO EXPERIMENTAL – FACE FRONTAL - FISSURAS NA RUPTURA (A) $BA_{S,SOLD0}$ ; (B) $BA_{S,SOLD4A_{S,ESTR}}$ .....	55
FIGURA 2.24 – PLANO DE RUPTURA: (A) $BA_{S,SOLD4A_{S,ESTR}}$ : FISSURAS JUNTO À ESTACA; (B) $BA_{S,SOLD0}$ : PLANO DE RUPTURA JUNTO AO PILAR .....	56
FIGURA 2.25 - PLANO DE RUPTURA: (A) BC1 A200; (B) BC3 A200; (C) BC1 A125 E (D) BC2 A125 .....	56
FIGURA 2.26 - PLANO DE FISSURAS: MODELOS NUMÉRICOS DE SILVA, DELALIBERA E SANTOS (2017).....	61
FIGURA 2.27 - MODELOS NUMÉRICOS COM ARMADURA POR TAXA VOLUMÉTRICA .....	62
FIGURA 2.28 – MODELO DO BLOCO COM TAXA DE ARMADURA CONCENTRADA NO TOPO DAS ESTACAS – TAXA C.....	62

FIGURA 2.29 - MODELO NUMÉRICO DE GONÇALVES, DELALIBERA E OLIVEIRA FILHO (2022) ....	64
FIGURA 2.30 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO MODELOS NUMÉRICOS DE SILVA (2024) .....	65
FIGURA 3.1 - FLUXOGRAMA DAS ETAPAS DA PESQUISA .....	67
FIGURA 3.2 – QUANTIDADE DE BLOCOS ANALISADOS.....	68
FIGURA 3.3 - MÉTODO DE IDENTIFICAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	69
FIGURA 3.4 – CONFIGURAÇÃO DA ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS DOS MODELOS NUMÉRICOS ....	70
FIGURA 3.5 - REPRESENTAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS COM DIFERENTES EMBUTIMENTOS E DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS DE TRACÇÃO, EM MILÍMETROS .....	71
FIGURA 3.6 - INTERAÇÃO DE CONTATO ENTRE O BLOCO E OS PERFIS METÁLICOS .....	77
FIGURA 3.7 - RESTRIÇÃO DO TIPO “ <i>COUPLING</i> ” NA FACE SUPERIOR DO PILAR .....	78
FIGURA 3.8 – RESTRIÇÃO DO TIPO “ <i>EMBEDDED REGION</i> ” ENTRE O CONCRETO E AS ARMADURAS DE AÇO.....	79
FIGURA 3.9 – CONDIÇÕES DE CONTORNO IMPOSTAS AO MODELO NUMÉRICO.....	79
FIGURA 3.10 – CONDIÇÕES DE CONTORNO: CARREGAMENTO PRESCRITO.....	80
FIGURA 3.11 – TAMANHO DE MALHA EM CADA ELEMENTO DO MODELO NUMÉRICO.....	82
FIGURA 3.12 - ÁREA DE CONCRETO COLABORATIVA A SER CONSIDERADA .....	83
FIGURA 3.13 - PONTOS DE EXTRAÇÃO DAS TENSÕES NAS ESTACAS.....	83
FIGURA 3.14 - PONTOS DE EXTRAÇÃO DAS TENSÕES NO PILAR .....	84
FIGURA 4.1 – DETALHE EXECUTIVO, EM CENTÍMETROS, DO MODELO FÍSICO BEMB10SCH ENSAIADO POR TOMAZ (2018) .....	89
FIGURA 4.2 - SEÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL UTILIZADO POR TOMAZ (2028).....	90
FIGURA 4.3 - CONFIGURAÇÃO DO SISTEMA DE ENSAIO DE TOMAZ (2018).....	90
FIGURA 4.4 – REPRESENTAÇÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL METÁLICO W200X15,0 SEGUNDO CATÁLOGO DE PERFIS DA GERDAU .....	92
FIGURA 4.5 - CURVA TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DO AÇO: A) ARMADURAS; B) ESTACAS ...	93
FIGURA 4.6 – CURVA UNIAXIAL TEÓRICA TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO DO CONCRETO PARA COMPRESSÃO.....	94
FIGURA 4.7 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA DIFERENTES VISCOSIDADES: (A) MALHA 15MM; (B) MALHA 20MM.....	97
FIGURA 4.8 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA DIFERENTES VISCOSIDADES: (A) MALHA 25MM; (B) MALHA 30MM.....	98
FIGURA 4.9 - TESTE DE MALHA COM VARIÁVEIS DO CDP CONSTANTES .....	100
FIGURA 4.10 – COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS ÚLTIMAS NUMÉRICAS, MALHAS DE 25 MM E 30 MM, E EXPERIMENTAL .....	101
FIGURA 4.11 - DEFORMAÇÕES NUMÉRICAS E EXPERIMENTAL NA BARRA DA ARMADURA PRINCIPAL .....	103
FIGURA 4.12 - MODELO NUMÉRICO COM NEOPRENE DE 25MM NA BASE DO PERFIL.....	106
FIGURA 4.13 - RESTRIÇÃO DO TIPO “ <i>TIE</i> ” ENTRE A BASE DAS ESTACAS E A SUPERFÍCIE SUPERIOR DO NEOPRENE .....	106
FIGURA 4.14 - ANÁLISE DA CURVA FORÇA-DESLOCAMENTO COM NEOPRENE NA BASE DO PERFIL.....	107
FIGURA 4.15 - DEFORMAÇÕES NUMÉRICAS E EXPERIMENTAL NA BARRA DA ARMADURA PRINCIPAL .....	107
FIGURA 4.16 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO DE DANO À TRACÇÃO: (A) MODELO NUMÉRICO E (B) MODELO EXPERIMENTAL .....	110
FIGURA 4.17 - ANÁLISE DA CURVA FORÇA-DESLOCAMENTO MODELO COM NEOPRENE E SEM NA BASE DO PERFIL.....	111

FIGURA 5.1 – VALORES DE FORÇA MÁXIMA E DESLOCAMENTO VERTICAL DOS MODELOS NUMÉRICOS COM COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO DISTINTOS .....	115
FIGURA 5.2 – MAPAS DE TENSÕES DE COMPRESSÃO PRINCIPAL PARA EMBUTIMENTOS DE 10 CM E 20 CM.....	116
FIGURA 5.3 - DANO À COMPRESSÃO DO CONCRETO EM RELAÇÃO AO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO .....	119
FIGURA 5.4 – DANOS À TRAÇÃO – COMPARAÇÃO ENTRE SETE PARES DE MODELOS NUMÉRICOS COM EMBUTIMENTO DE 10 CM E 20 CM .....	121
FIGURA 5.5 – TENSÕES NAS ARMADURAS PRINCIPAIS DO TIRANTE .....	123
FIGURA 5.6 - TENSÕES NAS ARMADURAS PRINCIPAIS .....	125
FIGURA 5.7 – FORÇA MÁXIMA E DESLOCAMENTO VERTICAL DOS MODELOS COM DIFERENTES ORIENTAÇÕES DAS ESTACAS PARA OS GRUPOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 25 MPA, 35 MPA E 45 MPA .....	127
FIGURA 5.8 - MAPAS DE TENSÕES DE COMPRESSÃO PRINCIPAL PARA ORIENTAÇÕES DE ESTACAS DISTINTAS E RESISTÊNCIA DO CONCRETO.....	129
FIGURA 5.9 – COMPARAÇÃO DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO: (A) GONÇALVES, DELALIBERA E DE OLIVEIRA FILHO (2022); (B) E10000F25 .....	130
FIGURA 5.10 – TENSÃO MÁXIMA DE TRAÇÃO PRINCIPAL .....	131
FIGURA 5.11 – DANO À COMPRESSÃO DO CONCRETO EM RELAÇÃO A ORIENTAÇÃO E A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA .....	132
FIGURA 5.12 - DANOS À TRAÇÃO – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS COM ORIENTAÇÃO DE 0°, 20° E 90° EM RELAÇÃO A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DE 25, 35 E 45 MPA.....	132
FIGURA 5.13 - TENSÕES NAS ARMADURAS PRINCIPAIS DO TIRANTE NOS MODELOS COM ORIENTAÇÃO DE 0°, 20° E 90° EM RELAÇÃO A VARIAÇÃO DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO PARA 25, 35 E 45 MPA.....	134
FIGURA 5.14 - TENSÃO NAS ARMADURAS PRINCIPAIS DE TIRANTE E LIMITE DE ESCOAMENTO.....	135
FIGURA 5.15 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS SUPERIORES E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 25 MPA .....	136
FIGURA 5.16 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS SUPERIORES E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 35 MPA .....	138
FIGURA 5.17 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS SUPERIORES E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 45 MPA .....	139
FIGURA 5.18 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS INFERIORES, REGIÃO DE CONCRETO NO TOPO DAS ESTACAS E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 25 MPA.....	141
FIGURA 5.19 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS INFERIORES, REGIÃO DE CONCRETO NO TOPO DAS ESTACAS E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 35 MPA.....	142
FIGURA 5.20 - TENSÕES NAS ZONAS NODAIS INFERIORES, REGIÃO DE CONCRETO NO TOPO DAS ESTACAS E SEUS LIMITES PARA GRUPO DE MODELOS COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 45 MPA.....	143

## LISTA DE TABELAS

---

TABELA 2.1 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS BLÉVOT E FRÉMY (1967) PARA BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS .....	31
TABELA 2.2 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS SCHLAICH E SCHÄFER (1991) PARA BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS .....	33
TABELA 2.3 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS POR FUSCO (2013) .....	36
TABELA 2.4 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS POR MELÉNDEZ <i>ET AL.</i> (2019) .....	40
TABELA 2.5 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS PARA BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS RECOMENDADOS PELA ABNT NBR 6118 (2023) .....	41
TABELA 2.6 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS PELO ACI 318-19 (2019).....	42
TABELA 2.7 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS PELO CEB-FIB <i>MODEL CODE</i> 2010 (2012) .....	43
TABELA 2.8 - LIMITES PARA AS TENSÕES NODAIS RECOMENDADOS PELO EHE-08 (2011) .....	44
TABELA 2.9 – TRABALHOS NACIONAIS E INTERNACIONAIS DE BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS EFETUADAS, POR MEIO DE ENSAIO .....	46
TABELA 2.10 – TRABALHOS NACIONAIS E INTERNACIONAIS DE BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS, POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	58
TABELA 3.1 – DENOMINAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS E SUAS RESPECTIVAS VARIÁVEIS .....	69
TABELA 3.2 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO DE CÁLCULO DE ACORDO COM A EUROCODE 2 (2004).....	73
TABELA 3.3 - PARÂMETROS DO MODELO CONSTITUTIVO CDP NO ABAQUS®.....	75
TABELA 3.4 – PARÂMETROS COMUMENTE ADOTADOS PARA O MODELO CONSTITUTIVO CDP NO ABAQUS® .....	75
TABELA 4.1 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO BLOCO EXPERIMENTAL.....	89
TABELA 4.2 – MEDIDAS MÉDIAS DO PERFIL W200X15,0 ADOTADO POR TOMAZ (2018) .....	89
TABELA 4.3 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS BARRAS DE AÇO, DOS PERFIS METÁLICOS E DO CONCRETO DO ENSAIO DE TOMAZ (2018) .....	91
TABELA 4.4 - CARACTERÍSTICAS DOS PARÂMETROS <i>PARTS</i> INSERIDOS NO ABAQUS® .....	93
TABELA 4.5 - CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS INSERIDAS NO <i>SOFTWARE</i> .....	94
TABELA 4.6 – MODELOS NUMÉRICOS DE CALIBRAÇÃO E SEUS RESPECTIVOS PARÂMETROS E TAMANHO DE MALHA .....	96
TABELA 4.7 – COMPARAÇÃO ENTRE A FORÇA ÚLTIMA EXPERIMENTAL E AS FORÇAS ÚLTIMAS DOS MODELOS NUMÉRICOS COM DIFERENTES VISCOSIDADES .....	99
TABELA 4.8 – COMPARAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES EXPERIMENTAIS NA ARMADURA PRINCIPAL E AS DEFORMAÇÕES DO MODELO NUMÉRICO .....	103
TABELA 4.9 - RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PRINCIPAL NO MODELO EXPERIMENTAL E NO MODELO NUMÉRICO .....	104
TABELA 4.10 - COMPARAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES EXPERIMENTAIS NO PERFIL E AS DEFORMAÇÕES DO MODELO NUMÉRICO .....	104
TABELA 4.11 - RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES DO PERFIL NO MODELO EXPERIMENTAL E NO MODELO NUMÉRICO .....	105
TABELA 4.12 - COMPARAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES EXPERIMENTAIS NA ARMADURA PRINCIPAL E AS DEFORMAÇÕES DO MODELO NUMÉRICO COM INCLUSÃO DE NEOPRENE.....	108
TABELA 4.13 - RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PRINCIPAL NO MODELO EXPERIMENTAL E NO MODELO NUMÉRICO COM ADOÇÃO DE NEOPRENE .....	109

TABELA 4.14 - COMPARAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES EXPERIMENTAIS NO PERFIL E AS DEFORMAÇÕES DO MODELO NUMÉRICO COM A INCLUSÃO DE NEOPRENE .....	109
TABELA 4.15 - RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMAÇÕES DO PERFIL NO MODELO EXPERIMENTAL E NO MODELO NUMÉRICO COM A INCLUSÃO DE NEOPRENE.....	110
TABELA 5.1 – COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS MÁXIMAS DOS MODELOS COM EMBUTIMENTO DE 10 CM E 20 CM .....	114
TABELA 5.2 – COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS MÁXIMAS DOS MODELOS COM ORIENTAÇÕES DE 0°, 4°, 8°, 12°, 16°, 20° E 90° .....	127

## *LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS*

---

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira

STM *Strut and Tie Method*

CDP *Concrete Damage Plasticity*

ELU Estado de limite último

ACI *American Concrete Institute*

CEB-FIP *Comité Euro-International DU Béton*

EHE *Comisión Permanente del Hormigón*

<b>1</b>	<b>. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
1.1	OBJETIVOS .....	22
1.1.1	Geral.....	22
1.1.2	Específicos .....	22
1.2	JUSTIFICATIVA .....	22
1.3	RESUMO DA METODOLOGIA .....	24
1.3.1	Descrição dos Capítulos.....	25
<b>2</b>	<b>. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1	BLOCOS DE COROAMENTO OU BLOCOS SOBRE ESTACAS.....	27
2.2	MODELOS ANALÍTICOS .....	29
2.2.1	Método das bielas e tirantes – Blévoet e Frémy (1967).....	29
2.2.2	Modelo de Schlaich e Schäfer (1991) .....	31
2.2.3	Modelo de Fusco (2013) .....	34
2.2.4	Modelo de Meléndez et al. (2019) .....	36
2.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS .....	40
2.3.1	ABNT NBR 6118:2023 - Norma brasileira .....	40
2.3.2	ACI 318-19 - Norma americana.....	41
2.3.3	CEB-FIB <i>Model Code</i> 2010 (2012) .....	42
2.3.4	Norma espanhola EHE-08 (2011).....	43
2.3.5	Recomendações executivas para blocos sobre estacas metálicas .....	44
2.4	MODELOS EXPERIMENTAIS .....	46
2.5	MODELOS NUMÉRICOS .....	57
2.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	65
<b>3</b>	<b>. METODOLOGIA .....</b>	<b>66</b>
3.1	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....	67
3.1.1	Variáveis envolvidas e combinações .....	67
3.1.2	Módulo de elasticidade do concreto.....	73
3.2	MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	74
3.2.1	Criação dos materiais e leis constitutivas.....	74
3.3	PROCEDIMENTOS PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	82
<b>4</b>	<b>. CALIBRAÇÃO DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....</b>	<b>88</b>

4.1	PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: DEFINIÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA .....	88
4.2	SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: MODELAGEM DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO DO MODELO .....	92
4.2.1	Modelagem do aço .....	93
4.2.2	Concreto comprimido – modelo constitutivo <i>Concrete Damaged Plasticity</i> .....	94
4.2.3	Concreto tracionado – Energia de Fratura .....	95
4.3	TERCEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE VISCOSIDADE .....	96
4.4	QUARTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE MALHA .....	100
4.5	QUINTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: COMPARAÇÃO DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....	102
4.5.1	Inclusão do suporte de placa elastomérica na base do perfil .....	105
4.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	111
<b>5</b>	<b>. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>113</b>
5.1	COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO.....	113
5.1.1	Força máxima.....	113
5.1.2	Tensão principal de compressão .....	115
5.1.3	Tensão principal de tração .....	118
5.1.4	Dano à compressão do concreto.....	119
5.1.5	Dano à tração do concreto.....	120
5.1.6	Tensões nas armaduras principais.....	123
5.2	ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	126
5.2.1	Força máxima.....	126
5.2.2	Tensões de compressão principal.....	129
5.2.3	Tensão de tração principal .....	130
5.2.4	Dano à compressão do concreto.....	131
5.2.5	Dano à tração do concreto.....	132
5.2.6	Tensões nas armaduras principais.....	133
5.3	ANÁLISE DAS TENSÕES NODAIS E COMPARAÇÃO TEÓRICA .....	136
5.3.1	Tensões zona nodal superior .....	136
5.3.2	Tensões na região do concreto sobre o topo das estacas.....	141
<b>6</b>	<b>. CONCLUSÕES .....</b>	<b>145</b>
6.1	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS .....	146
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>148</b>

<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>152</b>
<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>156</b>
<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>164</b>
<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>165</b>
<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>169</b>

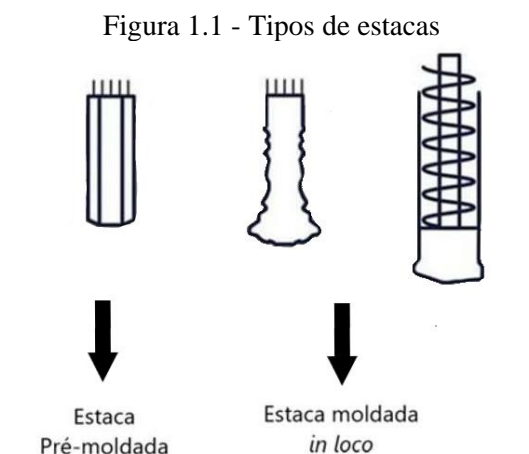
# 1. INTRODUÇÃO

As fundações, de forma geral, são elementos estruturais encarregados de transmitir ao solo as cargas da superestrutura. Cabe ao projetista definir as mais adequadas mediante a estudos geológicos e geotécnicos específicos, a fim de conhecer as características do solo e determinar o tipo de fundação mais apropriada, sejam rasas ou profundas (ABNT NBR 6122, 2022).

Opta-se pelas fundações rasas quando as camadas do subsolo são capazes de suportar as cargas. No entanto, quando é necessário o emprego de estruturas mais longas capazes de conduzir as cargas às camadas mais profundas do terreno, utilizam-se as estacas ou os tubulões (ABNT NBR 6122, 2022).

Entre as fundações profundas, o uso das estacas se sobressai por causa da variabilidade de materiais (concreto armado, madeira ou aço) e formatos disponíveis no mercado. Ademais, podem ser moldadas *in loco*, pré-moldadas, escavadas ou cravadas, dependendo do tipo de estaca escolhida (Mendonça, 2017).

A Figura 1.1 mostra os tipos de estacas comumente empregada na construção civil.



Fonte: Adaptado de Cerâmica constrular (2020).

Por via de regra, quando se emprega fundações profundas faz-se necessário o uso de um segundo elemento estrutural, cuja finalidade é garantir a união e a transmissão das cargas

advindas dos pilares ao solo, sendo este comumente conhecido como blocos de fundação (Delalibera *et al.*, 2020; Gonçalves; Delalibera, 2020).

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais que possuem as três dimensões com a mesma ordem de grandeza, possibilitando, de tal maneira, diferentes configurações geométricas. No entanto, as vinculações entre pilar-bloco e estaca-bloco e as interações entre concreto e armadura, tornam o seu funcionamento complexo (Delalibera *et al.*, 2020; Delalibera; Giongo, 2008; Mendonça, 2017).

As estacas metálicas começaram a serem empregadas juntamente com as demais antes dos anos 2000, conforme observado no trabalho de Hachich *et al.* (1998), ao mostrar umas das estacas metálicas da ponte da Rua Wandenkolk sobre o rio Tamanduateí, em São Paulo, com mais de 20 anos de execução. Seu emprego se propagou em obras de arte (pontes e viadutos) ou contenções por serem mais resistentes à cravação do que as estacas de concreto, por causa do seu efeito cortante proveniente da forma do perfil. Além disso, as estacas metálicas possuem facilidade de execução, corte e emenda, e apresentam elevada resistência à tração e flexão (Delalibera; Sivelli; Giongo, 2019; Mendonça, 2017).

Em contrapartida, além das estacas em perfis tipo I e H, as estacas feitas a partir de trilhos de trem também são muito utilizadas, conforme ilustra a Figura 1.2 (Delalibera; Sivelli; Giongo, 2019).

Figura 1.2 - Estacas metálicas: perfil I (a); trilhos de trem (b)



Fonte: GrupoAE (2013); APL engenharia (2019).

Como não existem prescrições normativas específicas para o dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas, emprega-se o método das bielas e tirantes estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2023) que utiliza como premissa o estudo de Blévoet e Frémy (1967). Este

método considera o caminhamento completo das cargas dentro da estrutura, e não se restringe à análise de uma determinada seção (Adebar; Kuchma; Collins, 1990; Mendonça, 2017; Delalibera; Sivelli; Giongo, 2019).

Pelo fato de as estacas metálicas serem elementos cravados, a ABNT NBR 6122 (2022) recomenda o controle de cravação durante sua execução para assegurar a ortogonalidade da seção em relação ao eixo longitudinal.

A Figura 1.3 ilustra a falta de controle durante a cravação das estacas, evidenciando um erro executivo na orientação durante o procedimento. Esse problema foi um dos principais motivos que impulsionaram a realização desta pesquisa.

Figura 1.3 - Execução de estacas metálicas com erro executivo de cravação



Fonte: Setef Fundações Eireli (2020).

Outro parâmetro debatido é o comprimento de embutimento da estaca metálica no bloco, que decorrente da ausência de normativas específicas que possibilitem um controle mais preciso no dimensionamento e na execução desses elementos de fundação.

A Figura 1.4 ilustra o cenário onde é improvável assegurar controle no comprimento de embutimento da estaca no interior do bloco.

Figura 1.4 – Estacas metálicas com comprimentos de embutimento distintos



Fonte: GrupoAE (2013).

Embora seja difícil garantir o controle do comprimento de embutimento da estaca no bloco durante a execução, esse controle deve ser assegurado, pois esse parâmetro altera a rigidez e influencia a capacidade portante do elemento. Isso ocorre porque o comprimento de embutimento está relacionado com o ângulo de inclinação das bielas e, conseqüentemente, com as tensões nodais. Em outras palavras, quanto maior o comprimento de embutimento, maiores as tensões nodais e menor a capacidade portante do bloco sobre estacas (Delalibera *et al.*, 2020; Gonçalves; Delalibera; De Oliveira Filho, 2022).

Diante das divergências existentes sobre o comportamento de bloco sobre estacas metálicas e a idealização dos modelos de projetos, estudos têm utilizado simulações numéricas para uma compreensão mais aprofundada do comportamento desse tipo de elemento estrutural. Essa abordagem se justifica pelo alto custo associado à realização de ensaios em escala real ou reduzida, além da possibilidade de integração do conhecimento teórico com os dados experimentais previamente obtidos.

Nesse contexto, destaca-se a viabilidade das simulações numéricas como ferramenta essencial na análise estrutural, possibilitando a previsão do comportamento em serviço e a identificação antecipada de falhas. Além disso, essas simulações numéricas permitem a avaliação de diferentes parâmetros, como o comprimento de embutimento das estacas, a presença de chapas de aço no topo das estacas ou a presença de armaduras de ancoragem soldadas nos perfis (Silva; Delalibera; Santos, 2017; Delalibera; Sivelli; Giongo, 2019; Gonçalves, 2020; Gonçalves; Delalibera; De Oliveira Filho, 2022).

Nessa perspectiva, esta pesquisa realiza simulações numéricas para melhor compreender o funcionamento de blocos sobre duas estacas metálicas, considerando, particularmente, o comprimento de embutimento e a orientação das estacas metálicas em relação ao eixo longitudinal do bloco.

Para representar de forma mais precisa o comportamento não-linear do concreto do bloco, adota-se o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). A escolha desse modelo se justifica pelo fato de combinar as características de dois fenômenos principais: plasticidade e dano do concreto. Além disso, o modelo apresenta uma boa correlação com os resultados experimentais, reforçando sua adequação para a análise proposta (Behnam; Kuang; Samali, 2018; Silva; Christoforo; Carvalho, 2021; Neuberger *et al.*, 2023).

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Geral

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar, por meio de simulação numérica, a influência do embutimento e da orientação das estacas metálicas no comportamento estrutural e na força de ruptura de blocos de fundação com duas estacas metálicas.

### 1.1.2 Específicos

Quanto aos objetivos específicos para o trabalho, têm-se:

- a) calibrar o modelo numérico a partir de ensaios realizados para posterior estudos paramétricos;
- b) analisar a distribuição e evolução das tensões nas bielas para identificar o comportamento estrutural no modelo;
- c) comparar os resultados obtidos com modelos teóricos de cálculo para projeto.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

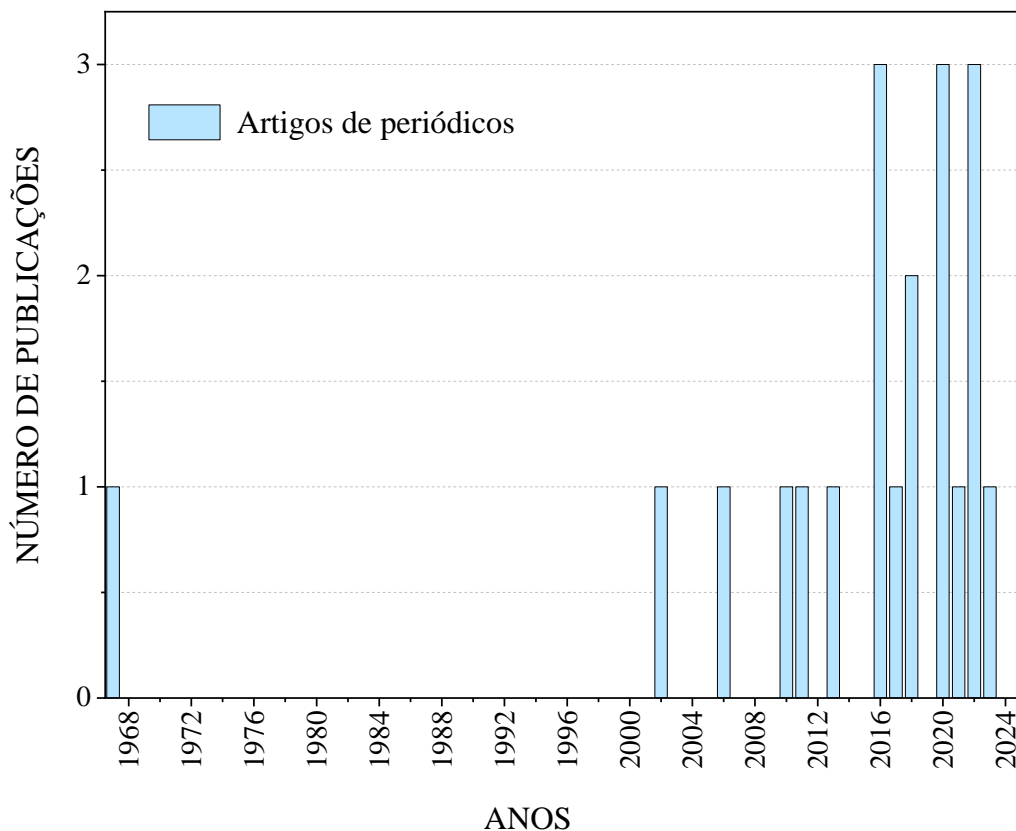
O dimensionamento dos blocos sobre estacas é normalmente determinado mediante o método de bielas e tirantes. No entanto, não há distinção das estacas utilizadas, uma vez que

não são discretizadas ou especificadas em normativas (ABNT NBR 6118, 2023; Tomaz, 2018; Gonçalves, 2020; Gonçalves *et al.*, 2022).

Em contrapartida, embora haja um crescente emprego de estacas metálicas, ainda persistem dúvidas acerca da distribuição de tensões e do método de bielas e tirantes ideal (Delalibera; Gonçalves, 2020). Por este motivo, pela deficiência de literaturas técnicas quanto ao dimensionamento, execução correta e distribuição de tensões em blocos sobre estacas metálicas, pode-se constatar similarmente a Gonçalves (2020), Gonçalves *et al.* (2022), e na pesquisa bibliométrica, a existência de lacuna de conhecimento sobre o tema.

Para demonstrar a relevância da temática e comprovar a ausência de trabalhos científicos, foram pesquisadas publicações na plataforma *Scopus* utilizando a *string* de busca (“*piles caps*” AND “*steel piles*”). A busca foi limitada aos artigos de pesquisa originais de periódicos, em idioma inglês, e incluiu a expressão no título, resumo ou palavras-chave, com documentos datados entre 1967 e 2024. A Figura 1.5 mostra a evolução do número de publicações por ano.

Figura 1.5 – Documentos publicados por ano na plataforma *Scopus* para a string “*piles caps*” AND “*steel piles*”



Fonte: *Scopus* (2024).

De forma geral, os blocos sobre estacas são estruturas que demandam conhecimentos específicos mais aprofundados, pois se tratam de elementos enterrados que, após sua execução, tem difícil inspeção. Em vista dessa complexidade, não se conhece claramente o comportamento estrutural dos blocos. Especificamente, não há um conhecimento preciso sobre o comportamento da biela e o fluxo de tensões em blocos sobre estacas metálicas, em relação ao comprimento de embutimento e a orientação das estacas. Essa lacuna decorre da falta de estudos técnicos e da ausência de normas específicas que estabeleçam diretrizes para o uso de estacas metálicas (Tomaz, 2018; Gonçalves, 2020; Gonçalves *et al.*, 2022).

Atualmente, apenas o manual da Gerdau (2018) traz instruções para execução desse tipo de elemento estrutural em material metálico, enquanto a ABNT NBR 6122 (2022) aborda o método de cravação para esse tipo de estaca. No entanto, esses documentos não fornecem orientações detalhadas nem informações sobre ensaios experimentais (Gerdau, 2018; Delalibera *et al.*, 2020; Delalibera; Gonçalves, 2020).

Em contrapartida, mesmo com as recomendações de procedimentos executivos de cravação para estacas metálicas ou de aço prescritas no Anexo F da ABNT NBR 6122 (2022), ainda ocorrem erros executivos relacionados à ortogonalidade da seção em relação ao seu eixo longitudinal.

Nesse contexto, o presente estudo espera contribuir para uma compreensão mais aprofundada da distribuição e da evolução das tensões no interior de blocos sobre duas estacas metálicas. A análise busca avaliar a influência da variação do comprimento de embutimento e da orientação das estacas em relação ao eixo longitudinal do bloco de coroamento, por meio de simulação numérica. O intuito é identificar os parâmetros que influenciam o fluxo de tensões no interior do bloco, além de verificar a correlação entre o comportamento dessas tensões, a rigidez e a capacidade portante dos blocos.

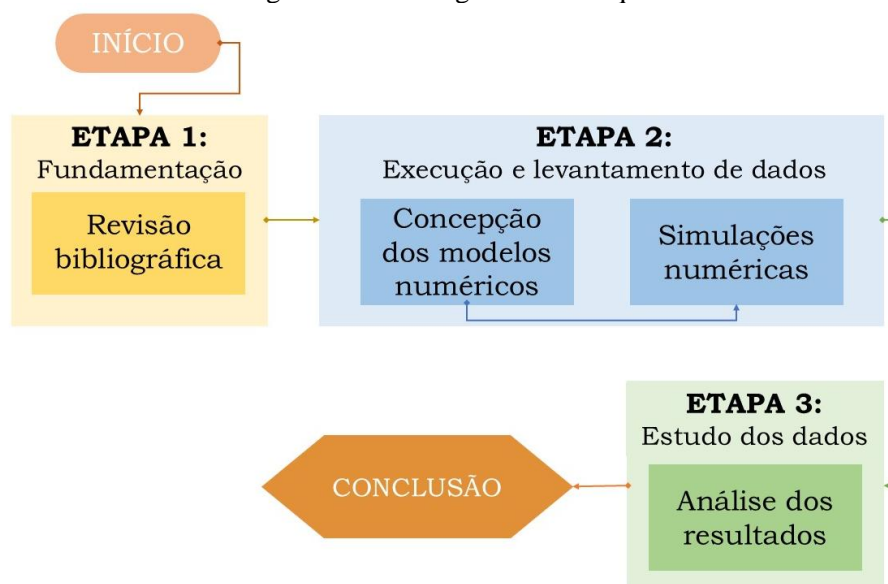
### 1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

A pesquisa classifica-se como teórico-numérica, com caráter qualitativo e exploratório. Qualitativa, por inicialmente buscar um melhor entendimento sobre o fenômeno ao qual os blocos de fundação estão sujeitos, para, posteriormente, compreender o comportamento do elemento.

Exploratória, por investigar a variação do embutimento e da orientação das estacas e a resistência característica à compressão do concreto. Para tanto, dividiu-se a pesquisa em três

etapas: etapa 1 – fundamentação, caracterizada pela revisão bibliográfica; etapa 2 – execução e levantamento dos dados, caracterizada pela metodologia aplicada; e etapa 3 – estudo dos dados, caracterizada pela análise dos resultados, conforme Figura 1.6.

Figura 1.6 - Fluxograma da Pesquisa



Fonte: A própria autora.

A Figura 1.6 ilustra, de maneira sucinta, a sequência das etapas que nortearam o desenvolvimento desta pesquisa.

### 1.3.1 Descrição dos Capítulos

O presente trabalho é composto por 6 seções e referências, tendo como descrição:

- **Capítulo 1 – Introdução:** contextualiza o problema de pesquisa, justifica a relevância do estudo e apresenta os objetivos do trabalho;
- **Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica:** aborda os principais estudos científicos sobre o tema, além das recomendações normativas e técnicas pertinentes;
- **Capítulo 3 – Metodologia:** detalha o processo metodológico que orienta a pesquisa, descrevendo as ferramentas empregadas e os procedimentos adotados para a modelagem numérica;
- **Capítulo 4 - Calibração da simulação numérica:** discute a parametrização das variáveis do modelo constitutivo CDP (*Concrete Damage Plasticity*) e o estudo da malha do modelo numérico com base em dados experimentais;

- **Capítulo 5 - Resultados e discussões:** exibe e analisa os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos, evidenciando o impacto das variações no comprimento de embutimento, na orientação das estacas e na resistência característica do concreto;
- **Capítulo 6 – Conclusões:** sintetiza as considerações relativas à metodologia empregada e aos resultados obtidos mediante a análise numérica, além de sugestões para pesquisas futuras.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

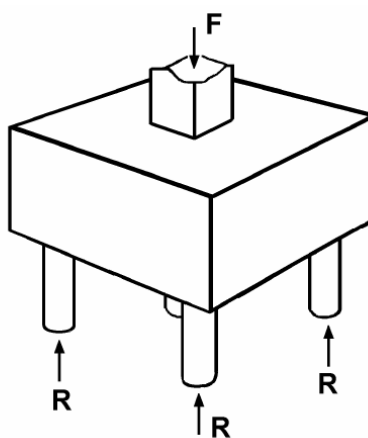
A presente revisão bibliográfica foi dividida em seis seções. A seção 2.1 apresenta considerações quanto ao bloco de coroamento de acordo com a literatura. As seções 2.2 e 2.3 abordam os métodos analíticos de dimensionamento de blocos sobre duas estacas e recomendações normativas empregadas atualmente. As seções 2.4 e 2.5 discutem os estudos experimentais e numéricos já realizados que consideram modelos os blocos sobre estacas metálicas. E, por fim, a seção 2.6 sintetiza o conteúdo abordado nessa seção.

A busca por estudos relacionados aos temas mencionados foi realizada em várias bases de dados, especificamente, no Periódico CAPES, *Scopus*, *Web of Science* e *Google Scholar*.

### 2.1 BLOCOS DE COROAMENTO OU BLOCOS SOBRE ESTACAS

Por definição, os blocos sobre estacas, ou blocos de coroamento são estruturas tridimensionais maciças em concreto armado responsáveis por garantir a solidarização de estacas ou tubulões. Esses elementos são encarregados de transmitir ao solo as forças advindas dos pilares, ou seja, as ações provenientes da superestrutura, conforme mostrado na Figura 2.1 (Burgos Filho; Zarzar Júnior; Oliveira, 2016; Delalibera, 2006).

Figura 2.1 - Bloco sobre estacas

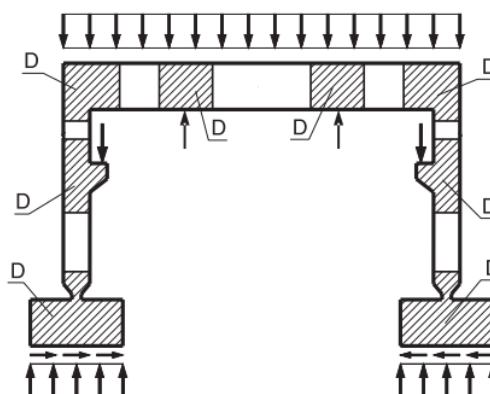


Fonte: Delalibera (2006).

Os blocos de coroamento são elementos cuja localização impossibilita a inspeção após a execução. Dessa forma, exige-se que os engenheiros possuam conhecimentos específicos quanto aos seus comportamentos (Burgos Filho; Zarzar Júnior; Oliveira, 2016; Delalibera, 2006).

A análise estrutural de blocos sobre estacas pode ser efetuada por meio de análise linear, plástica ou não-linear, sendo necessário a aplicação de um procedimento adequado, como é o caso dos elementos finitos (ABNT NBR 6118, 2023). Isto se dá porque são estruturas nas quais possuem as chamadas regiões de descontinuidade (*Regions-D*), conforme Figura 2.2. Para esse tipo de elemento estrutural, estas descontinuidades são geométricas e estáticas, por causa das mudanças bruscas de geometria (pilar-bloco) e zonas de aplicações de cargas concentradas, ao qual normalmente é empregado o método de bielas e tirantes como método de análise.

Figura 2.2 - Distintas regiões de descontinuidade na estrutura



Fonte: Adaptado de EHE-08 (2011).

Os blocos devem ser estruturas rígidas capazes de suportar os esforços atuantes da superestrutura, de modo a não sofrer deformação (Fusco, 2013). Dessa forma, podem ser classificados como rígidos ou flexíveis.

Para o dimensionamento dos blocos rígidos, são admitidos os métodos tridimensionais lineares ou não lineares e métodos das bielas e tirantes (STM - *Strut and Tie Method*), que é capaz de garantir a flexão e cisalhamento nas duas direções, a tração concentrada nas linhas sobre as estacas e a transmissão dos esforços do pilar as estacas através das bielas. Enquanto que para os blocos flexíveis, exige-se que as forças internas e externas sejam distribuídas de forma eficiente, utilizando-se os métodos clássicos para dimensionamento de vigas e lajes, por causa dos efeitos da punção (ABNT NBR 6118, 2023; Delalibera *et al.*, 2020).

O modelo de bielas e tirantes também é empregado para o dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas, conforme estudos de Tomaz (2018), Gonçalves (2020) e Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022). A ABNT NBR 6118 (2023) não faz distinção entre os tipos das estacas a serem utilizadas no modelo, e a ABNT NBR 6122 (2022) não fornece informações executivas detalhadas de estacas metálicas ou aço em blocos de concreto.

Diferentemente, a normativa anterior, ABNT NBR 6122 (1996), informava que, para estacas submetidas à compressão, deveria ser adotado um embutimento de 20 cm no bloco, além de efetuar a fretagem, mediante espiral em cada estaca metálica. Para as estacas que trabalhavam à tração, deveria ser soldada uma armadura capaz de transmitir ao bloco de coroamento as solicitações da superestrutura.

## 2.2 MODELOS ANALÍTICOS

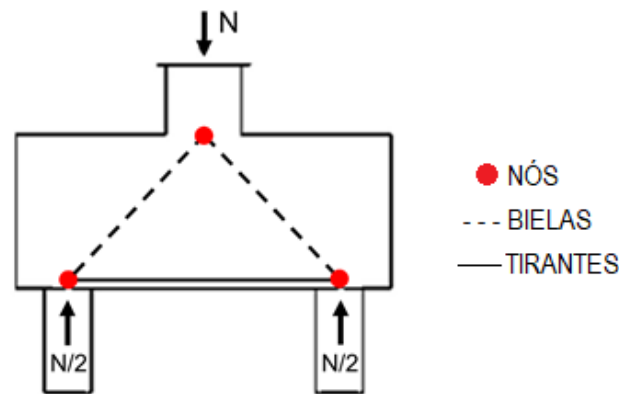
Dentre os métodos utilizados no meio técnico para o dimensionamento estrutural de blocos sobre estacas, destacam-se o método de bielas e tirantes, baseado nos critérios de Blébot e Fremy (1967), Schlaich e Schäfer (1991), Fusco (2013) e Melendez (2019).

### 2.2.1 Método das bielas e tirantes – Blébot e Frémy (1967)

O método de dimensionamento *Strut and Tie*, baseado nos estudos de Blébot e Frémy (1967), é o mais empregado em blocos rígidos, pois considera o equilíbrio das tensões internas em seu estado limite último (ELU) por meio da idealização de treliça plana para blocos de duas estacas, e treliça espacial, para três ou mais estacas. Este método representa com melhor precisão o comportamento estrutural interno dos blocos sobre estacas, por que considera o caminhamento completo das cargas dentro da estrutura, e não apenas em uma determinada seção (Adebar; Kuchma; Collins, 1990; Delalibera; Giongo, 2008; Mendonça, 2017).

De forma simplificada, a Figura 2.3 mostra o fluxo das cargas no concreto fissurado mediante o emprego das bielas, tirantes e nós, formando uma treliça ideal isostática autoequilibrada.

Figura 2.3 – Modelo de bielas e tirantes com carga centrada



Fonte: Adaptado de Mendonça (2017).

A classificação de rigidez do bloco se dá quando o ângulo de inclinação da biela com plano horizontal estiver entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ . Já para a ABNT NBR 6118 (2023), adota-se o critério empregado nas sapatas para definição da rigidez do bloco, que deve respeitar o disposto na Equação 2.1.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.1)$$

em que:

$h$  é altura do bloco;

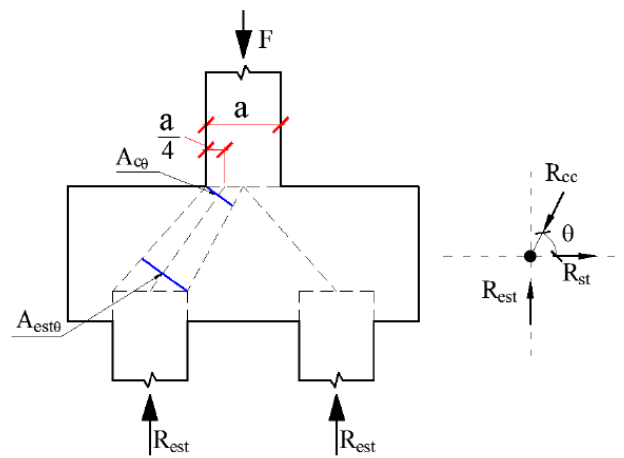
$a$  é a dimensão do bloco em determinada direção;

$a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção do bloco.

Além disso, para blocos sobre duas estacas, segundo premissas de Blévyot e Frémy (1967), o eixo da biela se forma a partir do eixo da estaca até 25% da face externa do pilar. Isso é considerado para o cálculo das tensões nodais nas áreas das estacas e do pilar projetadas na direção transversal da biela (Equação 2.2 e Equação 2.3).

A Figura 2.4 ilustra o modelo sugerido por Blévyot e Frémy (1967) para bloco apoiado em duas estacas, em que, conforme Delalibera *et al.* (2020), tratam-se:  $F_u$  é a força última aplicada no pilar em kN; “ $a$ ” é a dimensão do pilar no sentido longitudinal do bloco em cm;  $A_p$  é a área do pilar em  $\text{cm}^2$ ;  $A_{\text{est}}$  é a área da estaca em  $\text{cm}^2$ ;  $\theta$  é o ângulo de inclinação entre a biela e o plano horizontal do bloco em graus;  $R_{\text{est}}$  é a força de reação da estaca em kN;  $R_{\text{cc}}$  é a força de compressão (biela) no nó em kN;  $R_{\text{st}}$  é a força de tração (tirante) no nó em kN.

Figura 2.4 – Modelo de biela e tirantes de Blévtot e Frémy (1967)



Fonte: Delalibera *et al.* (2020).

$$\sigma_{ns} = \frac{F_u}{A_p \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (2.2)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{F_u}{2 \cdot A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (2.2)$$

em que:

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior, em kN/cm<sup>2</sup>.

Os limites das tensões nodais recomendadas por Blévtot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas são definidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Limites para as tensões nodais recomendados Blévtot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	1,40. $f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	1,0. $f_{cd}$

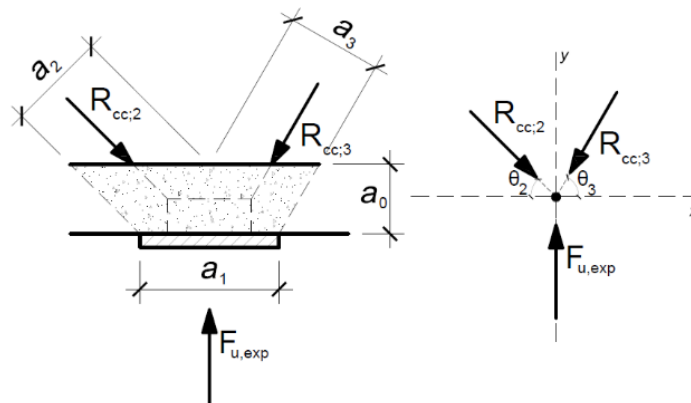
Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: Blévtot e Frémy (1967).

### 2.2.2 Modelo de Schlaich e Schäfer (1991)

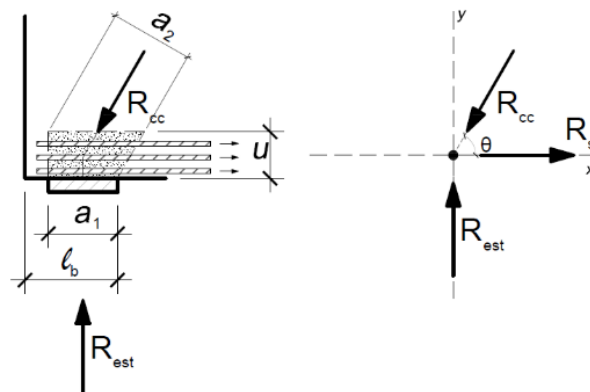
As formulações propostas por Schlaich e Schäfer (1991) também consideraram os métodos das bielas e tirantes; no entanto, são mais precisas, pois levam em conta os tipos de nós da treliça idealizada. Ou seja, os nós são diferenciados de acordo com as forças atuantes e a presença ou não de armaduras. Na região nodal superior, consideraram nós apenas as tensões de compressão (Figura 2.5), enquanto na região nodal inferior consideraram nós com incidência de tração por causa da ancoragem das barras (Figura 2.6).

Figura 2.5 - Descrição de nó apenas com tensão de compressão



Fonte: Schlaich e Schäfer (1991) adaptado por Tomaz et al. (2018).

Figura 2.6 - Descrição de nó com barras ancoradas



Fonte: Schlaich e Schäfer (1991) adaptado por Tomaz *et al.* (2018).

O valor de  $a_0$ , que delimita o volume de concreto, está sujeito a forças de compressão atuantes em direções diferentes (Equação 2.4):

$$a_0 \geq a_1 \cdot \cos(\theta_2) \cdot \text{sen}(\theta_2) = a_1 \cdot \cos(\theta_3) \cdot \text{sen}(\theta_3) \quad (2.4)$$

Os cálculos das tensões nodais superiores e inferiores, conforme critérios de Schlaich e Schäfer (1991), são dadas pelas Equações 2.5 e 2.6.

$$\sigma_{ns} = \frac{F_{u,exp}}{a_1 \cdot b} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{\frac{R_{est}}{A_{est}}}{\left[1 + \left(\frac{u \cdot \cotg(\theta)}{a_1}\right)\right] \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (2.6)$$

em que:

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior, em kN/cm<sup>2</sup>;

$F_{u,exp}$  é a força última experimental aplicada no pilar, em kN;

$R_{est}$  é a reação de  $F_{u,exp}$  em cada estaca, em kN;

$A_{est}$  é a área da seção transversal da estaca, em cm<sup>2</sup>;

$a_0$  é a área de contribuição junto a zona nodal superior, em cm;

$a_1$  é a dimensão do pilar ou da estaca medida no sentido da biela, em cm;

$b$  é a dimensão do pilar no sentido perpendicular da biela, em cm;

$u$  é a altura de distribuição entre as barras longitudinais e uma camada de cobrimento superior, em cm;

$\theta$  é o ângulo de inclinação das bielas, em graus.

Os limites das tensões nodais superior e inferior recomendados por Schlaich e Schäfer (1991) foram distintos dos definidos por Blévoit e Frémy (1967), conforme mostra Tabela 2.2. Tomaz *et al.* (2018) afirmaram que as tensões calculadas pelo método de Schlaich e Schäfer (1991) apresentaram melhores resultados em comparação com o método de Blévoit e Frémy (1967), uma vez que não mostraram grandes variabilidades.

Tabela 2.2 - Limites para as tensões nodais recomendados Schlaich e Schäfer (1991) para blocos sobre duas estacas

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	1,10. $f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	0,80. $f_{cd}$

Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

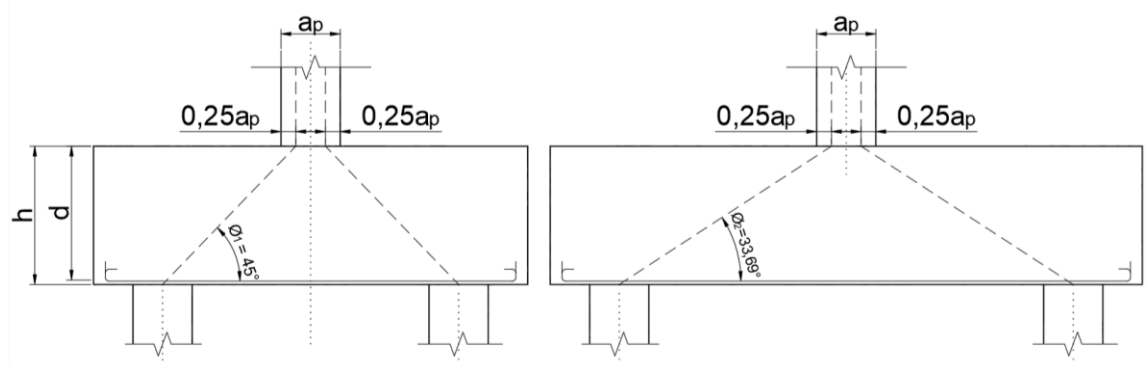
Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

### 2.2.3 Modelo de Fusco (2013)

Seguindo os princípios de Fusco (2013), para evitar deformações no bloco, o elemento estrutural deve ter altura suficiente para permitir a transmissão direta de cargas entre o pilar e o bloco, e entre o bloco e a estaca, através de bielas.

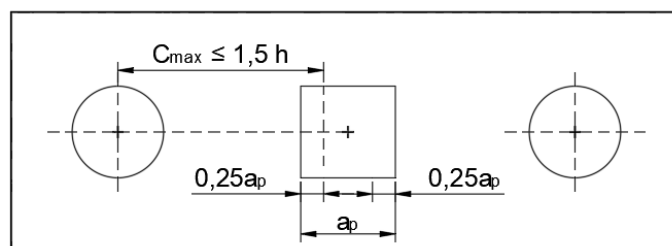
Para isso, as bielas precisariam estar inclinadas com um ângulo superior a  $26,56^\circ$  em relação à horizontal. No entanto, visando a segurança, Fusco (2013) recomendou que a altura do bloco seja suficiente para que as bielas tenham uma inclinação entre  $33,69^\circ$  e  $45^\circ$  (Figura 2.7). A inclinação das bielas pode ser determinada pela reta que une o centro da estaca ao ponto de seção da base do pilar (Figura 2.8).

Figura 2.7 - Limites das inclinações das bielas a partir da altura do bloco segundo Fusco (2013)



Fonte: Adaptado de Fusco (2013).

Figura 2.8 - Determinação dos afastamentos máximos segundo Fusco (2013)

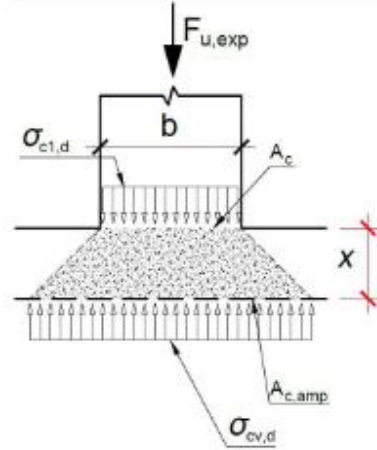


Fonte: Adaptado de Fusco (2013).

Ao contrário de outros autores, Fusco (2013) considerou que as taxas geométricas das armaduras dos pilares influenciam nas tensões de compressão do pilar-bloco, uma vez que toda tensão é distribuída na seção de contato do pilar e o bloco (Figura 2.9). Essa distribuição leva em conta uma área ampliada, que está a uma distância  $x$  do topo do bloco.

A área ampliada é 9 vezes maior que área do pilar ( $A_{c,amp} = 9.A_p$ ), dependendo exclusivamente da taxa de armadura do pilar.

Figura 2.9 - Tensões atuantes na zona nodal superior segundo Fusco (2013)



Fonte: Fusco (2013) adaptado por Tomaz *et al.* (2018).

Fusco (2013) expressou as formulações que determinam as tensões máximas de compressão das bielas junto ao topo do bloco (Equação 2.7) e junto as estacas (Equação 2.8), ao qual a tensão da zona nodal inferior ( $\sigma_{ni}$ ) está dentro dos limites aceitáveis considerando a tensão atuante nas estacas.

$$\sigma_{ns} = \frac{\sigma_{cv,d}}{\text{sen}^2(\theta)} = \frac{F_{u,exp}}{A_{c,amp} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{R_{est}}{1,4.A_{est}} \quad (2.8)$$

em que:

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{cv,d}$  é a tensão normal atuante na profundidade x da face superior do bloco determinada por  $\frac{F_{u,exp}}{A_{c,amp}}$ , em kN/cm<sup>2</sup>;

$F_{u,exp}$  é a força última experimental aplicada no pilar, em kN;

$A_{c,amp}$  é a área da seção transversal do pilar ampliada na profundidade x em relação ao topo do bloco, em cm<sup>2</sup>;

$R_{est}$  é a reação de  $F_{u,exp}$  em cada estaca, em kN;

$A_{est}$  é a área da seção transversal da estaca, em  $\text{cm}^2$ ;

$\theta$  é o ângulo de inclinação das bielas, em graus.

De acordo com Gonçalves (2020), os limites das tensões nodais inferior e superior para blocos sobre duas estacas apresentados por Fusco (2013) são expressos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Limites para as tensões nodais recomendados por Fusco (2013)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$0,2 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,2 \cdot f_{cd}$

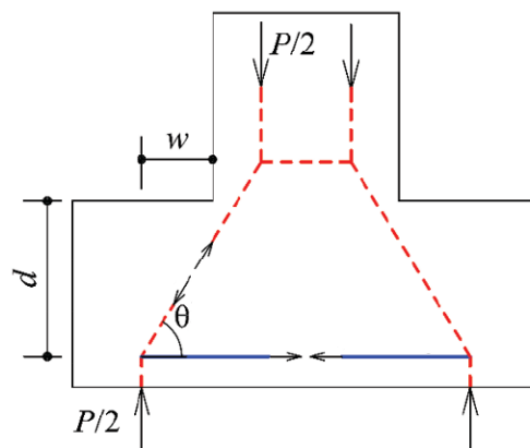
Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: Gonçalves; Delalibera; De Oliveira Filho (2022).

#### 2.2.4 Modelo de Meléndez et al. (2019)

Diferentemente dos autores supracitados, Meléndez *et al.* (2019) propuseram um método de cálculo mais refinado, no qual consideraram diferentes modos de falhas para a verificação das tensões nodais. De acordo com eles, à medida que os blocos caminham para a ruína, ocorre o afunilamento da área da região nodal superior e o aumento do ângulo da biela de compressão (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Modelo de bielas e tirantes de Meléndez *et al.* (2019)



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

No modelo proposto por Meléndez *et al.* (2019), a inclinação das bielas pode ser determinada considerando três modos de falhas locais, sendo:

- a) **Modo I:** falha local por esforço excessivo na armadura;
- b) **Modo II:** falha local por esmagamento da biela de compressão na base do pilar;
- c) **Modo III:** falha local por fendilhamento da biela de compressão por causa da abertura de fissuras transversais.

O modo de falha I leva em consideração a força necessária para romper a armadura. Para blocos sobre duas estacas, é expresso pela Equação 2.9.

$$F_{nt,u} = 2 \cdot \operatorname{tg}(\theta) \cdot A_s \cdot \sigma_u \quad (2.9)$$

em que:

$\theta$  é o ângulo de inclinação da biela, em graus;

$A_s$  é a área de aço do tirante, em  $\text{cm}^2$ ;

$\sigma_u$  é a tensão de ruptura das barras de aço do tirante, em  $\text{kN}/\text{cm}^2$ .

O modo de falha II, por sua vez, considera o esmagamento do concreto próximo ao pilar e restringe a força na biela, levando em consideração a resistência plástica do concreto, determinada através da Equação 2.10. A resistência plástica do concreto é dada em função da resistência à compressão do concreto, conforme a Equação 2.11.

$$F_{ns,1} = 9 \cdot f_{cp} \left( \frac{d}{\sqrt{2} \cdot \operatorname{tg}(\theta)} - w \right)^2 \cdot \operatorname{sen}^2(\theta) \quad (2.10)$$

$$f_{cp} = \begin{cases} 1,0 \cdot f_c \rightarrow \text{se } f_c \leq 20\text{MPa} \\ 0,27 \cdot \sqrt{f_c^3} \rightarrow \text{se } f_c > 20\text{MPa} \end{cases} \quad (2.11)$$

em que:

$f_{cp}$  é a resistência plástica equivalente do concreto, em  $\text{kN}/\text{cm}^2$ ;

$f_c$  é a resistência à compressão do cilindro do concreto, em MPa;

$\theta$  é o ângulo de inclinação da biela, em graus;

$d$  é a altura útil do bloco, em cm;

$w$  é a distancia entre a face do pilar e o eixo longitudinal da estaca, em cm.

O modo de falha III considera a ruptura por fendilhamento da biela por causa da abertura transversais das fissuras, ocasionadas pela tração diagonal do concreto. Para este, admite-se a redução da resistência à compressão do concreto, a fim de reduzir as tensões de tração transversais e garantir a compatibilidade de deformação na região nodal inferior.

Para tanto, o modo de falha III é determinado de forma interativa, em função da deformação da armadura ( $\varepsilon_s$ ), da deformação do concreto na região nodal inferior ( $\varepsilon_y$ ), e da deformação da biela na região nodal inferior ( $\varepsilon_b$ ), conforme a Equação 2.12.

$$F_{ns,2} = \frac{2 \cdot \text{sen}(\theta) \cdot A_{est\theta} \cdot f_{cp}}{0,8+170 \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_y + \varepsilon_b)} \quad (2.12)$$

O valor da área da seção da estaca projetada perpendicular ao eixo da biela ( $A_{est\theta}$ ) é determinado pela Equação (2.13). Enquanto, os valores de  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_b$  são calculados pelas Equações 2.14, 2.15 e 2.16, respectivamente.

$$A_{est\theta} = [h_{est} \cdot \text{sen}(\theta) + 2 \cdot Emb \cdot \cos(\theta)] \cdot l_{est} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_s = \frac{F}{2 \cdot \text{tg}(\theta) \cdot E_s \cdot A_s} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_y = \frac{F/2}{E_c \cdot h_{est} \cdot l_{est}} \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_b = \frac{F}{2 \cdot \text{sen}(\theta) \cdot E_c \cdot A_{est\theta}} \quad (2.16)$$

em que:

$h_{est}$  é a altura da estaca, em cm;

$Emb$  é o comprimento de embutimento da estaca no bloco, em cm;

$l_{est}$  é a largura da estaca, em cm;

$F$  é a força aplicada no pilar, kN;

$E_s$  é o módulo de elasticidade da armadura, expresso em kN/cm<sup>2</sup>;

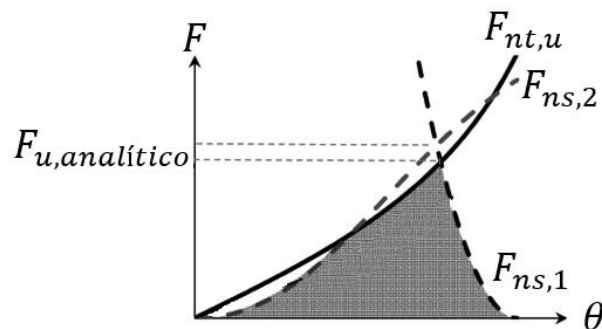
$A_s$  é a área de aço do tirante, em  $\text{cm}^2$ ;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto do bloco, expresso em  $\text{kN/cm}^2$ .

Os valores de  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_b$  e  $F_{ns,2}$  são calculados ao admitir-se um valor para  $F$ . Sendo os valores de  $F_{nt,u}$ ,  $F_{ns,1}$  e  $F_{ns,2}$  plotados em função do ângulo de inclinação da biela (Força *versus*  $\theta$ ), a fim de determinar se o bloco rompe por causa da falha por flexão ou por falha por fendilhamento da biela.

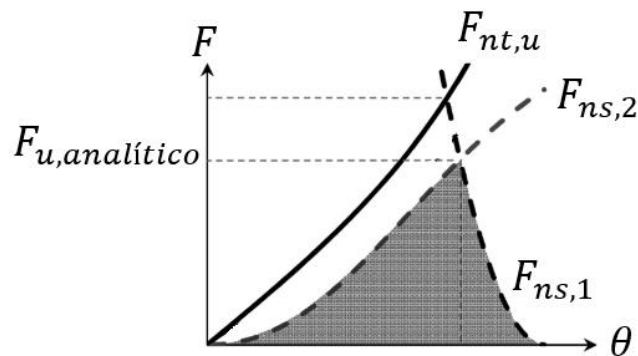
O bloco sofre falha por flexão quando o  $F_{u,analítico}$  se encontra determinado entre a intercessão entre os pares  $F_{nt,u}$  e  $F_{ns,1}$  (Figura 2.11). Entretanto, rompe por fendilhamento da biela quando  $F_{u,analítico}$  é determinado pela intercessão entre os pares  $F_{ns,1}$  e  $F_{ns,2}$  (Figura 2.12).

Figura 2.11 - Gráfico típico do modelo de Meléndez (2019) - falha por flexão



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

Figura 2.12 - Gráfico típico do modelo de Meléndez (2019) - falha por fendilhamento da biela



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

De acordo com Gonçalves (2020), os limites para as tensões nodais apresentadas por Meléndez *et al.* (2019) são dados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Limites para as tensões nodais recomendados por Meléndez *et al.* (2019)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,0 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$\frac{f_{cp}}{0,8 + 170 \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_y + \varepsilon_b)}$

Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior;  $\varepsilon_s$  - deformação da armadura;  $\varepsilon_y$  - deformação do concreto na região nodal inferior;  $\varepsilon_b$  - da deformação da biela na região nodal inferior.

Fonte: Gonçalves (2020).

### 2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Conforme mencionado na pesquisa, não existem normas específicas para o dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas. Em vista disso, admite-se para seu dimensionamento as mesmas premissas e métodos de cálculos aplicáveis aos blocos sobre estacas de concreto.

Para tanto, seguem-se as recomendações normativas, tanto nacionais quanto internacionais, para a verificação das tensões nodais consideradas em blocos sobre estacas de concreto, uma vez que esses são os principais parâmetros para se avaliar a segurança do concreto, além das recomendações executivas aplicáveis aos blocos sobre estacas metálicas.

#### 2.3.1 ABNT NBR 6118:2023 - Norma brasileira

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023) classifica os blocos sobre estacas em duas categorias: rígido e flexível. Classifica-se um bloco como rígido quando assume a premissa de rigidez disposta na Equação 1 (item 2.2.1).

Para este tipo de bloco, a norma recomenda o uso de modelos tridimensionais lineares ou não lineares, levando em conta as seguintes premissas:

- a) trabalho à flexão nas duas direções;
- b) transmissão das forças do pilar para as estacas pelas bielas;

- c) trabalho ao cisalhamento em duas direções, não apresentando ruína por fendilhamento (tração diagonal), mas sim por compressão das bielas.

Para os blocos flexíveis, é necessário verificar a punção.

A ABNT NBR 6118 (2023) prescreve que os eixos das bielas devem ser determinados para se aproximarem o máximo possível das tensões principais de compressão e dos tirantes. As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação entre 29,68° e 63,43° em relação ao eixo da armadura longitudinal, sendo recomendado as verificações das bielas, tirantes e nós.

Estas verificações se dão mediante a determinação das tensões nodais, sendo estas classificadas em três categorias:

- a) nós CCC: bielas prismáticas;
- b) nós CCT: bielas atravessadas por tirante único;
- c) nós CTT ou TTT: bielas atravessadas por mais de um tirante.

A Tabela 2.5 dispõe dos limites para as tensões nodais superior e inferior (nós CCC e CCT) para blocos sobre duas estacas, segundo a ABNT NBR 6118 (2023).

Tabela 2.5 - Limites para as tensões nodais para blocos sobre duas estacas recomendados pela ABNT NBR 6118 (2023)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Nota:  $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ ,  $f_{ck}$  em MPa;  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

A mesma norma também recomenda que a armadura de flexão para blocos rígidos deve ser disposta essencialmente mais de 85% nas faixas definidas pelas estacas, de modo a considerar o equilíbrio com as respectivas bielas. Além disso, a armadura deve se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

### 2.3.2 ACI 318-19 - Norma americana

A norma norte-americana ACI 318-19 (2019) possui seções específicas que se aplicam às fundações profundas dos tipos: estacas de concreto moldadas “*in loco*” (perfuradas ou

escavadas), estacas de concreto com revestimento metálico, estacas de concreto, estacas de concreto pré-moldado. A norma apresenta, particularmente, o método de bielas e tirantes para o dimensionamento de bloco sobre estacas.

De acordo o ACI 318-19 (2019), as tensões nodais devem ser limitadas admitindo coeficientes nodais ( $\beta_n$ ), conforme o tipo de região nodal, e um fator de confinamento do concreto em função da área carregada ( $\beta_c$ ), sendo este igual a 1.

Para a região nodal superior (nós CCC),  $\beta_n$  é igual a 1, e igual a 0,8 para região nodal inferior (nós CCT). Desse modo, os limites das tensões nodais recomendados pelo ACI 318-19 (2019) são dados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Limites para as tensões nodais recomendados pelo ACI 318-19 (2019)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$0,85 \cdot \beta_n \cdot \beta_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,85 \cdot \beta_n \cdot \beta_c \cdot f_{cd} = 0,68 \cdot f_{cd}$

Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: ACI 318-19 (2019).

### 2.3.3 CEB-FIB Model Code 2010 (2012)

Diferentemente do ACI 318-19 (2019), o CEB-FIB *Model Code* 2010 (2012) não fornece diretrizes específicas para blocos sobre estacas. Em vez disso, indica que estes devem ser tratados como elementos típicos de regiões com descontinuidades e apresenta recomendações gerais quanto ao modelo de cálculo empregado, especificamente o método de bielas e tirantes.

De acordo com o CEB-FIB *Model Code* 2010 (2012), os limites das tensões nodais são dados tendo em conta o tipo de região nodal (superior e inferior) e a resistência à compressão axial de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ). Para nós CCC (região nodal superior),  $K_c$  é igual a  $1,1 \cdot \eta_{fc}$ , e para os nós CCT (região nodal inferior),  $K_c$  é igual a  $0,75 \cdot \eta_{fc}$ , sendo  $\eta_{fc}$  igual a 1, pois considera a tendência de concretos com resistências superiores a 30 MPa, quando em situação de ruína.

Os limites das tensões nodais recomendados pelo CEB-FIB *Model Code* 2010 (2012) são dados conforme Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Limites para as tensões nodais recomendados pelo CEB-FIB *Model Code* 2010 (2012)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$K_c \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd} = 1,10 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$K_c \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot f_{cd}$

Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: CEB-FIB *Model Code* 2010 (2012).

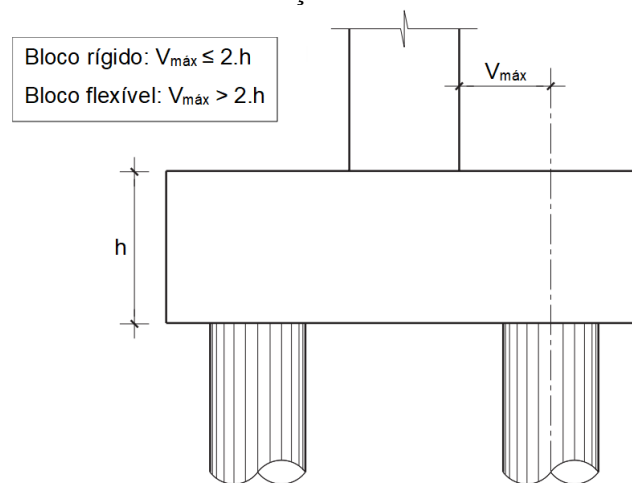
### 2.3.4 Norma espanhola EHE-08 (2011)

A norma espanhola EHE-08 (2011) apresenta diretrizes para blocos sobre estacas, classificando-os entre rígidos e flexíveis e indicando o método mais adequado para análise estrutural.

O EHE-08 (2011) estabelece, para blocos rígidos, o emprego do método das bielas e tirantes, uma vez que a distribuição de deformações nas seções transversais não é linear. Em contrapartida, para blocos flexíveis, a norma recomenda a teoria de flexão, pois as deformações nas seções transversais podem ser consideradas lineares.

A Figura 2.13 mostra os critérios de classificação dos blocos sobre duas estacas recomendados pelo EHE-08 (2011).

Figura 2.13 - Critérios de classificação dos blocos conforme EHE-08 (2011)



Fonte: Adaptado EHE-08 (2011).

De acordo com o EHE-08 (2011), os limites das tensões nodais, tanto superior quanto inferior, em blocos sobre duas estacas podem ser calculados levando em consideração os nós multicomprimidos (nós CCC) e nós com armaduras ancoradas (CCT), conforme a Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Limites para as tensões nodais recomendados pelo EHE-08 (2011)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,0 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,70 \cdot f_{cd}$

Nota:  $f_{cd}$  – resistência à compressão axial de cálculo do concreto;  $\sigma_{ns}$  – tensão nodal superior;  $\sigma_{ni}$  – tensão nodal inferior.

Fonte: EHE-08 (2011).

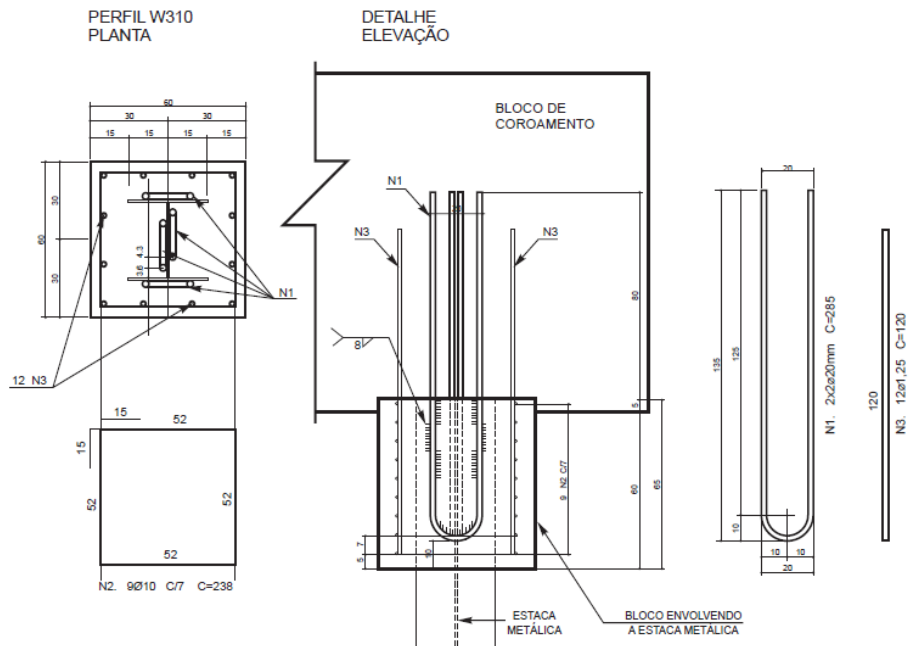
### 2.3.5 Recomendações executivas para blocos sobre estacas metálicas

Na literatura, encontra-se apenas recomendações executivas para blocos sobre estacas metálicas; sem referências específicas sobre projeto ou dimensionamento. A ABNT NBR 6122 (2022) recomenda procedimentos executivos para estacas metálicas ou de aço, especificando os métodos para a cravação das estacas, as diretrizes para as emendas e soldas, e o preparo e ligação com o bloco de coroamento.

De acordo com a norma, deve-se cortar o trecho danificado das estacas metálicas durante a cravação ou excesso em relação à cota de arrasamento, e a ligação entre a estaca e o bloco deve ser projetada de modo a garantir a transferência adequada dos esforços. Contrariamente ao que era prescrito na ABNT NBR 6122 (1996), que recomendava um embutimento de 20 cm da estaca no bloco, com fretagem através de espiral, o Manual de estacas metálicas da Gerdau (2018) sugere o emprego de “pescoço” com concreto armado e fretado abaixo da cota de arrasamento (Figura 2.14) aliado o uso de armadura soldada na estaca.

Esse procedimento, conforme o Manual da Gerdau (2018), visa garantir que as cargas resistidas pelo bloco sejam transferidas adequadamente e com continuidade apropriada para a estaca.

Figura 2.14 - Detalhe executivo de proposição estaca metálica-bloco em perfil W310



Fonte: Gerdau (2018).

A execução desse método, se dá primeiramente com a concretagem do “pescoço”, seguida pela da extração da forma do pescoço, compactação do solo ao redor da estaca e, por fim, a concretagem do bloco de coroamento (Figura 2.15).

Figura 2.15 - Proposição de ligação estaca metálica-bloco



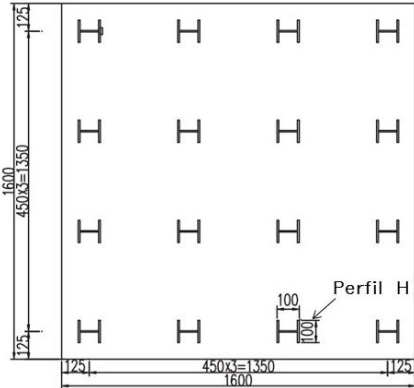
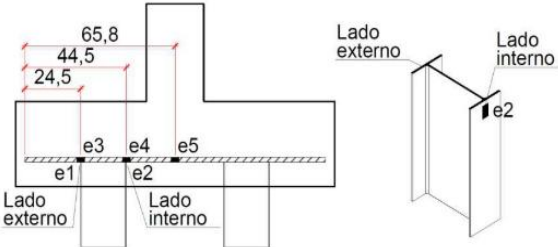
Fonte: Gerdau (2018).

O manual também desaconselha o uso de chapa metálica soldada no topo do perfil, por causa das dificuldades executivas e falta de controle de qualidade no corte e solda da chapa no perfil metálico.

## 2.4 MODELOS EXPERIMENTAIS

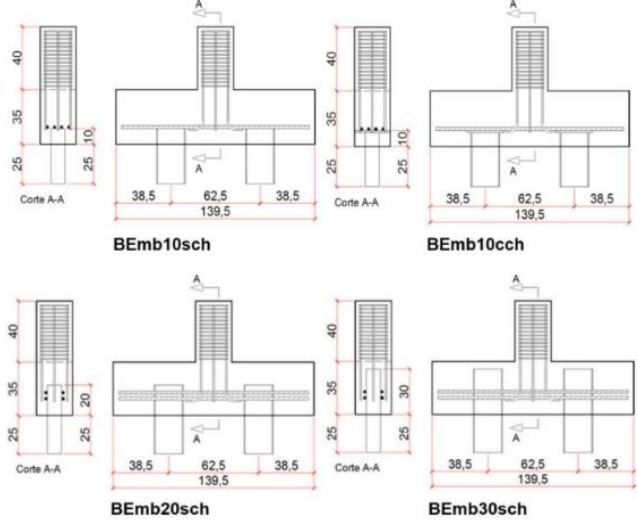
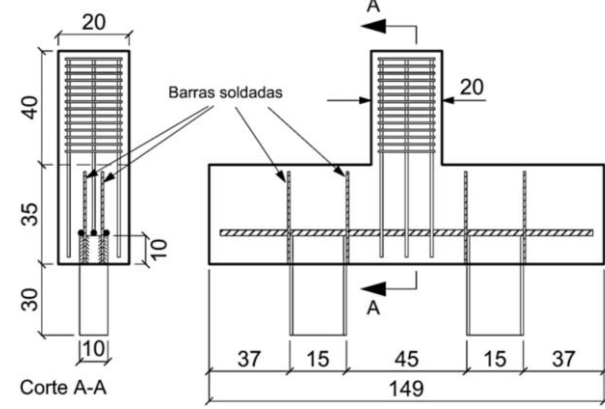
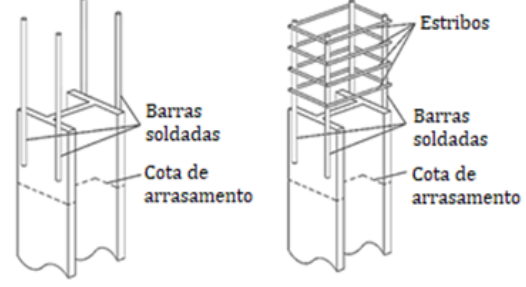
Os ensaios experimentais constituem um método amplamente empregado para aprofundar o entendimento do comportamento estrutural de blocos de concreto sobre estacas, com destaque para aqueles apoiados em estacas metálicas. Nesse contexto, o método de bielas e tirantes é frequentemente utilizado para o dimensionamento desses elementos estruturais, conforme mostrado na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Trabalhos nacionais e internacionais de blocos sobre estacas metálicas efetuadas, por meio de ensaio – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Xiao e Chen (2013)	 <p>(a) Planta-baixa bloco</p>	<p>Ensaio de 1 bloco de concreto sobre 16 estacas metálicas. Analisar a ligação de entre estacas metálicas em perfil H e blocos de coroamento por meio de quatro barras soldadas na alma do perfil e ancoradas no bloco, quando estas estiverem sob carregamento lateral e de tração.</p>
Tomaz (2018)		<p>Ensaio de 4 blocos sobre duas estacas metálicas, tendo em conta o comprimento de embutimento da estaca no bloco e a presença de chapa de aço soldada no topo dos perfis.</p>

Fonte: A própria autora.

Tabela 2.9 – Trabalhos nacionais e internacionais de blocos sobre estacas metálicas efetuadas, por meio de ensaio – Parte 2

<p>Delalibera et al. (2020)</p>		<p>Ensaio de 4 blocos apoiados sobre duas estacas metálicas em perfil W200x15 variando embutimento em 10cm, 20cm e 30cm e chapa quadrada soldada nos perfis. Afim de analisar o comportamento estrutural do bloco de coroamento, como também verificar as tensões nas zonas nodais inferior e superior.</p>
<p>Gonçalves (2020)</p>		<p>Foram ensaiados 3 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil I, em que realizaram análises estatísticas a partir do comparativo de modelos numéricos e experimentais, tendo em conta o arranjo da ligação entre os perfis e o concreto do bloco por meio de barras soldadas e estribos ao longo da mesma.</p>
<p>Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022)</p>	 <p>1 Modelo sem barras complementares          1 Modelo com 4 barras soldadas nas abas das estacas          1 Modelo com 4 barras soldadas nas abas das estacas e estribos</p>	<p>Avaliaram o comportamento mecânico de blocos sobre estacas sobre duas estacas metálicas a partir de modelos teóricos existentes e os limites para tensões nodais recomendados pela literatura técnica. Para isso, ensaiaram 3 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas com diferentes arranjos de armaduras complementares e embutimento de 10 cm</p>

Fonte: A própria autora.

Tabela 2.9 – Trabalhos nacionais e internacionais de blocos sobre estacas metálicas efetuadas, por meio de ensaio – Parte 3

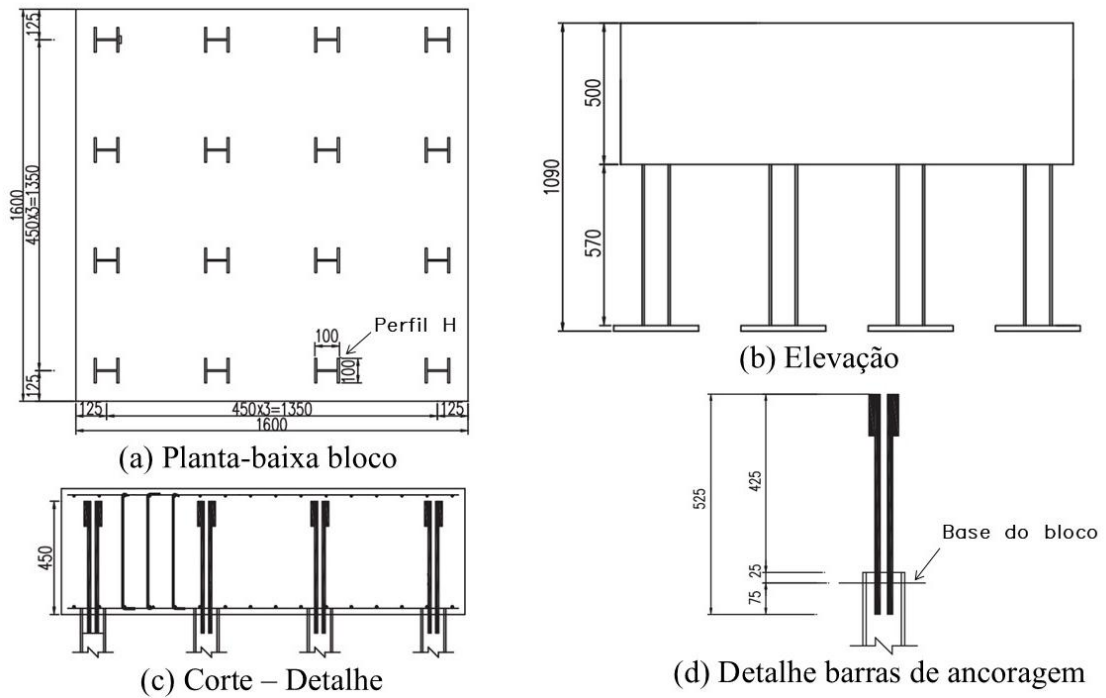
<p>Silva (2024)</p>		<p>Avaliou o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil W ao variar os diâmetros das armaduras do tirante e as espessuras das chapas de ligação. Foram realizados 6 modelos experimentais.</p>
---------------------	--	---

Fonte: A própria autora.

Xiao e Chen (2013) citaram que a ligação entre as estacas e os blocos de coroamento deve ser uma parte fundamental em projetos de fundação, no entanto, segundo os autores, não há muitas informações disponíveis relacionadas a ancoragem entre estacas metálicas em perfil H e blocos de coroamento, respectivamente.

Em vista disso, Xiao e Chen (2013) realizaram uma pesquisa experimental em um bloco de concreto sobre estacas 16 estacas metálicas em perfil H, nos quais sete estacas metálicas foram submetidas a cargas de tração e cargas horizontais. No ensaio, foi empregado comprimento de embutimento superficial entre as estacas e o bloco de concreto de 25mm, ao qual soldaram quatro barras de aço à alma do perfil metálico, conforme Figura 2.16. Além disso, Xiao e Chen (2013) também efetuaram análise por meio do MEF (Métodos dos Elementos Finitos), sendo esta melhor detalhada no item 2.5.

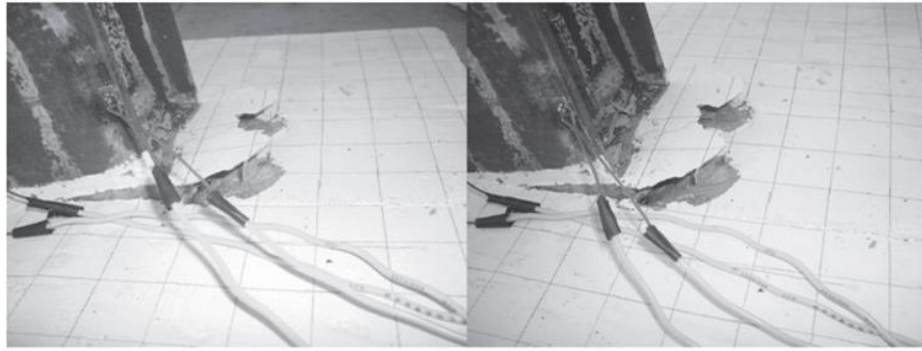
Figura 2.16 - Detalhamento ensaio experimental Xiao e Chen (2013)



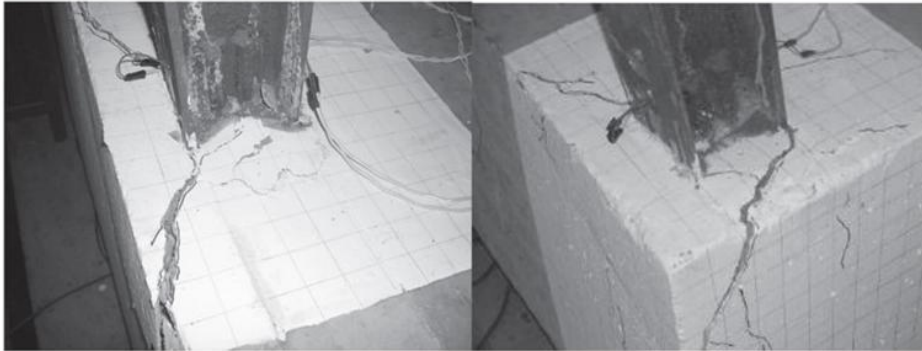
Fonte: Adaptado de Xiao e Chen (2013).

Com o ensaio, os autores observaram que os modelos submetidos a carregamento lateral no eixo fraco (eixo do plano de menor momento de inércia) e no eixo forte (eixo do plano de maior momento de inércia) das estacas metálicas apresentaram pequenas fissuras que se iniciaram junto à estaca e se dispersaram até a lateral do bloco de coroamento, conforme Figura 2.17a e Figura 2.17b.

Figura 2.17 – Plano de ruptura estacas metálicas – lateral do bloco: (a) carregamento lateral eixo fraco; (b) carregamento lateral eixo forte



(a) Carregamento lateral nas estacas localizadas nas laterais do bloco – eixo fraco

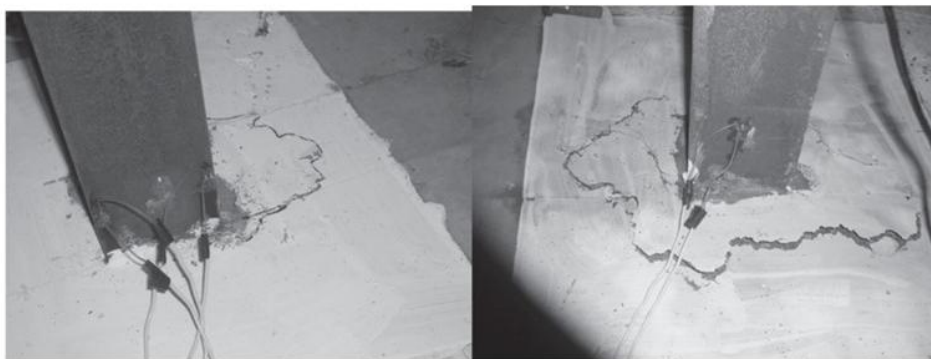


(b) Carregamento lateral nas estacas localizadas nas laterais do bloco – eixo forte

Fonte: Adaptado de Xiao e Chen (2013).

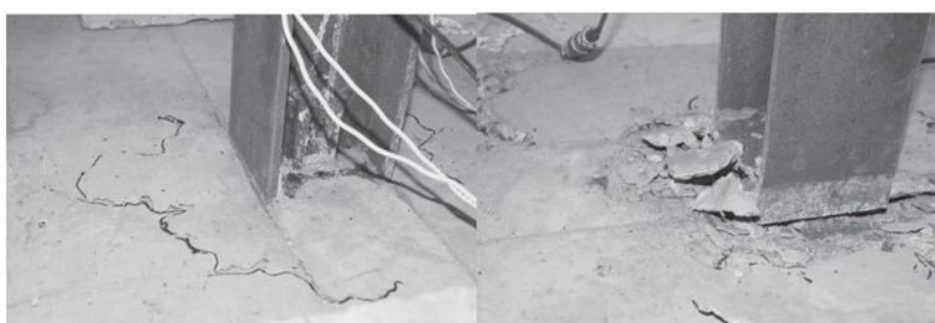
As estacas localizadas próximas ao centro do bloco, também submetidas a carregamento lateral nos eixos fraco e forte, exibiram uma grande fissura em forma de arco ao redor da estaca, caracterizando uma ruptura por deslocamento da camada de concreto, como mostra a Figura 2.18a e a Figura 2.18b. Já o modelo exposto a carregamento de tração, apresentou formação de fissuras em formato de anéis ao redor do perfil em H, seguidos pelo arrancamento do concreto e pela ruptura da barra de ancoragem, Figura 2.18c.

Figura 2.18 - Plano de ruptura estacas metálicas – centro do bloco: (a) carregamento lateral eixo fraco; (b) carregamento lateral eixo forte; (c) carregamento de tração



(a) Carregamento lateral das estacas localizadas próxima ao centro do bloco – eixo fraco

(b) Carregamento lateral das estacas localizadas próxima ao centro do bloco – eixo forte



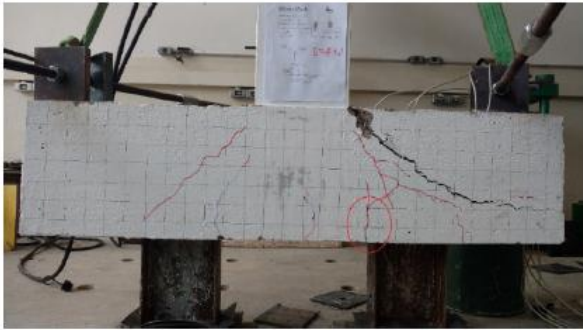
(c) Carregamento de tração da estaca localizada próxima ao centro do bloco

Fonte: Adaptado de Xiao e Chen (2013).

Tomaz (2018) realizou um ensaio experimental com quatro bloco sobre duas estacas metálicas, tendo como variantes o comprimento de embutimento do perfil no bloco e a adoção de chapa de aço soldada no topo do perfil. Para o ensaio, o autor considerou as recomendações de Blévoit e Frémy (1967) e ABNT NBR 6118 (2014).

O modelo experimental denominado Bem10sch (bloco com embutimento de 10 cm e sem chapa no topo), (Figura 2.19a), rompeu por fendilhamento da biela, iniciando na parte superior junto ao pilar e estendendo-se até as extremidades do bloco, com propagação de fissuras até um dos cantos do perfil. O modelo Bem10cch (bloco com embutimento de 10 cm e com chapa no topo do perfil), (Figura 2.19b), teve a concretagem prejudicada ao fazer uso da chapa, no entanto, teve um ganho de 9,08% no seu desempenho final, além de exibir um plano de ruptura similar ao do primeiro modelo.

Figura 2.19 - Planos de rupturas modelos: a) BEmb10sch; b) BEmb10cch



(a) Plano de ruptura do modelo BEm10sch (bloco com embutimento de 10 cm sem chapa).



(b) Plano de ruptura do modelo Bem10cch (bloco com embutimento de 10 cm com chapa)

Fonte: Tomaz (2018).

Segundo Tomaz (2018), o modelo experimental com embutimento de 20 cm (Figura 2.20a) rompeu em dois planos, ao sofrer cisalhamento na biela e na seção transversal próximo à aba do perfil em direção a extremidade do bloco, além de ter resistência última reduzida em 38,55%. Já o modelo com embutimento de 30 cm, sem chapa no topo, apresentou fissuras no concreto localizadas entre as abas do perfil na face superior do bloco de fundação, (Figura 2.20b), causando, segundo o autor, um desprendimento da camada de concreto nessa região. Para Tomaz (2018), esse modelo evidenciou a ineficácia da tensão de aderência entre o perfil e concreto por causa da pequena espessura da camada de concreto restante acima do perfil (5 cm de camada de concreto), dificultando a formação de biela e tirante.

Nesse contexto, Tomaz (2018) constatou em seus ensaios experimentais que o comprimento de embutimento influencia a rigidez do bloco, e o uso de chapa no topo do perfil aumenta a resistência última desse elemento.

Figura 2.20 – Planos de ruptura modelos: a) BEmb20sch; b) BEmb30sch



(a) Plano de ruptura do modelo Bem20sch (bloco com embutimento de 20 cm sem chapa).



(b) Plano de ruptura do modelo Bem30sch (bloco com embutimento de 30 cm sem chapa).

Fonte: Tomaz (2018).

Semelhante a Tomaz (2018), Delalibera *et al.* (2020) verificaram que, na maioria dos modelos ensaiados, o colapso ocorreu no bloco de fundação, apresentando ruptura por tração diagonal, ou seja, fissuração da biela. Os autores constataram também que o uso com chapa no topo da estaca melhorou a capacidade portante do elemento, uma vez que seu modelo atingiu 9,18% a mais de resistência do que o bloco com mesmo embutimento de 10 cm, mas sem a chapa no topo da estaca. Além disso, evidenciaram que o comprimento de embutimento influenciou o modo de ruptura do bloco, observando-se que, conforme aumentava-se o embutimento (20 cm e 30 cm), a ruptura passou a ser definida pelo efeito de cisalhamento.

Segundo Delalibera *et al.* (2020), o colapso por cisalhamento em blocos de concreto armado está relacionado especificamente ao comprimento de embutimento.

Paliwal *et al.* (2019) realizaram ensaios laboratoriais em estaca única e em grupos de estacas metálicas de diferentes formas: circular maciça, circular vazada, em L e em H. Essas estacas foram submetidas a cargas verticais em solo (areia) com densidades relativas de 60% e 80%, utilizando os processos de pré-instalação e cravação, mantendo-se a mesma área de seção transversal e comprimento.

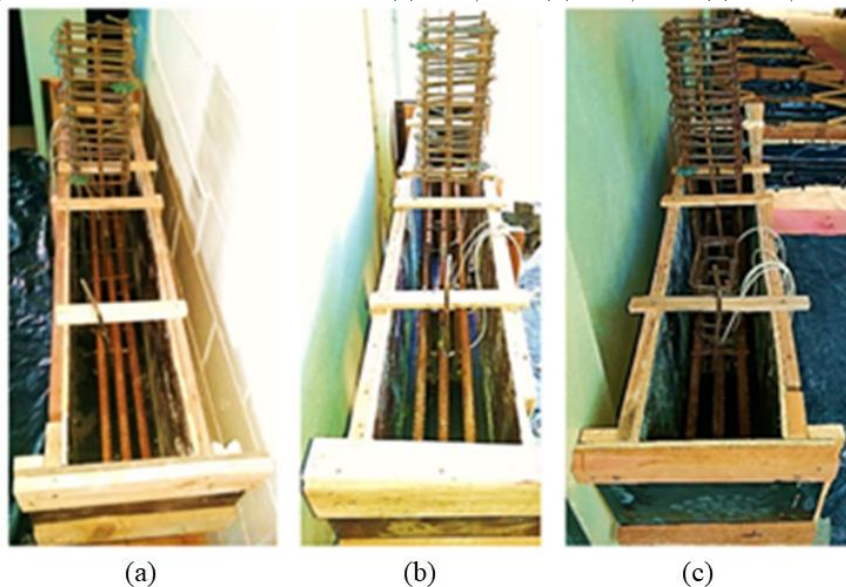
Os autores observaram que a capacidade de carga das estacas únicas foi maior na estaca de perfil H, em comparação com as outras formas transversais. A estaca em forma de L apresentou uma capacidade de carga maior que a estaca circular vazada, que, por sua vez, superou a da estaca circular maciça. Já a capacidade de carga da estaca circular maciça e circular vazada não apresentou diferença significativa.

Paliwal *et al.* (2019) constataram que a capacidade última das estacas circular maciça, circular oca e em forma de L aumentam à medida que o espaçamento e a densidade relativa do solo (areia) também aumentam, com exceção em estacas em forma de H, que apresentam uma redução na capacidade de carga com o aumento do espaçamento entre as estacas de grupo. De forma geral, os autores evidenciaram que, dentre os diferentes tipos de estacas, a estaca circular vazada apresentou a melhor capacidade última.

Gonçalves (2020) também realizou ensaio de bloco sobre duas estacas metálicas em perfil I, além de uma análise de variância sobre resultados por meio de simulações numéricas. Os modelos experimentais de Gonçalves (2020) foram dimensionados baseado nas recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e nos critérios de Blévoit e Frémy (1967). Foram considerados três modelos de bloco sobre duas estacas metálicas, com embutimento de 10 cm e com diferentes arranjos de armaduras complementares: um modelo sem barras complementares - BA<sub>s,sold0</sub> (Figura 2.21a); um modelo com 4 barras soldadas nas abas das

estacas -  $BA_{s,sold4}$  (Figura 2.21b) e um modelo com 4 barras soldadas nas abas das estacas com estribos ao longo das barras -  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  (Figura 2.21c).

Figura 2.21 – Formas dos modelos: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



Fonte: Adaptado de Gonçalves (2020).

Para o ensaio, foram admitidos perfis metálicos posicionados com a alma paralela ao comprimento do bloco, ou seja, paralela a maior dimensão do elemento. Isto se deve em decorrência da tendência de flexo-compressão das estacas. Assim sendo, para promover maior resistência à flexão mediante o posicionamento das estacas, o autor coincidiu o eixo de maior momento de inércia das estacas com o eixo de flexão.

Gonçalves (2020) observou que todos os blocos ensaiados apresentaram comportamento semelhante na fase de carregamento, ou seja, exibiram fissuras verticais nas faces próximas às estacas, além de fissuras verticais no meio do vão (Figura 2.22a). O autor também destacou que, mesmo com a abertura progressiva de fissuras na biela, os blocos deixaram de suportar o carregamento quando ocorreu o esmagamento do concreto na zona nodal superior, junto ao pilar (Figura 2.22b), caracterizando a ruptura de todos os modelos por “fendilhamento da biela com esmagamento da zona nodal superior” (Gonçalves, 2020, p.107), sendo este, semelhante ao comportamento dos modelos ensaiados por Tomaz (2018).

Figura 2.22 – Modelo experimental  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ : (a) Primeiras fissuras; (b) fissuras na ruptura

(a)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : primeiras fissuras(b)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : fissuras na ruptura

Fonte: Adaptado de Gonçalves (2020).

Gonçalves (2020) verificou que o modelo sem armadura complementar apresentou uma característica frágil, evidenciada pela ruptura brusca, grandes deformações e fissuras no bloco (Figura 2.23a), quando comparado com os modelos com armaduras complementares, que se mostraram mais dúcteis durante o colapso (Figura 2.23b). Além disso, constatou que o modelo com barras soldadas e estribos ( $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ ) exibiu uma melhor distribuição das fissuras nas bielas, com “menor número de fissuras e fissuras mais inclinadas” (Gonçalves, 2020, p.109).

Figura 2.23 - Modelo experimental – Face frontal - fissuras na ruptura (a)  $BA_{s,sold}0$ ; (b)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$

(a)  $BA_{s,sold}0$ : face frontal - fissuras na ruptura(b)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : face frontal - fissuras na ruptura

Fonte: Gonçalves (2020).

O autor também observou, em todos os modelos experimentais, a presença de uma fissura perpendicular ao comprimento do bloco, na face inferior do elemento, junto à aba interna da estaca (Figura 2.24a), o que, segundo ele, indicava o desenvolvimento de tensões na região; como também a presença de um plano de ruptura do bloco junto a região nodal superior, face

lateral do pilar (Figura 2.24b). Ademais, Gonçalves (2020) constatou que, de forma geral, o uso de armaduras complementares não influenciou na capacidade portante dos blocos.

Figura 2.24 – Plano de ruptura: (a)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : fissuras junto à estaca; (b)  $BA_{s,sold}0$ : plano de ruptura junto ao pilar



(a)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : fissuras junto à estaca

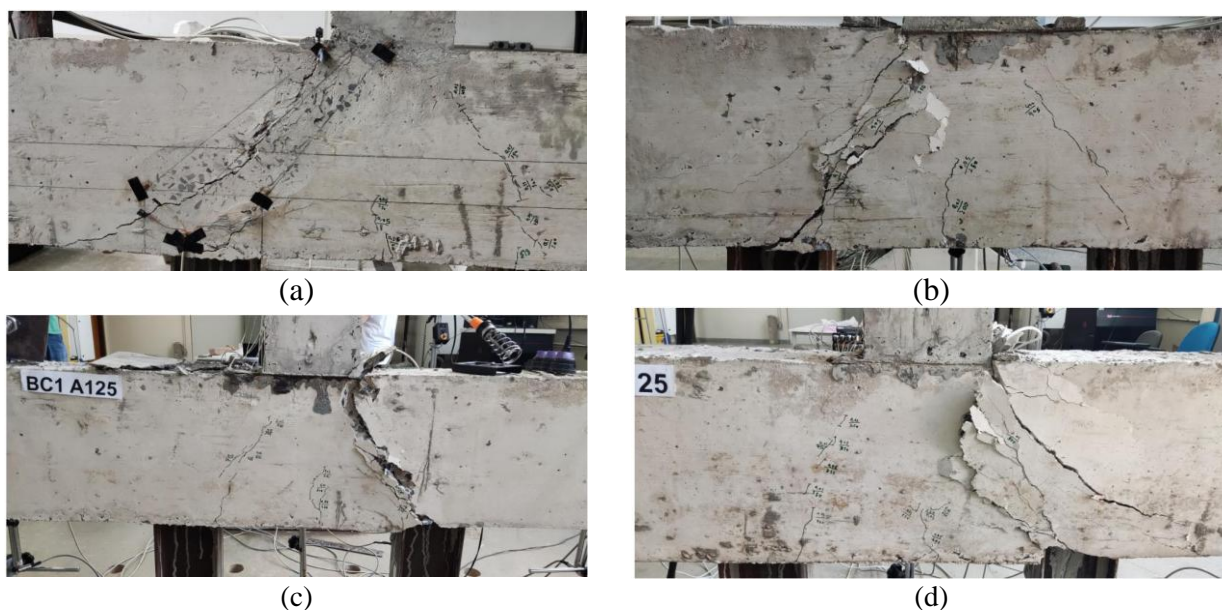
(b)  $BA_{s,sold}0$ : plano de ruptura junto ao pilar

Fonte: Gonçalves (2020).

Além dos estudos mencionados anteriormente, destaca-se também a pesquisa de Silva (2024), que investigou, por meio de ensaios experimentais, o comportamento estrutural de seis modelos de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil W laminado. O estudo incluiu duas variações de armaduras dos tirantes (12,5 mm e 20,0 mm) e três diferentes espessuras de chapas de ligação (25,40 mm, 19,05 mm e 12,70 mm), organizadas em três séries.

Os resultados indicaram que todos os modelos apresentaram comportamento mecânico semelhante. As primeiras fissuras surgiram no centro do vão e se propagaram seguindo a trajetória prevista para a região das bielas, partindo da zona nodal inferior (junto a estaca) em direção à zona nodal superior (junto ao pilar), conforme ilustrado na Figura 2.25.

Figura 2.25 - Plano de ruptura: (a) BC2 A200; (b) BC3 A200; (c) BC1 A125 E (d) BC2 A125



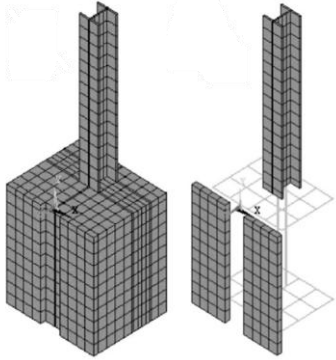
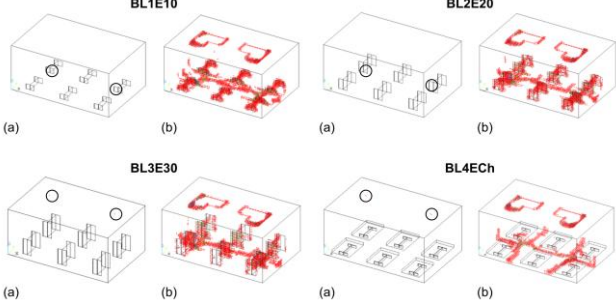
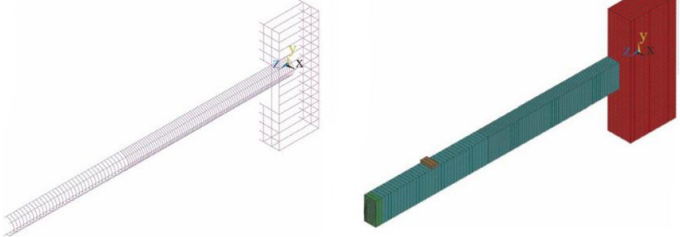
Fonte: Silva (2024).

No estudo de Silva (2024), constatou-se que a transferência de cargas entre as chapas de ligação e as estacas ocorreu de forma não uniforme. As faces internas das chapas apresentaram maior deformação em comparação as faces externas das mesas. Além disso, o autor verificou que as variações nas armaduras dos tirantes e nas espessuras das chapas de ligação não influenciaram significativamente a capacidade portante dos blocos, tampouco afetaram de maneira expressiva sua rigidez estrutural.

## 2.5 MODELOS NUMÉRICOS

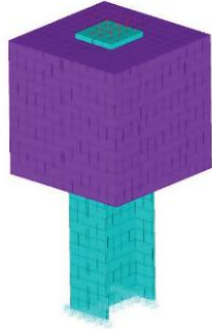
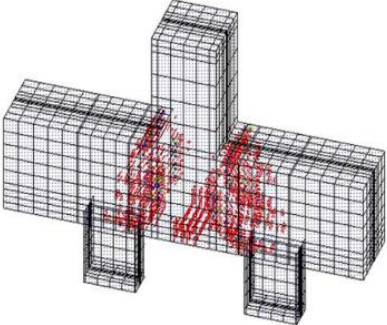
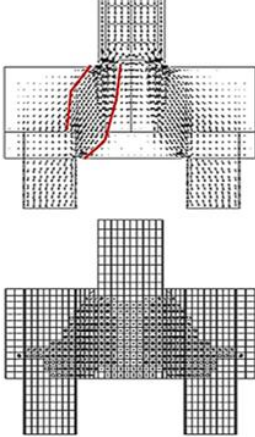
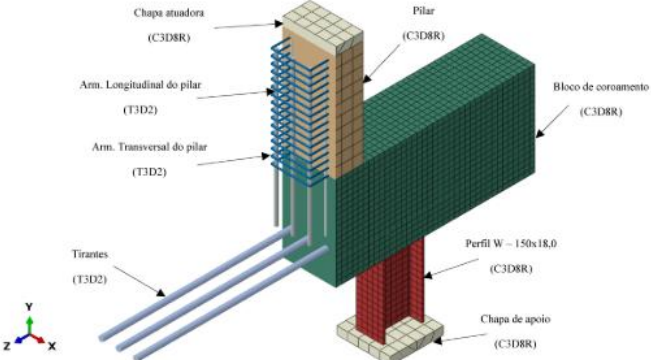
*Softwares* de modelagem numérica baseados em métodos avançados, como o método dos elementos finitos (MEF), são amplamente utilizados para simular o comportamento de materiais e estruturas sob diversas condições de carga e suporte. Esses programas têm se tornado ferramentas indispensáveis na análise e no dimensionamento de estruturas de concreto armado, apresentando resultados que mostram alta correlação com os dados obtidos em ensaios experimentais, de acordo com a Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Trabalhos nacionais e internacionais de blocos sobre estacas metálicas, por meio de análise numérica - Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Xiao e Chen (2013)		<p>Modelagem numérica de 7 blocos apoiados sobre 16 estacas com objetivo de verificar a compatibilidade entre o ensaio experimental e o numérico através dos elementos finitos. O <i>software</i> utilizado foi o ANSYS versão 10.0.</p>
Silva, Delalibera e Santos (2017)		<p>Modelagem numérica de 4 blocos sobre seis estacas metálicas com dois pilares em L, variando os comprimentos de embutimento das estacas no bloco e chapa no topo da estaca, tendo como modelo de referência os ensaios experimentais de Delalibera (2006). O <i>software</i> empregado foi o ANSYS.</p>
Kidwell <i>et al.</i> (2018)		<p>Modelagem numérica de blocos sobre estacas pré-moldadas e estacas de concreto com encamisamento metálico a fim de verificar as conexões entre a estaca e o bloco e comparar o padrão de fissuração numérico com dados experimentais. Para o estudo fizeram uso do programa computacional ANSYS.</p>

Fonte: A própria autora.

Tabela 2.10 – Trabalhos nacionais e internacionais de blocos sobre estacas metálicas, por meio de análise numérica – Parte 2

Delalibera, Sivelli e Giongo (2019)		<p>Modelagem e análise numérica de 8 blocos sobre uma estaca metálica em perfil W150x8, tendo em conta o embutimento, presença de placa de distribuição no topo da estaca e disposição de armadura. Para o estudo utilizaram o <i>software</i> ANSYS.</p>
Gonçalves e Delalibera (2020)		<p>Modelagem e análise numérica de 5 modelos de blocos sobre duas estacas metálicas variando módulo de elasticidade e a taxa de armadura sobre o topo da estaca, com o objetivo de compreender e identificar as tendências relacionadas ao comportamento estrutural de blocos. Utilizaram o programa computacional ANSYS para a simulação.</p>
Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022)		<p>Realizaram análises estatísticas a partir do comparativo de 63 modelos numéricos de blocos sobre duas estacas metálicas com ensaios experimentais, tendo em conta o arranjo da ligação entre os perfis, comprimento de embutimento (5, 10 e 20 cm) e a resistência característica do concreto do bloco. O <i>software</i> empregado foi o ANSYS.</p>
Silva (2024)	 <p>Chapa atadora (C3D8R)  Pilar (C3D8R)  Bloco de coroamento (C3D8R)  Perfil W – 150x18,0 (C3D8R)  Chapa de apoio (C3D8R)  Tirantes (T3D2)  Arm. Longitudinal do pilar (T3D2)  Arm. Transversal do pilar (T3D2)</p>	<p>Modelagem numérica de 6 blocos sobre duas estacas metálicas, tendo como variáveis os diâmetros das armaduras do tirante e as espessuras das chapas de ligação. O <i>software</i> empregado para simulação numérica foi o ABAQUS/CAE®.</p>

Fonte: A própria autora.

Xiao e Chen (2013), além de realizarem ensaios experimentais em blocos de coroamento sobre 16 estacas metálicas em perfil H submetidas aos carregamentos laterais e de tração, também efetuaram a modelagem numérica desses blocos sobre estacas, com o objetivo de analisar as conexões entre esses tipos de estacas e os blocos de concreto. No entanto, para otimizar o tempo de processamento, eles desenvolveram um modelo de bloco de coroamento com apenas uma estaca e, em um dos lados do bloco, substituíram o restante do elemento de concreto por uma placa de aço fictícia, para cada caso foi alterado os casos de carregamento.

Ao comparar os setes casos de carregamentos em modelagem numérica, conforme item 2.4, com os resultados experimentais, Xiao e Chen (2013) observaram, que para os casos de carregamento lateral na direção de maior momento de inércia da estaca e carregamento de tração, as curvas de força *versus* deslocamentos capturaram bem as características dos ensaios na fase inicial. Porém, algumas diferenças surgiram nas fases de fissuração e escoamento.

De acordo com Xiao e Chen (2013), as capacidades de carga última apresentaram valores próximos entre os resultados analíticos e os experimentais, demonstrando que as simulações numéricas podem oferecer resultados comparáveis aos experimentais. Assim, a modelagem numérica se apresenta como uma boa alternativa em situações de onde ensaios experimentais são inviáveis do ponto de vista financeiro e executivo.

Desse modo, Xiao e Chen (2013) constataram que a análise por meio dos elementos finitos é capaz de simular, de maneira razoavelmente adequada, o comportamento experimental das ligações entre modelos de estacas metálicas em perfil H e blocos de concreto armado.

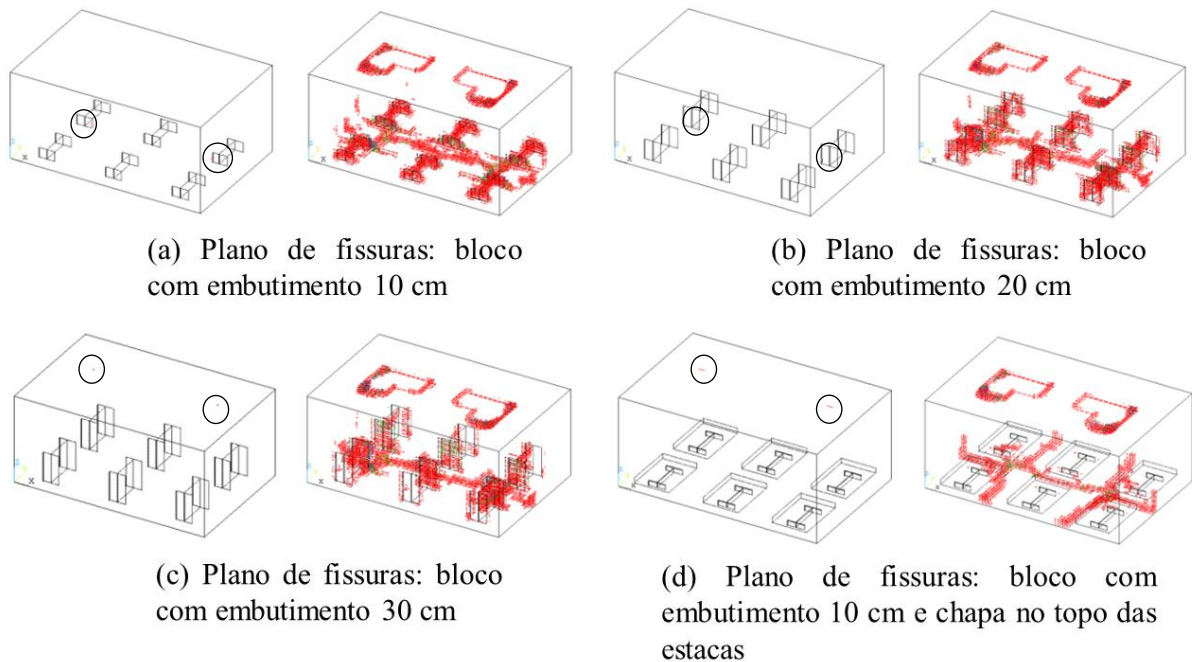
Silva, Delalibera e Santos (2017) também efetuaram a modelagem de blocos sobre estacas metálicas, no entanto, utilizaram blocos apoiados em seis estacas do tipo W310x38,7, com dois pilares em forma de “L”.

Os autores mencionaram em seu trabalho a existência de incertezas quanto ao comportamento estrutural de blocos sobre estacas, especialmente no que se refere à forma geométrica das bielas e “às distribuições das tensões de compressão e de tração no interior do bloco” (Silva; Delalibera; Santos, 2017, p. 2). Por esse motivo, avaliaram a modelagem de quatro blocos sobre seis estacas metálicas submetidos a uma força de aplicada centralmente, tendo como variáveis paramétricas o comprimento de embutimento de 10 cm, 20 cm e 30 cm, e a presença de chapa retangular no topo das estacas para embutimento de 10 cm. Os dados experimentais de Delalibera (2006) foram utilizados para validação do modelo numérico.

Ao processar os modelos numéricos, Silva, Delalibera e Santos (2017) observaram que a capacidade última do bloco aumentou à medida que o comprimento de embutimento foi ampliado, em comparação com os modelos sem chapa de base. Além disso, verificaram que as tensões de compressão junto às estacas (regiões nodais inferiores) diminuíram com o aumento do comprimento de 10 cm, 20 cm e 30 cm, indicando que essa variável influencia a distribuição das tensões no interior do bloco.

Silva, Delalibera e Santos (2017) também constataram que o comprimento de embutimento alterou a propagação das primeiras fissuras no elemento, sendo estas maiores em estacas com maior comprimento de embutimento. As primeiras fissuras apareceram nas estacas das extremidades, conforme indicado pelo círculo na Figura 2.26.

Figura 2.26 - Plano de fissuras: modelos numéricos de Silva, Delalibera e Santos (2017)



Fonte: Adaptado de Silva, Delalibera e Santos (2017).

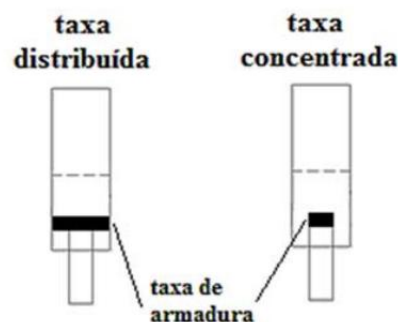
Para Silva, Delalibera e Santos (2017), a chapa no topo da estaca metálica é uma opção técnica conveniente, mas que, ao ser executada, exige os cuidados necessários para garantir qualidade da solda e do corte da estaca metálica.

Em contrapartida, Gonçalves e Delalibera (2020) realizaram a modelagem e análise não linear tridimensional de cinco modelos com mesma geometria, tamanho de malha, comprimento de embutimento e armado somente com barras longitudinais, variando o módulo de elasticidade e a taxa de armadura sobre o topo da estaca. Para a realização do estudo, os

autores calcularam o módulo de elasticidade do concreto do bloco de modo a aproximar-se dos resultados experimentais. Para isso, consideraram o elemento bloco como uma viga bi apoiada, com vão equivalente à distância entre os eixos das estacas e com carga aplicada no meio do vão. O módulo de elasticidade calculado por essa metodologia foi denominado módulo de elasticidade corrigido. Como os autores admitiram que os materiais do bloco estavam atuando na fase elástica, consideraram para o cálculo do módulo de elasticidade "os valores de força menores que a força correspondente à primeira fissura" (Gonçalves; Delalibera, 2020, p. 96).

Dessa forma, foram adotados dois valores para o módulo de elasticidade corrigido: um máximo e um mínimo. Assim, resultaram três modelos numéricos com variação no módulo de elasticidade do concreto do bloco: um modelo com o mesmo módulo de elasticidade do experimental, um com o módulo de elasticidade corrigido mínimo e outro com o módulo de elasticidade corrigido máximo. Além disso, os autores desenvolveram mais dois modelos considerando a taxa de armadura situada acima das estacas, concentrada e distribuída ao longo da largura do bloco, conforme a mostra Figura 2.27.

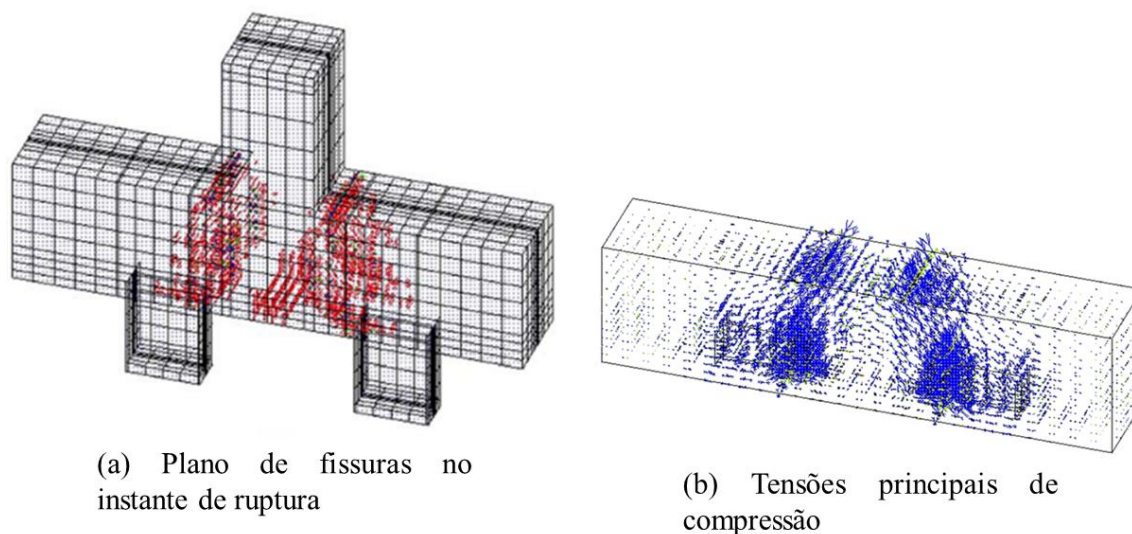
Figura 2.27 - Modelos numéricos com armadura por taxa volumétrica



Fonte: Gonçalves e Delalibera (2020).

Gonçalves e Delalibera (2020) observaram que os modelos numéricos apresentaram uma certa similaridade com os resultados experimentais obtidos por Tomaz (2018), com fissuração ao longo da biela e na região central da face interior do bloco (Figura 2.28a). Além disso, constataram que a distribuição das tensões de compressão tende a se apresentar com maior intensidade na extremidade do pilar e na aba do perfil metálico mais próxima do centro do bloco (Figura 2.28b), divergindo, assim, do modelo idealizado por Blévet e Frémy (1967), no qual o eixo da biela se inicia a 25% da face externa do pilar.

Figura 2.28 – Modelo do bloco com taxa de armadura concentrada no topo das estacas – Taxa C



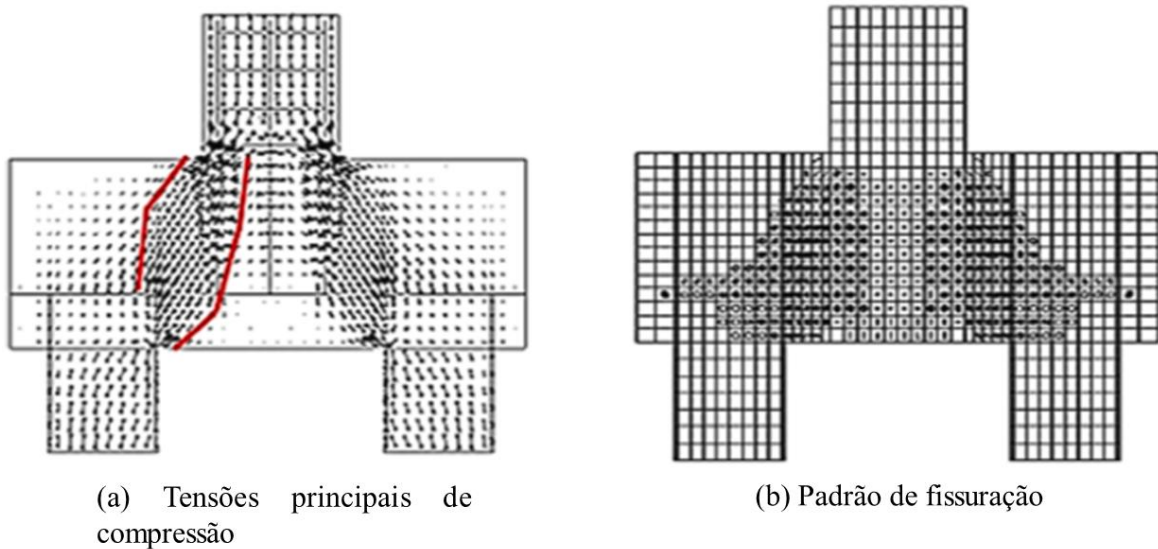
Fonte: Adaptado de Gonçalves e Delalibera (2020).

Gonçalves e Delalibera (2020) também concluíram que as estacas metálicas são uma boa alternativa, por causa das vantagens em relação às estacas de concreto. Todavia, pesquisas adicionais são imprescindíveis para compreender melhor a geometria das bielas em blocos sobre estacas metálicas, a distribuição das tensões no interior do elemento e propor um modelo analítico que disponha com melhor definição o comportamento mais próximo do real destes elementos.

Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022) simularam 63 modelos tendo como variante, principalmente, o comprimento de embutimento e a resistência à compressão do concreto, assim como a adoção de barras soldadas no perfil, paralelas ao eixo das estacas, e barras soldadas no perfil com estribos espaçados a cada 5 cm.

Semelhante ao estudo de Gonçalves e Delalibera (2020), eles observaram que as tensões principais de compressão foram maiores na face do pilar (região nodal superior) e na aba mais interna da estaca (Figura 2.29a), com fissuras se propagando ao longo da biela e da armadura principal (Figura 2.29b). Além disso, evidenciaram que apenas as variáveis comprimento de embutimento e resistência à compressão do concreto foram significativas para a capacidade última dos blocos, observando que, com o aumento do comprimento de embutimento, há um incremento das tensões nodais do elemento. Por fim, afirmaram, por meio da análise numérica, que as armaduras complementares não influenciaram a capacidade portante dos blocos sobre estacas.

Figura 2.29 - Modelo numérico de Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022)



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

Kidwell *et al.* (2018) também efetuaram a modelagem de bloco sobre estacas, utilizando os métodos dos elementos finitos para reproduzir os comportamentos de estacas pré-fabricada protendidas e estacas de concreto com encamisamento metálico. Os objetivos foram verificar as conexões estaca-bloco e comparar a fissuração do concreto e plasticidade entre dados experimentais e numéricos.

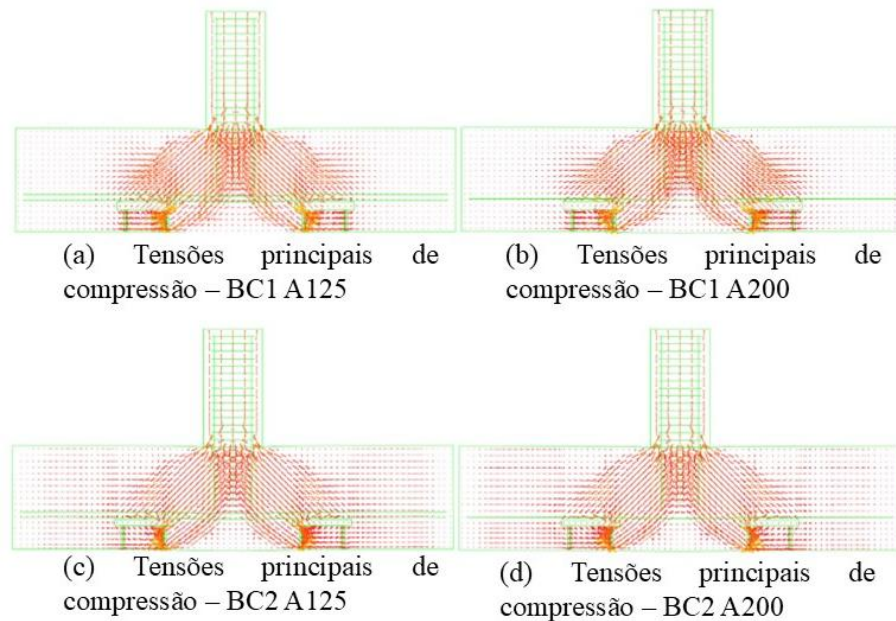
Os autores constataram que a modelagem para estaca com encamisamento metálico é complexa por causa das diferentes rigidezes na interface entre a camisa de aço e o bloco. Embora, tenham apresentado boa similaridade entre os dados experimentais com os dados numéricos nas regiões elásticas, o modelo apresentou maior rigidez nas regiões inelásticas em comparação com o comportamento experimental. Segundo Kidwell *et al.* (2018), isso ocorreu por causa de problemas de convergência, que resultaram na supressão da capacidade de fissuração dos elementos de concreto ao redor da estaca de aço.

Dessa forma, Kidwell *et al.* (2018) confirmaram que reproduzir com precisão o comportamento das conexões estaca-bloco exige a simulação de grandes fissuras de tração no concreto e a degradação progressiva da resistência do concreto. Esse comportamento inelástico não homogêneo do aço e do concreto, segundo eles, é difícil de ser replicado.

Silva (2024) realizou análises numéricas de seis blocos apoiados sobre duas estacas metálicas com chapa de ligação no topo do perfil. Os resultados evidenciaram, por meio do fluxo de tensões de compressão, a forma geométrica da biela, apresentando uma distribuição de tensões com leve alargamento das bielas, concentrando-se nas laterais do perfil e na face

externo do pilar. Esse comportamento destacou a ausência de homogeneidade geométrica das bielas, conforme ilustrado na Figura 2.30. Além disso, o autor constatou que todos os modelos analisados apresentaram falha por ruptura do concreto, inicialmente por tração diagonal, seguida por esmagamento da biela na zona nodal superior.

Figura 2.30 – Distribuição de tensões de compressão modelos numéricos de Silva (2024)



Fonte: Adaptado de Silva (2024).

## 2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta seção, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre o tema “blocos sobre estacas metálicas”, considerando modelos analíticos, normativas nacionais e internacionais, além de estudos experimentais e numéricos. Com base nesta revisão, pode-se afirmar:

- no que tange os modelos analíticos, o método de bielas e tirantes é amplamente utilizado em blocos de coroamento rígido, contudo, é necessária a verificação à punção quando se tratar de blocos flexíveis;
- a literatura ainda carece de método de projeto e dimensionamento específico para blocos sobre estacas metálicas. Por agora, são aplicadas as mesmas premissas e métodos de cálculos aplicáveis aos blocos sobre estacas de concreto;
- o manual da Gerdau (2018) fornece diretrizes executivas para blocos sobre estacas metálicas, mas não há estudos experimentais que comprovem a eficácia de tais orientações.

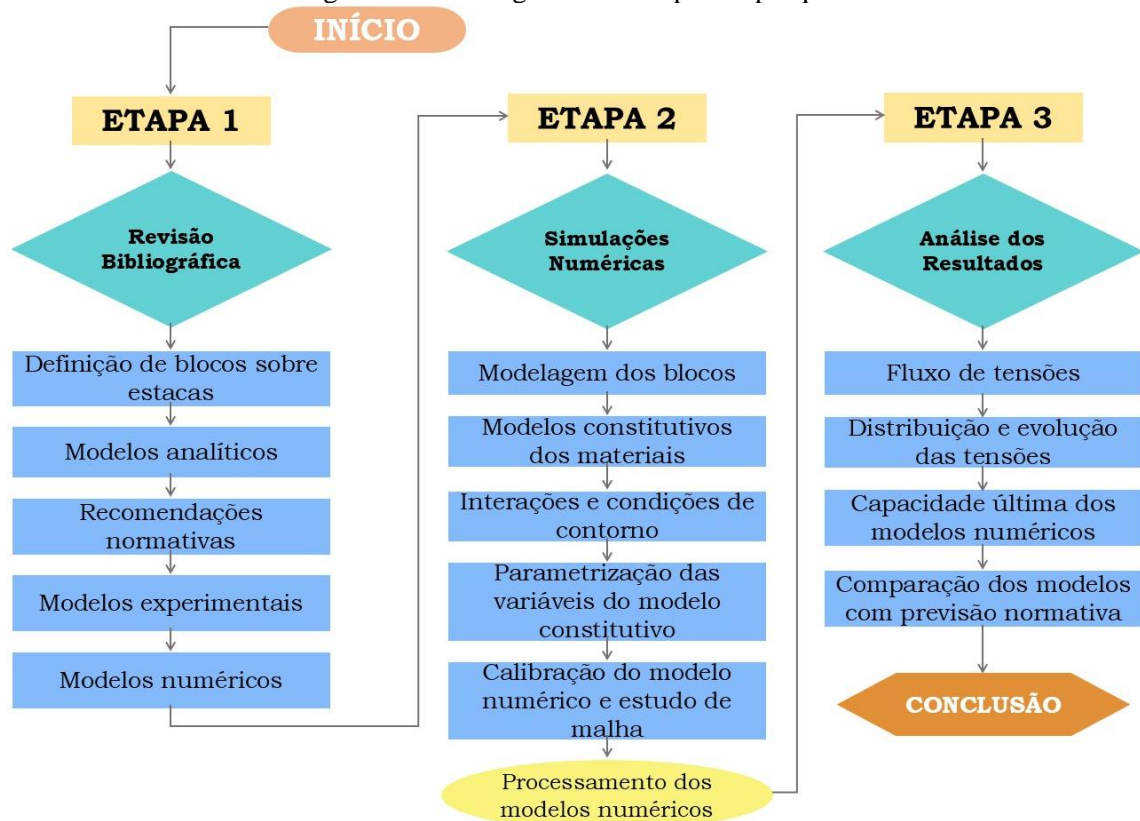
## 3. METODOLOGIA

O desenvolvimento dessa pesquisa partiu, inicialmente, da revisão bibliográfica de trabalhos científicos relacionadas ao dimensionamento de blocos sobre duas estacas metálicas e o método de análise estrutural mais adequado para este elemento estrutural (Seção 2.1). Essa revisão se estendeu para diferentes métodos analíticos, baseados teoricamente na análise estrutural de Blévoit e Frémy (1967) (Seção 2.2), e para recomendações normativas nacionais e internacionais sobre o dimensionamento de blocos sobre duas estacas (Seção 2.3). Ademais, foi necessária uma busca mais minuciosa de estudos experimentais e numéricos para verificar a carência de trabalhos acadêmicos com essa temática (Seções 2.4 e 2.5) e determinar um modelo experimental de referência para a simulação numérica (Seção 4.1).

Posteriormente, com o auxílio do *software* AutoCAD 3D, versão 2021, foi realizada a modelagem de um bloco sobre duas estacas metálicas, com as características físicas e geométricas do modelo experimental de referência, descritas na seção 4.1. Após a concepção do modelo numérico do bloco, o modelo foi importado e as simulações numéricas foram processadas utilizando o *software* SIMULA ABAQUS®, versão 2020, admitindo o dano elasto-plástico *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) para o concreto do bloco. O dano *Concrete Damaged Plasticity* requer a utilização de cinco parâmetros principais, conforme descrito na seção 3.2.1.1.

De forma geral, para melhor esclarecer as etapas metodológicas da pesquisa, foi elaborado um fluxograma com todo processo aplicado (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: A própria autora.

Todos os parâmetros considerados para a execução da metodologia dos modelos numéricos são detalhados na seção 3.1.

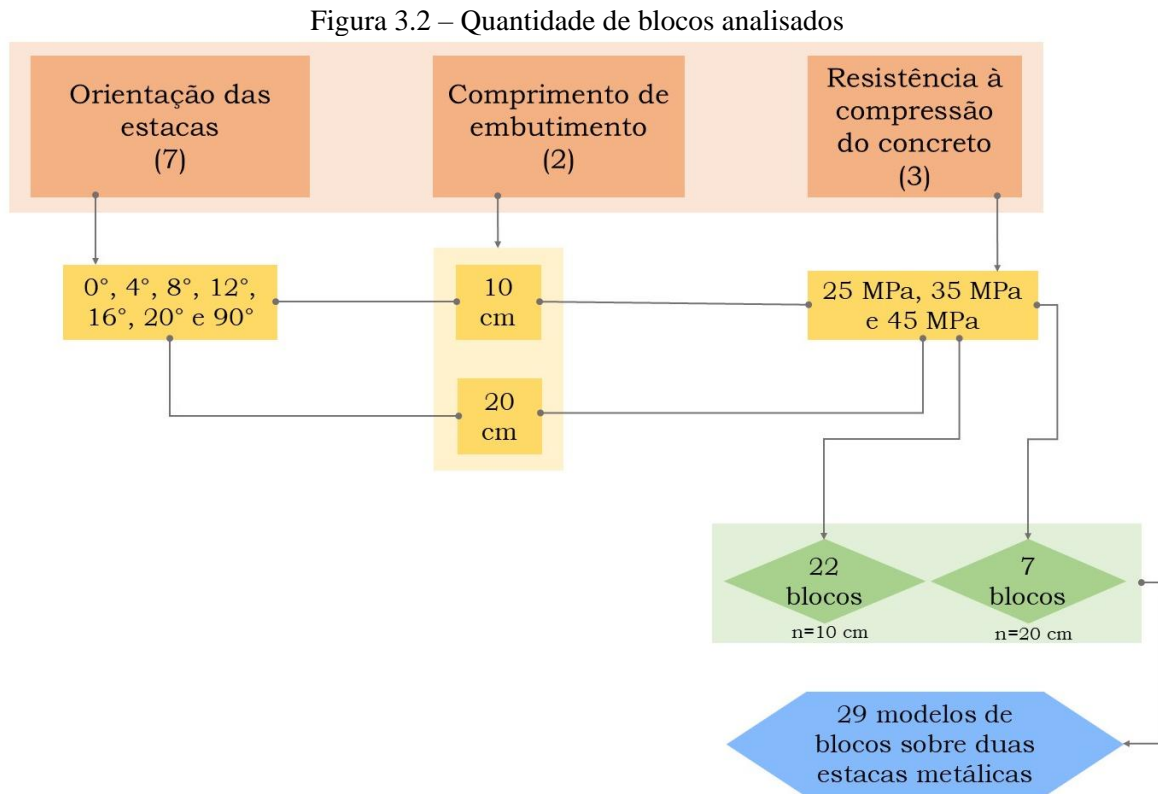
### 3.1 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Para compreender o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas foram consideradas como variáveis principais o comprimento de embutimento e a orientação das estacas, e como variável secundária a resistência à compressão do concreto, conforme descrito na subseção 3.1.1.

#### 3.1.1 Variáveis envolvidas e combinações

O comprimento de embutimento, o ângulo de rotação das estacas e a resistência à compressão do concreto foram os parâmetros variáveis utilizados para a análise, com o objetivo de verificar o comportamento mecânico e capacidade última do bloco de concreto sobre duas estacas metálicas. Para isso, foram consideradas essas três variáveis para o conjunto estrutural,

sendo: sete ângulos de orientação distintos para os perfis metálicos, dois valores para o comprimento de embutimento e três valores para a resistência à compressão do concreto do bloco, totalizando 29 modelos numéricos de blocos sobre duas estacas metálicas. Um esquema ilustrativo dessa quantificação é mostrado na Figura 3.2.

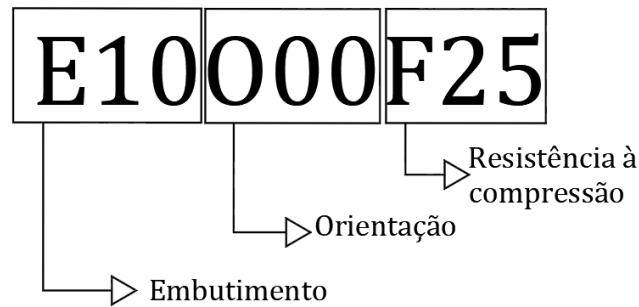


Nota: n = comprimento de embutimento das estacas.

Fonte: A própria autora.

Para facilitar a identificação de cada modelo numérico, estes foram nomeados com base em três parâmetros principais: o comprimento de embutimento (E), a orientação das estacas (O) e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) do bloco (F), conforme mostrado na Tabela 3.1. Em outras palavras, para cada modelo, foi atribuída uma abreviação específica, de acordo com a Figura 3.3.

Figura 3.3 - Método de identificação dos modelos numéricos



Fonte: A própria autora.

A nomenclatura “E10O00F25” indica um bloco com estacas com embutimento de 10 cm, ambas orientadas a zero graus e uma resistência característica de 25 MPa.

Logo:

- E10 - refere-se a blocos com estacas com comprimento de embutimento de 10 cm;
- O00 – refere-se a estacas com orientações a zero graus;
- F25 – refere-se a blocos com resistência características à compressão do concreto de 25 MPa.

Ressalta-se que as resistências à compressão do concreto do bloco foram definidas com base nas resistências mais usuais, conforme estudo de Gonçalves; Delalibera e De Oliveira Filho (2022), que consideraram resistências à compressão de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa.

Tabela 3.1 – Denominação das simulações numéricas e suas respectivas variáveis

	<b>Nomenclatura</b>	<b>Embutimento (cm)</b>	<b>orientação (° graus)</b>	<b>F<sub>ck</sub> (MPa)</b>
1	E10O00F25	10	0°	25
2	E10O04F25	10	4°	25
3	E10O08F25	10	8°	25
4	E10O012F25	10	12°	25
5	E10O016F25	10	16°	25
6	E10O020F25	10	20°	25
7	E10O090F25	10	90°	25
8	E10O9090F25	10	90° e 90°	25
9	E10O00F35	10	0°	35
10	E10O04F35	10	4°	35
11	E10O08F35	10	8°	35
12	E10O012F35	10	12°	35
13	E10O016F35	10	16°	35
14	E10O020F35	10	20°	35
15	E10O090F35	10	90°	35

16	E10O00F45	10	0°	45
17	E10O04F45	10	4°	45
18	E10O08F45	10	8°	45
19	E10O012F45	10	12°	45
20	E10O016F45	10	16°	45
21	E10O020F45	10	20°	45
22	E10O090F45	10	90°	45
23	E20O00F25	20	0°	25
24	E20O020F25	20	20°	25
25	E20O090F25	20	90°	25
26	E20O9090F25	20	90° e 90°	25
27	E20O00F45	20	0°	45
28	E20O020F45	20	20°	45
29	E20O090F45	20	90°	45

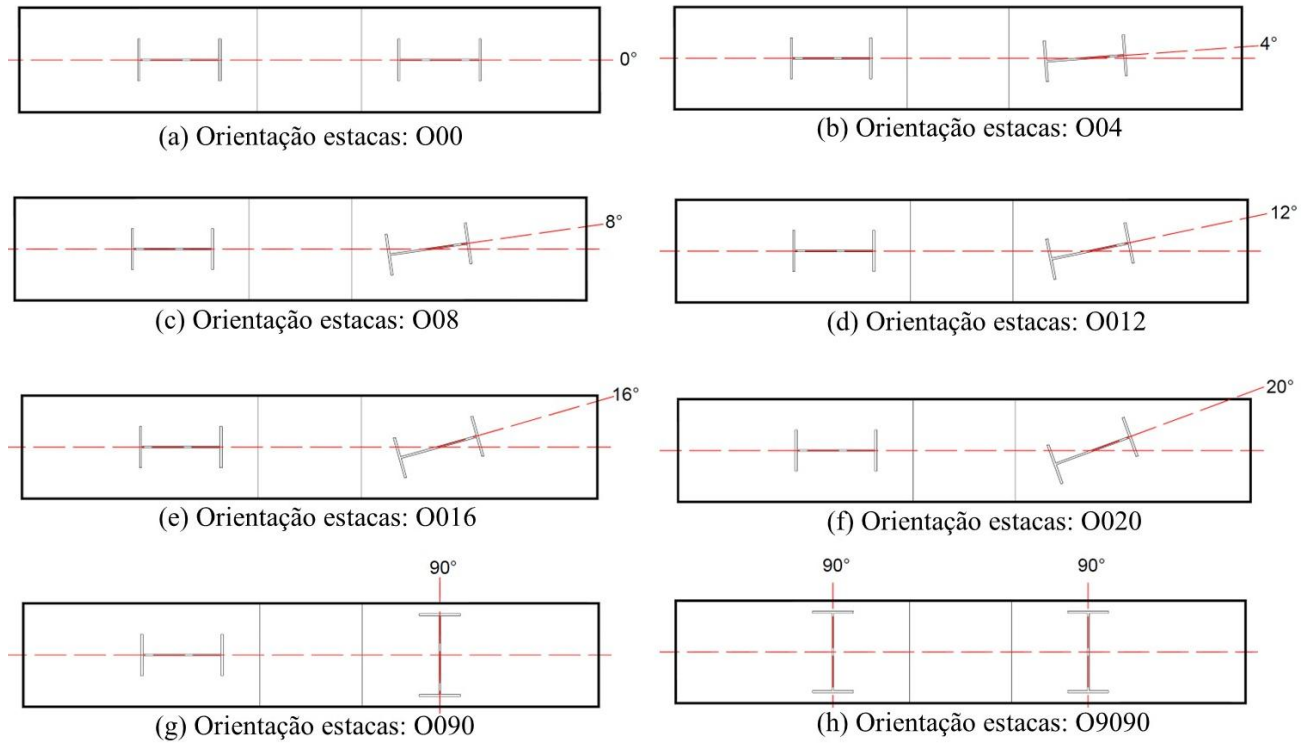
Fonte: A própria autora.

Por causa da ausência de normas específicas para blocos sobre estacas metálicas, as armaduras de flexão para os 29 modelos numéricos foram adotadas conforme recomendação da ABNT NBR 6118 (2023), ou seja, mais de 85% das armaduras do tirante foram posicionadas acima das cabeças dos perfis metálicos. Não foi considerado o uso de ganchos nas extremidades das barras para os modelos com comprimento de embutimento de 10 cm e 20 cm, adotando-se assim armaduras principais de tração reta, da mesma maneira utilizada por Tomaz (2018).

Além disso, não foi adotada chapa de aço soldada no topo do perfil, pois, de acordo com o manual da Gerdau (2018), o uso de chapa de aço pode comprometer a qualidade do controle da perpendicularidade no corte e na solda da chapa com o perfil metálico.

A escolha das diferentes configurações de orientações das estacas foi fundamentada, em grande parte, na identificação de erros executivos relacionados à ortogonalidade do eixo longitudinal durante a cravação. Dessa forma, adotou-se uma variação crescente de 4° na orientação, conforme ilustrado na Figura 3.4.

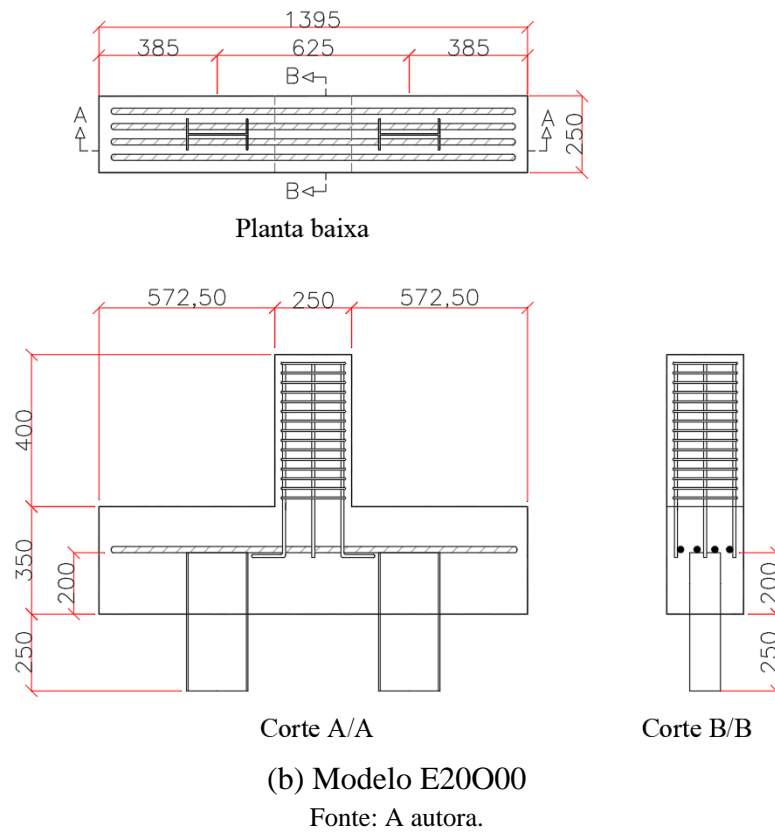
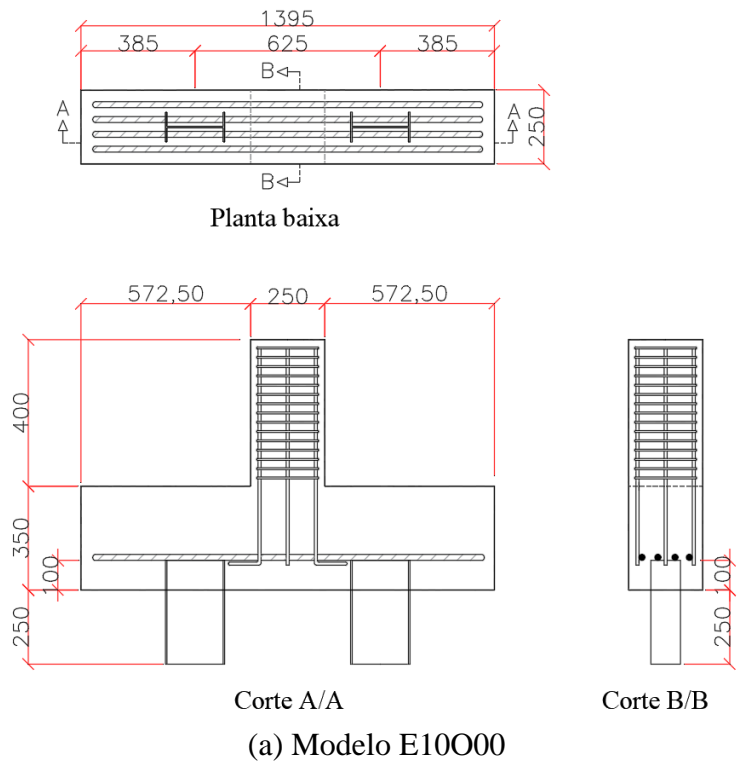
Figura 3.4 – Configuração da orientação das estacas dos modelos numéricos



Fonte: A própria autora.

A Figura 3.5 ilustra os modelos numéricos com embutimento de 10 cm e 20 cm, bem como as disposições das armaduras de tirante e do pilar no bloco.

Figura 3.5 - Representação de modelos numéricos com diferentes embutimentos e disposição das armaduras de tração, em milímetros



Vale destacar as armaduras do tipo “gaiola” não foram consideradas nos modelos numéricos, uma vez que sua inclusão adicionaria mais variáveis à análise.

### 3.1.2 Módulo de elasticidade do concreto

Como o estudo paramétrico abrange a variação da resistência à compressão do concreto nos blocos, foram adotados diferentes valores de módulo de elasticidade correspondentes a cada classe de concreto. Para as simulações, os módulos de elasticidade foram calculados com base na Eurocode 2 (2004), Equação 3.1. Essa abordagem foi escolhida porque os valores obtidos por meio da Eurocode 2 (2004) demonstraram maior proximidade com os valores experimentais do módulo elasticidade, garantindo, assim, maior consistência entre os resultados numéricos e os dados experimentais.

$$E_{cm} = 22x \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} x 1000 \quad (3.1)$$

em que:

$E_{cm}$  é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

$f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto, em MPa, dada por  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ ;

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Vale destacar que, nesta pesquisa, os valores adotados para  $f_{cm}$  correspondem exclusivamente às resistências características à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), sem o acréscimo usual de 8 MPa, com o objetivo de obter valores equivalentes à de corpos de prova cilíndricos. Dessa forma, as resistências características à compressão do concreto, juntamente com os respectivos valores do módulo de elasticidade utilizados no estudo paramétrico, estão listadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Módulo de elasticidade do concreto de cálculo de acordo com a Eurocode 2 (2004)

Resistência característica à compressão - $f_{ck}$ (MPa)	Módulo de elasticidade - $E_{cm}$ (MPa)
25	28960,408
35	32036,355
45	34545,098

Fonte: A própria autora.

## 3.2 MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os modelos numéricos são considerados uma solução atrativa e viável em comparação com os ensaios experimentais em escala real, pois apresentam boa correspondência com os resultados obtidos experimentalmente (Delalibera; Gonçalves, 2020).

Portanto, esta seção descreve a abordagem numérica desenvolvida para simular o comportamento de blocos de sobre duas estacas metálicas, utilizando o *software* ABAQUS® CAE 2020 | SIMULIA™, o qual se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF).

### 3.2.1 Criação dos materiais e leis constitutivas

#### 3.2.1.1 Modelo constitutivo do concreto

Conforme mencionado anteriormente, o *software* empregado para o desenvolvimento e processamento dos modelos numéricos foi o ABAQUS®. Esse programa possibilita a criação de modelos bidimensionais e tridimensionais contínuos, considerando o deslocamento por cisalhamento e a interação cisalhamento e flexão, utilizando o modelo constitutivo multiaxial *Concrete Damage Plasticity* (CDP) (Silva; Christoforo; Carvalho, 2021).

Descrito por Lubliner *et al.* (1989) e desenvolvido por Lee e Fenves (1998), o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* considera a não-linearidade física do concreto, a evolução dos danos, o escoamento e o esmagamento do material, com variáveis que combinam danos por tração e compressão (Lee; Fenves, 1998; Silva, Christoforo e Carvalho, 2021).

Com aplicação direta em estruturas de concreto armado, O CDP possui abordagem consolidada e boa correlação com os dados experimentais, uma vez que fornece com precisão o comportamento do concreto após o carregamento máximo quando comparado aos resultados dos modelos físicos (Lee; Fenves, 1998; Behnam; Kuang; Samali, 2018; Silva, Christoforo e Carvalho, 2021).

Para a aplicação do CDP em estruturas de concreto armado, é necessário considerar o comportamento do material sob tensões uniaxiais e deformação (curvas de tensão *versus* deformação do concreto), sendo estes comportamentos descritos pelos modelos de Guo (2014), Carreira e Chu (1986), Carreira e Chu (1985) e Hordijk (1992). Para as deformações sob tensões de compressão, foram admitidos os critérios de Carreira e Chu (1986), enquanto que, para as

deformações causadas por tensões de tração, utilizou-se a energia de fratura (seção 3.2.1.3), conforme estudo de Milligan; Polak; Zurell (2020), que relaciona a abertura das fissuras com a tensão-deformação.

Outro fator essencial para a aplicação do CDP é a definição de parâmetros: ângulo de dilatação dos materiais ( $\psi$ ), excentricidade ( $\epsilon$ ), relação das tensões de escoamento de compressão biaxial para uniaxial ( $\sigma_b / \sigma_c$ ), meridiano de compressão ( $K_c$ ) e viscosidade ( $\mu$ ). Kmiecik e Kamiński (2011) recomendam valores para o uso do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* no ABAQUS®, conforme mostra Tabela 3.3. Além desses parâmetros, também é necessário indicar as propriedades elásticas do material, como o módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Tabela 3.3 - Parâmetros do modelo constitutivo CDP no ABAQUS®

Parâmetro	Valor adotado
ângulo de dilatação - $\psi$	36°
excentricidade - $\epsilon$	0.1
razão da compressão biaxial e uniaxial - $\sigma_b / \sigma_c$	1.16
meridiano de compressão - $K_c$	0.667
viscosidade - $\mu$	0

Fonte: Kmiecik e Kamiński (2011).

De acordo com Szczecina e Winnicki (2015), a determinação adequada dos parâmetros CDP permite um maior refinamento dos modelos numéricos em relação aos resultados experimentais, sendo caracterizada por eles como a etapa de maior importância para a obtenção de resultados realistas. Para tanto, no estudo proposto, foi efetuado a parametrização das configurações do CDP, tendo como referência os valores indicados por Silva, Christoforo e Carvalho (2021).

Com base nos valores indicados por Kmiecik e Kamiński (2011) e Silva, Christoforo e Carvalho (2021), foram adotados os parâmetros listados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Parâmetros comumente adotados para o modelo constitutivo CDP no ABAQUS®

Parâmetros	Valores para parametrização
ângulo de dilatância - $\psi$	36°, 40° e 55°
excentricidade - $\epsilon$	Constante = 0.1
razão da compressão biaxial e uniaxial - $\sigma_b / \sigma_c$	1.16
meridiano de compressão - $K_c$	0.667
viscosidade - $\mu$	0.00001, 0.0001, 0.001, e 0.005

Fonte: Adaptado de Silva, Christoforo e Carvalho (2021).

### 3.2.1.2 Modelo constitutivo do aço

O ABAQUS® fornece um modelo constitutivo isotrópico comumente empregado para o aço, que utiliza o critério de falha de Von Mises (Abaqus 6.14, Documentation).

Para representar o aço no *software*, foi empregado um modelo constitutivo elasto-plástico com resistência linear, inserindo-se diretamente a curva tensão-deformação bilinear do material, determinada pela tensão e a respectiva deformação plástica.

As propriedades elásticas do aço foram definidas pelo módulo de elasticidade ( $E$ ) e pelo coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), enquanto a deformação plástica, foi definida considerando o escoamento igual a zero e a deformação plástica equivalente à ruptura, com limitação de  $0,01\epsilon_y$  (10‰), em que  $\epsilon_y$  representa a deformação de escoamento do aço (Neuberger *et al.*, 2023).

### 3.2.1.3 Energia de Fratura

Definida pelo CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012), a energia de fratura do concreto é a energia necessária para propagar uma fissura por tração de área unitária.

De acordo com Küster (2021) e Milligan, Polak e Zurell (2020), o emprego da função da energia da fratura no modelo numérico permite reduzir a sensibilidade da malha e possibilita a convergência dos resultados processados. Em outras palavras, estabelece uma relação entre a deformação do concreto com o tamanho dos elementos finitos usados na modelagem.

Com o objetivo de reduzir essa sensibilidade da malha nos resultados, considerou-se, para a inserção da relação tensão-deformação de tração, a energia de fratura, conforme Equação 3.2, retirada do CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012) e estudo de Milligan, Polak e Zurell (2020).

$$G_f = G_{f0} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{c0}} \right)^{0,7} \quad (3.2)$$

em que:

$G_{f0}$  é a energia de fratura da base que depende do tamanho máximo do agregado, em N/mm;

$f_{cm}$  é a compressão média do concreto em MPa, dada por  $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$ ;

$f_{ck}$  é a compressão característica do concreto, em MPa;

$f_{cm0}$  é igual a 10 MPa.

Foi admitido agregado igual a 10mm, sendo  $G_{f0}$  é igual a 0,026 N/mm.

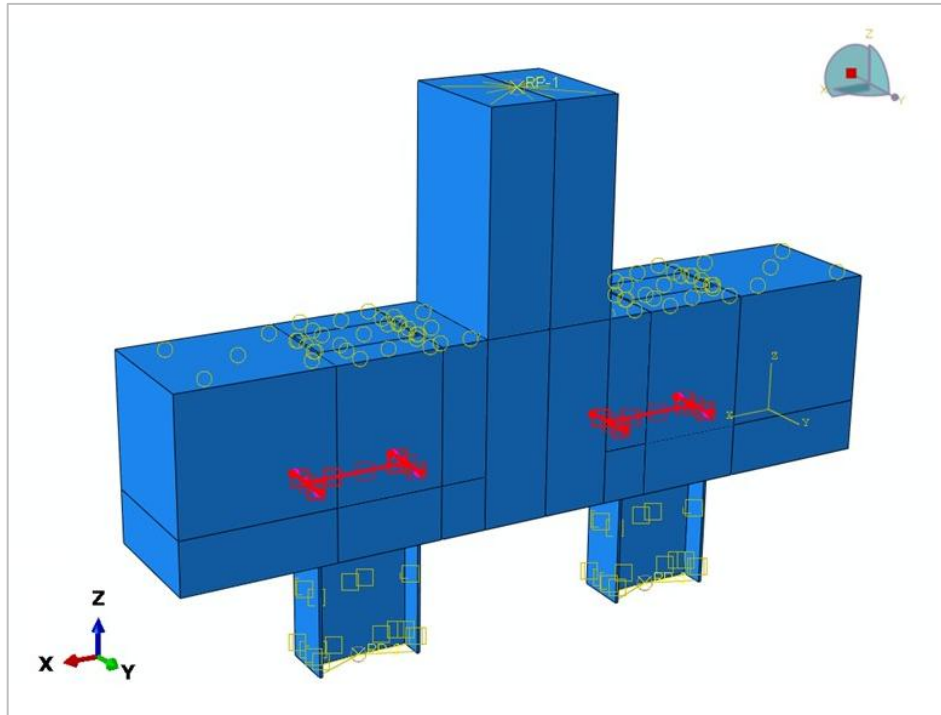
#### 3.2.1.4 Contato e restrições aos graus de liberdade

Diversas interações de contato e restrições foram aplicadas para simular a conexão entre os elementos do modelo numérico.

Dessa forma, optou-se por utilizar a interação do tipo “contato” entre o bloco e os perfis metálicos (Figura 3.6), admitindo-se, para o contato mecânico e comportamento tangencial, a formulação “*friction penalty*”, com um coeficiente de atrito de 0,3 (Luchesi *et al.*, 2022).

Quanto ao comportamento normal da interação, foi adotado no ABAQUS® a opção “*Pressure-Overclosure*” do tipo “*Hard Contact*”, de modo a impedir a penetração de uma superfície sobre a outra.

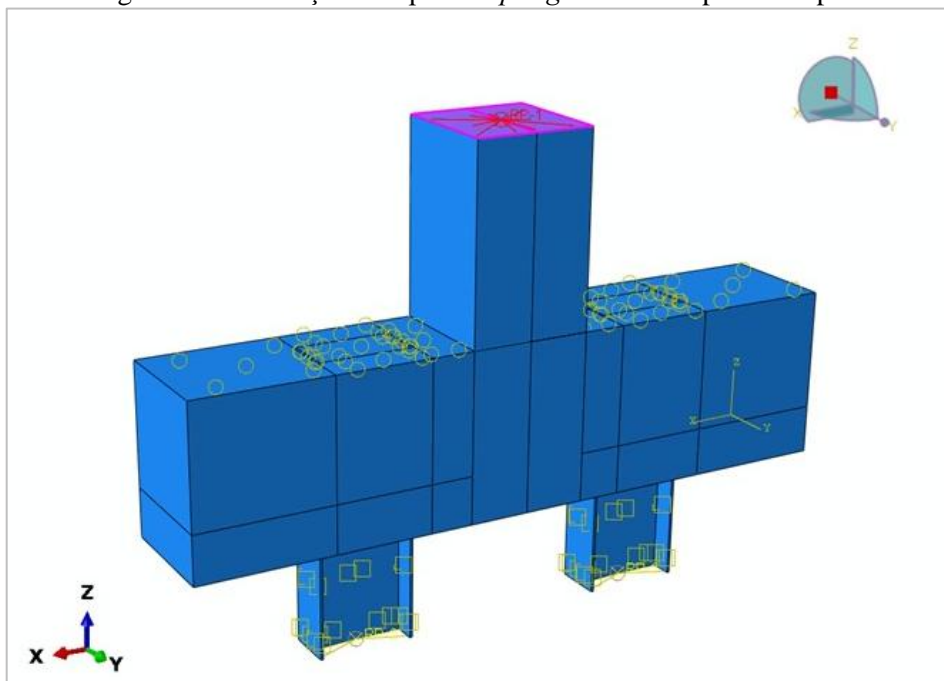
Figura 3.6 - Interação de contato entre o bloco e os perfis metálicos



Fonte: A própria autora.

Para as restrições no modelo numérico, considerou-se um ponto de carregamento aplicado na face superior do pilar, com restrição do tipo “*coupling*” e formulação “*kinematic*” (Figura 3.7).

Figura 3.7 - Restrição do tipo “*coupling*” na face superior do pilar

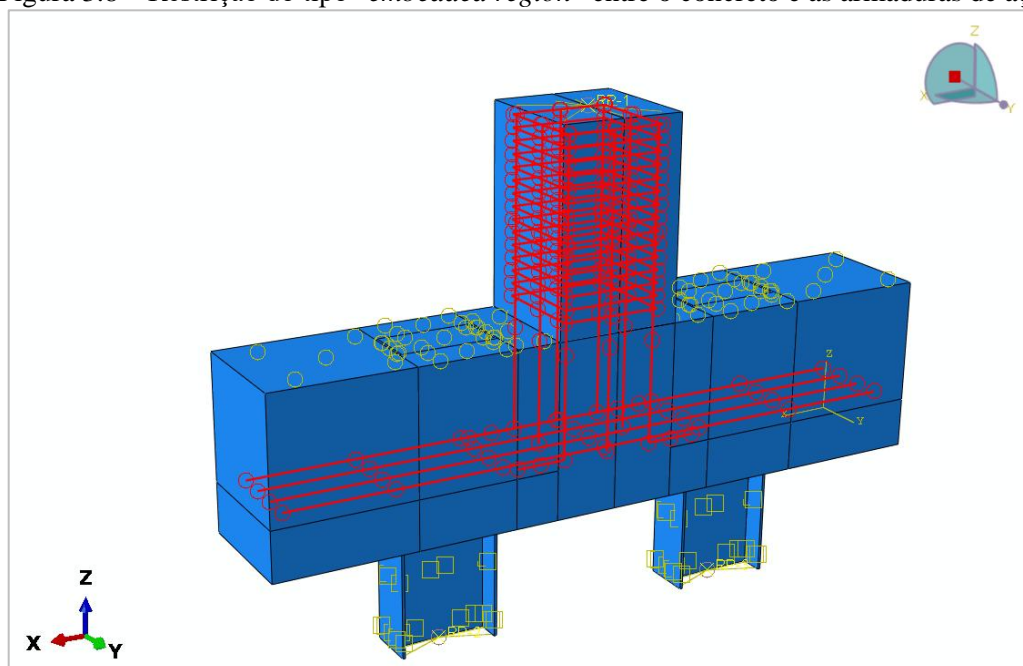


Fonte: A própria autora.

A restrição do tipo “*coupling*” no ABAQUS® permite limitar o movimento de um grupo de nós ao movimento de nó referência, acoplando os elementos às condições de contorno do modelo (Abaqus 6.14, Documentation).

Além disso, para a ligação entre o concreto e as armaduras do bloco e do pilar, foi admitida a restrição do tipo “*Embedded region*”, incorporando as armaduras dentro da região do concreto do modelo (Figura 3.8). Dessa forma, o aço das armaduras e o concreto trabalham em um único deslocamento (Küster, 2021).

Figura 3.8 – Restrição do tipo “*embedded region*” entre o concreto e as armaduras de aço



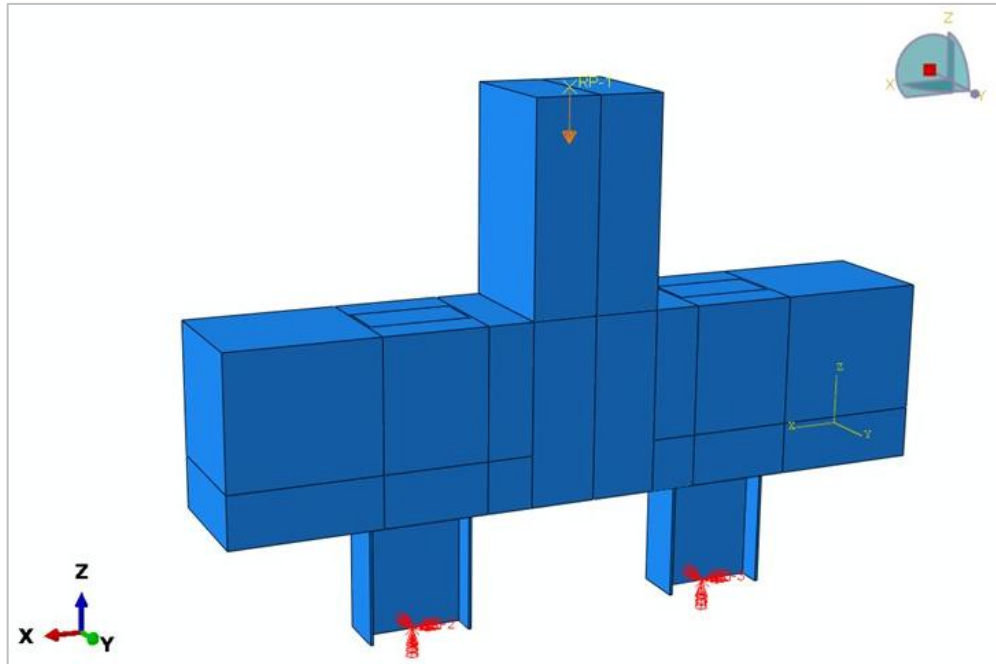
Fonte: A própria autora.

### 3.2.1.5 Condições de contorno e aplicação de carregamento

As condições de contorno devem ser impostas ao modelo numérico para reproduzir as vinculações entre o modelo e seus travamentos reais durante ensaio (Küster, 2021).

Para isso, na base inferior das duas estacas metálicas, que serve como apoio para o bloco de concreto durante o ensaio experimental, foi modelada com a opção “*boundary condition*” do tipo “*Displacement/Rotation*”, restringindo qualquer tipo de movimento ( $U_1=U_2=U_3=0$  e  $UR_1=UR_2=UR_3=0$ ), conforme ilustrado a Figura 3.9.

Figura 3.9 – Condições de contorno impostas ao modelo numérico

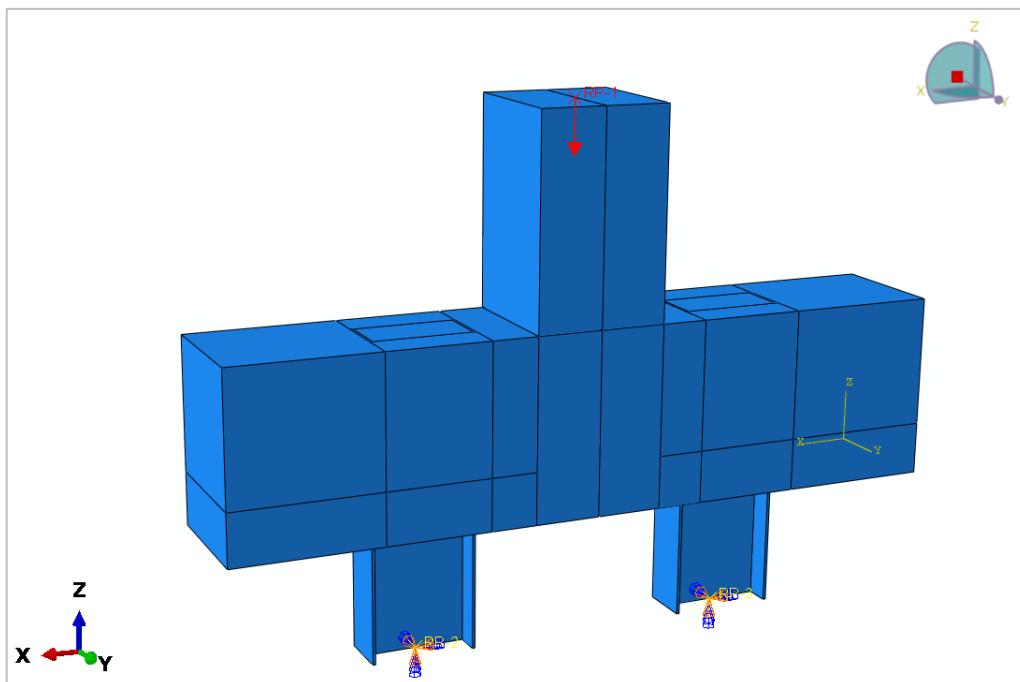


Fonte: A própria autora.

Quanto ao carregamento, considerou-se a aplicação de um deslocamento prescrito, uma vez que o ABAQUS® utiliza uma resolução iterativa das equações de elementos finitos em pequenos deslocamentos, permitindo gerar uma carga para cada incremento (Abaqus 6.14, Documentation; Younis *et al.*, 2021).

Dessa forma, utilizando o comando “*boundary condition*” do tipo “*Displacement/Rotation*”, inicialmente foi imposto, para a calibração numérica, um deslocamento no sentido vertical descendente (eixo z) na face superior do pilar (local de aplicação da carga) de oito milímetros ( $U_3 = -8 \text{ mm}$ ), conforme ilustrado na Figura 3.10. O mecanismo imposto ao modelo numérico também foi empregado no estudo de Luchesi *et al.* (2022).

Figura 3.10 – Condições de contorno: carregamento prescrito



Fonte: A própria autora.

Para otimizar o tempo de processamento, foi admitido para as simulações numéricas paramétricas um deslocamento vertical descendente de quatro milímetros ( $U3 = -4$  mm).

### 3.2.1.6 Discretização da malha

Como *software* ABAQUS® utiliza o método dos elementos finitos, assumiram-se os seguintes elementos para os materiais de concreto e para as armaduras:

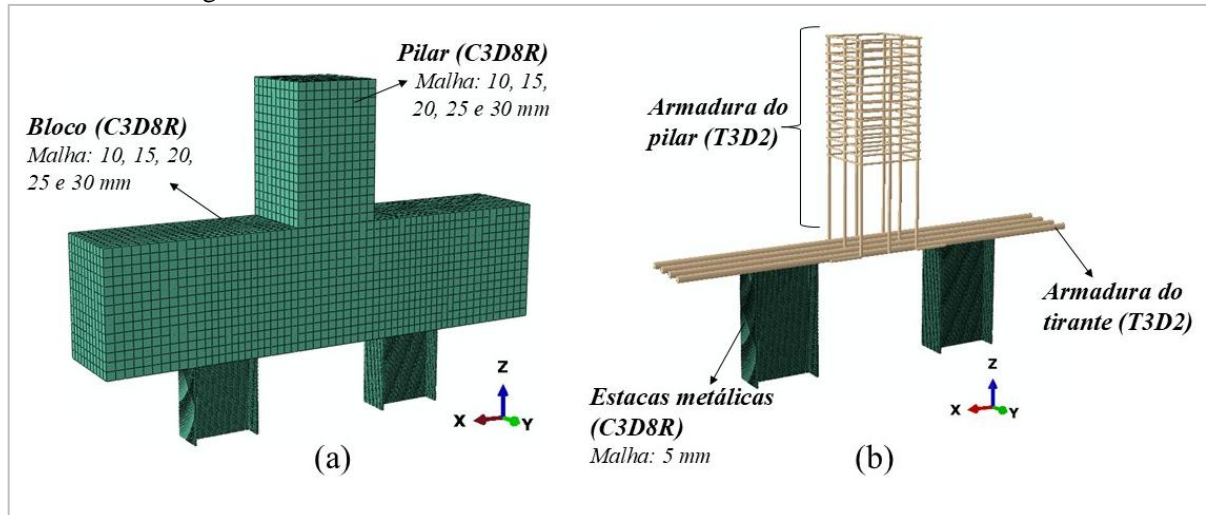
- **concreto:** C3D8R - elemento sólido hexaédrico de 8 nós com 3 graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x, y e z) com integração reduzida (reduz o tempo de processamento e não compromete a precisão dos resultados);
- **armaduras:** T3D2 – elemento linear de 2 nós com 3 graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x, y e z).

A definição desses elementos é crucial, pois implica diretamente nos modelos matemáticos simplificados que são determinados na modelagem (Küster, 2021).

Além de realizar um estudo paramétrico considerando as variáveis informadas na Tabela 3.4, também foi feito um estudo de malha para garantir melhor representatividade dos resultados da simulação (Arroyo; Lahr; Christoforo, 2022).

Para garantir a precisão dos resultados na simulação numérica, foram adotadas para esse estudo malhas específicas para cada elemento, totalizando seis tamanhos de malhas (5 mm, 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm e 30 mm), sendo a malha de 5 mm aplicada apenas nas estacas, enquanto que as demais foram empregadas no bloco e no pilar, conforme ilustrado na Figura 3.11.

Figura 3.11 – Tamanho de malha em cada elemento do modelo numérico



Fonte: A própria autora.

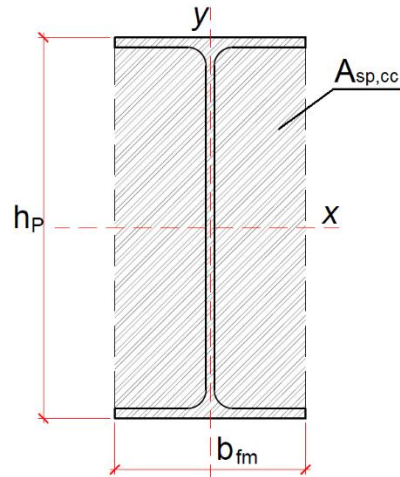
Na seção 4, dedicada à apresentação das formas adotadas para a calibração do modelo numérico, é exibido o estudo de malha do bloco de concreto sobre duas estacas metálicas.

### 3.3 PROCEDIMENTOS PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os procedimentos de análise dos resultados numéricos foram avaliados inicialmente com base nas três variáveis definidas na pesquisa. Para cada variável, analisaram-se as forças máximas, as tensões principais de compressão e tração, os danos por tração e compressão, além das tensões nas armaduras. Por fim, realizou-se uma comparação entre as tensões nodais superiores e as tensões na região do concreto acima do topo dos perfis metálicos.

Para a análise dessas tensões nas zonas nodais, determina-se os valores a partir de cálculos baseados na força de ruptura numérica, considerando a área da biela na região próxima à estaca e ao pilar. No cálculo referente região próxima à estaca, adota-se a área de um retângulo que abrange todo o perfil metálico, de forma semelhante ao procedimento descrito nos estudos de Delalibera *et al.* (2020), conforme mostrado na Figura 3.12.

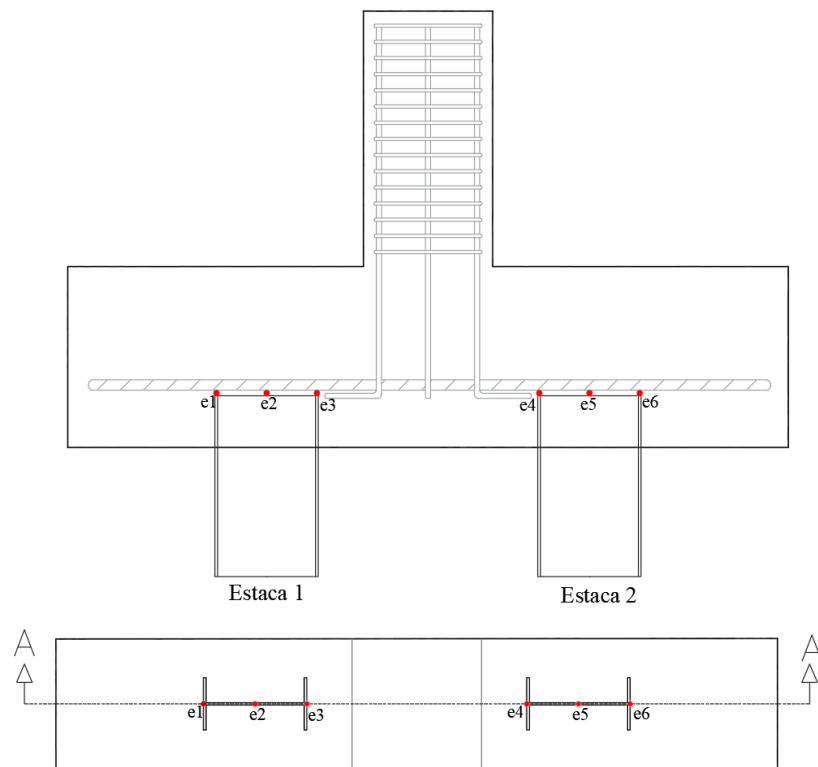
Figura 3.12 - Área de concreto colaborativa a ser considerada



Fonte: Delalibera *et al.* (2020).

Para avaliar melhor a distribuição das tensões no concreto no topo das estacas, foram atribuídos para cada estaca (estaca 1 e estaca 2) três pontos para a avaliação. Na estaca 1, os pontos foram definidos da seguinte forma: e1, localizado na borda externa do perfil; e2, no centro geométrico da estaca; e e3, na borda interna do perfil. Para a estaca 2, os pontos correspondentes foram: e4, borda interna do perfil; e5, localizado no centro geométrico do elemento; e e6, na borda externa do perfil, conforme mostrado na Figura 3.13.

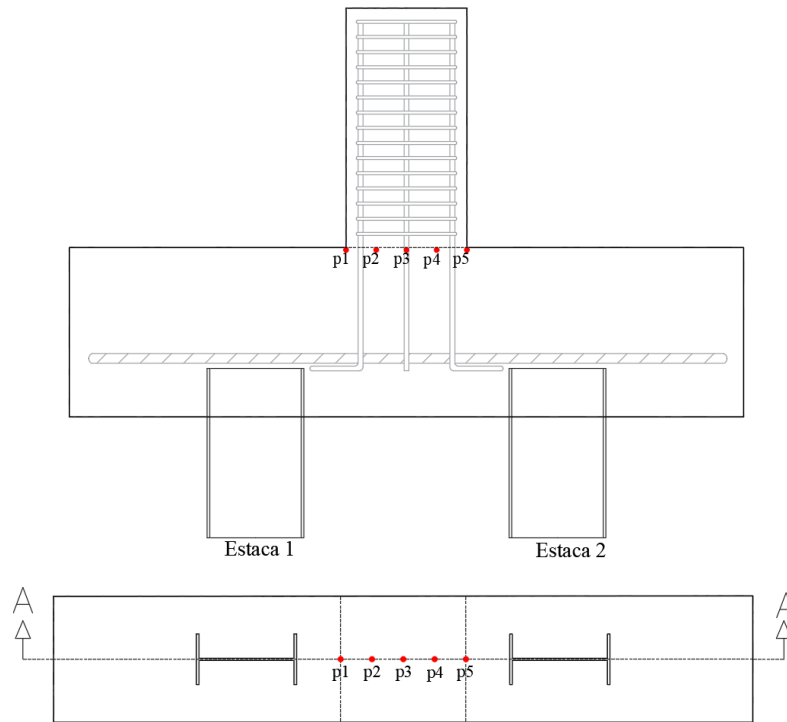
Figura 3.13 - Pontos de extração das tensões nas estacas



Fonte: Fonte: A própria autora.

Para avaliar as tensões nodais superiores, foram atribuídos para o pilar cinco pontos para a avaliação, após a realização de um corte na seção longitudinal do bloco. Os pontos foram definidos da seguinte forma: p1, localizado na borda externa próximo à estaca 1; p2, situado a  $\frac{1}{4}$  da seção longitudinal do pilar; p3, correspondente ao centro geométrico do pilar; p4, localizado a  $\frac{3}{4}$  da seção longitudinal do pilar; p5, situado na borda externa do pilar, no sentido da estaca 2. Essas definições estão de acordo com a ilustração da Figura 3.14.

Figura 3.14 - Pontos de extração das tensões no pilar



Fonte: Fonte: A própria autora.

As tensões nos pontos foram comparadas com os limites de tensões nodais estabelecidos pelo modelo de Blévtot e Frémy (1967), pelo estado multiaxial de tensão, bem como com as normativas ABNT NBR 6118 (2023) e CEB-FIP Model Code 2010 (2012). O estado multiaxial das tensões foi determinado de acordo com os estudos de Tomaz *et. al.* (2018) e Delalibera *et. al.* (2020).

Cabe destacar que, para os cálculos teóricos comparativos das tensões nodais limites, não foram considerados os coeficientes de ponderação das ações, o coeficiente de minoração  $\gamma_c$ , o efeito de Rüş e o coeficiente  $\alpha_{v2}$ . Dessa forma, nas Equações 3.3 a 3.9 esses coeficientes não foram atribuídos.

A determinação das tensões limites das zonas nodais dos blocos sobre duas estacas metálicas foi realizada com base Equações 3.3 a 3.9, cujas previsões são descritas em sequência.

**a) Blévtot e Frémy (1967)**

$$\sigma_{ns} = 1,40 \cdot f_{ck} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{ni} = 1,0 \cdot f_{ck} \quad (3.4)$$

em que:

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em MPa;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em MPa.

**b) Estado multiaxial de tensões** - tensão limite para o concreto estando submetido às tensões principais  $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$ , conforme ABNT NBR 6118 (2023).

$$\sigma_{ns} \leq f_{ck} + 4 \cdot f_{ctk} \quad (3.5)$$

em que:

$f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$f_{ctk}$  é a resistência do concreto à tração indireta em estado característico, em kN/cm<sup>2</sup>;

Considerando  $0,7 \cdot f_{ct,m}$ , em que  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ , em MPa;

$f_{ct,m}$  é a a resistência do concreto à tração média.

**c) NBR 6118 (2023)**

$$\sigma_{ns} = 0,85 \cdot f_{ck} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{ni} = 0,72 \cdot f_{ck} \quad (3.7)$$

em que:

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>.

**d) CEB-FIP Model Code 2010 (2012)**

$$\sigma_{ns} = 1,0 \cdot k_c \cdot f_{ck} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{ni} = k_c \cdot f_{ck} \quad (3.9)$$

em que:

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em MPa;

$\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em MPa;

De acordo com a CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012), para região nodal superior,  $\sigma_{ns}$ , admite-se  $k_c = 1,0 \cdot \sqrt[3]{\frac{30}{f_{ck}}}$ , onde  $f_{ck}$  é expresso em MPa. Já para para região nodal inferior,  $\sigma_{ni}$ , admite-se  $k_c = 0,75 \sqrt[3]{\frac{30}{f_{ck}}}$ ,  $f_{ck}$  também em MPa.

## 4. CALIBRAÇÃO DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

As simulações numéricas oportunizam o estudo detalhado do comportamento mecânico de modelos experimentais. Entretanto, é necessário adotar parâmetros físicos e geométricos adequados, bem como a definição precisa das propriedades dos materiais que compõe o modelo numérico, para garantir a precisão do processamento.

A calibração e comparação numérica são etapas essenciais nesse processo, pois garantem que os modelos computacionais reproduzam com precisão o comportamento observado em experimentos ou situações reais. Neste estudo, essas etapas envolveram a adaptação do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) e o estudo de malha, comparando as respostas numéricas - capacidade última, deformações verticais, padrões de fissuração e curvas força *versus* deslocamento – com os resultados experimentais, ajustando os parâmetros até minimizar a diferença entre ambos.

Como modelo de referência, utilizou-se um dos modelos experimentais desenvolvidos por Tomaz (2018).

Em sequência, detalha-se o processo de calibração, desde a seleção do experimento real até os ajustes necessários para a obtenção de uma correspondência adequada entre o comportamento experimental e numérico.

### 4.1 PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: DEFINIÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA

A primeira etapa da calibração consistiu na escolha e definição de um modelo experimental, sendo este o experimento ensaiado por Tomaz (2018), denominado de bloco com embutimento de 10 centímetros sem chapa de aço (BEmb10sch).

As propriedades geométricas do modelo físico são mostradas na Tabela 4.1

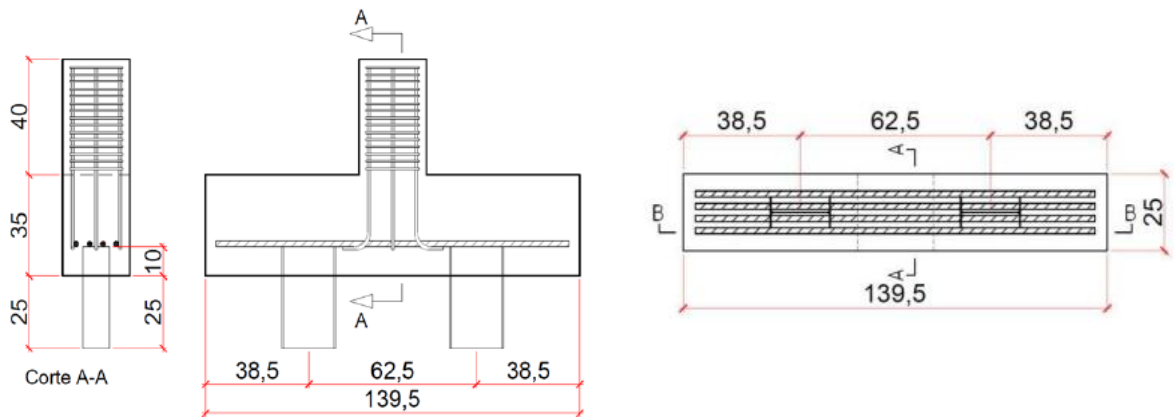
Tabela 4.1 – Propriedades geométricas do bloco experimental

Altura do bloco (cm)	Distância entre eixos de estacas (cm)	Comprimento do bloco (cm)	Largura do bloco (cm)	Seção transversal do pilar (cm)	Comprimento total das estacas (cm)
35,00	62,50	139,50	25,00	25,00 x 25,00	35,00

Fonte: Adaptado de Tomaz (2018).

Enquanto a Figura 4.1, demonstra o detalhe executivo do experimento BEmb10sch de Tomaz (2018).

Figura 4.1 – Detalhe executivo, em centímetros, do modelo físico BEmb10sch ensaiado por Tomaz (2018)



Fonte: Tomaz (2018).

A Tabela 4.2 mostra as medidas médias da seção transversal do perfil W200x15,0 adotado por Tomaz (2018), as quais foram utilizadas para calcular sua força última. Para isso, ele coletou as dimensões de 8 perfis, considerando um arredondamento entre as abas e a alma, semelhante a um triângulo retângulo de catetos iguais a 7 mm.

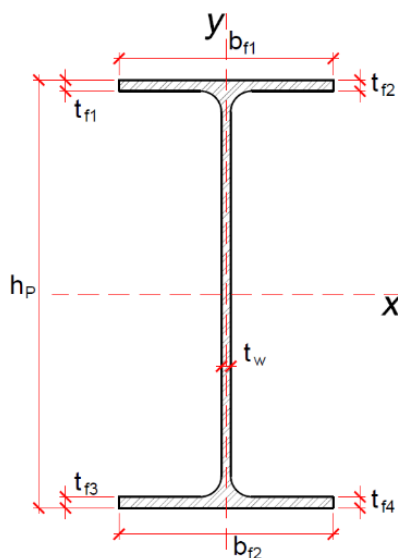
Tabela 4.2 – Medidas médias do perfil W200x15,0 adotado por Tomaz (2018)

Massa linear (kg/m)	$t_{f1}$ (mm)	$t_{f2}$ (mm)	$t_{f3}$ (mm)	$t_{f4}$ (mm)	$t_w$ (mm)	$b_{f1}$ (mm)	$b_{f2}$ (mm)	$h_p$ (mm)
15,00	5,39	5,37	5,42	5,38	3,90	97,50	98,85	202,99

Fonte: Adaptado de Tomaz (2018).

A Figura 4.2 ilustra os valores das medidas médias da seção transversal do perfil apresentadas na Tabela 4.2.

Figura 4.2 - Seção transversal do perfil utilizado por Tomaz (2028)



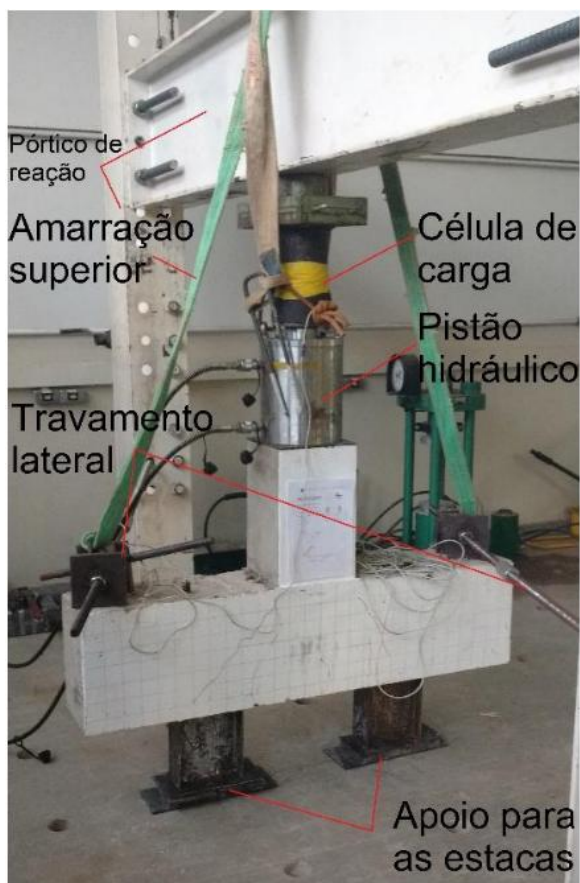
Fonte: Tomaz (2018).

O bloco ensaiado por Tomaz (2018) foi dimensionado seguindo as recomendações de Blévoit e Frémy (1967), admitindo um ângulo de inclinação de  $45^\circ$  entre as bielas e a direção horizontal.

O modelo experimental foi moldado apenas com armadura principal de tração no tirante, utilizando 4 barras de 20,0 mm, de modo a reduzir as intervenções nas distribuições das tensões. O pilar foi construído com concreto de resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 50 MPa, com 8 barras longitudinais de 10,00 mm e estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 2,5 cm. Tanto as barras das armaduras do pilar quanto a do tirante eram aço do tipo CA-50.

A Figura 4.3 mostra a configuração do sistema de ensaio empregado por Tomaz (2018), no qual as estacas foram apoiadas sobre chapa metálica e neoprene, garantindo estabilidade lateral e travando o bloco lateralmente.

Figura 4.3 - Configuração do sistema de ensaio de Tomaz (2018)



Fonte: Tomaz (2018).

Com base nos ensaios realizados, Tomaz (2018) obteve as propriedades mecânicas das armaduras, das estacas e do concreto, de acordo com a Tabela 4.3. Para o modelo numérico, foram admitidos os valores médios das armaduras e do concreto, enquanto para as estacas metálicas, foram utilizados valores comerciais para o perfil W200x15,0, uma vez que o autor não ensaiou o perfil.

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas das barras de aço, dos perfis metálicos e do concreto do ensaio de Tomaz (2018)

Elemento		$E_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Aço	Armadura*	211070,00	596,60	691,50
	Perfil	200000,00	345,00	450,00
Elemento		$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{ci,exp,m}$ (MPa)	
Concreto	Bloco	17,95	29257,00	
	Pilar	43,85	47813,00	

\*Dados referentes a armadura são valores médios obtidos em ensaio experimental.

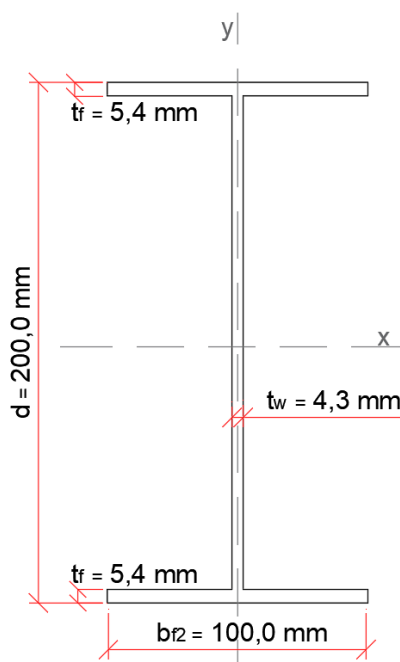
Nota:  $E_c$  é o módulo de deformação longitudinal;  $f_y$  é a resistência ao escoamento da barra;

$f_u$  é a resistência de ruptura do aço;  $f_{c,m}$  é a resistência média à compressão;  $E_{ci,exp,m}$  é o módulo de deformação tangencial médio.

Fonte: Adaptado de Tomaz (2018).

A Figura 4.4 ilustra as medidas comerciais do perfil tipo W200x15,0 utilizado no modelo numérico, conforme especificado no Catálogo dos Perfis Gerdau (©2024).

Figura 4.4 – Representação da seção transversal do perfil metálico W200x15,0 segundo catálogo de perfis da Gerdau



Fonte: Adaptado do Catálogo Perfis Gerdau (©2024).

Para a calibração do modelo experimental, primeiramente, foi desenvolvida uma série de modelos numéricos sem placas elastoméricas na base do perfil metálico. O modelo que apresentou o melhor comportamento foi, posteriormente, simulado com a inclusão da base de neoprene, a fim de representar mais fielmente o comportamento observado durante o ensaio de Tomaz (2018).

#### 4.2 SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: MODELAGEM DO COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO DO MODELO

A calibração do modelo experimental de Tomaz (2018) foi realizada conforme as etapas da modelagem numérica descritas na seção 3.1, utilizando os parâmetros iniciais indicados nessa mesma seção.

No módulo “*Part*” do ABAQUS®, foram definidas as características de cada elemento que compõem o modelo numérico, conforme mostrado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Características dos parâmetros *parts* inseridos no ABAQUS®

Tipo do material	Modeling Space	Type	Section	
			Category	Type
Elementos de Concreto	3D	Deformable	Solid	Homogenius
Barras de aço	3D	Deformable	Beam	Truss
Perfil metálico	3D	Deformable	Solid	Homogenius

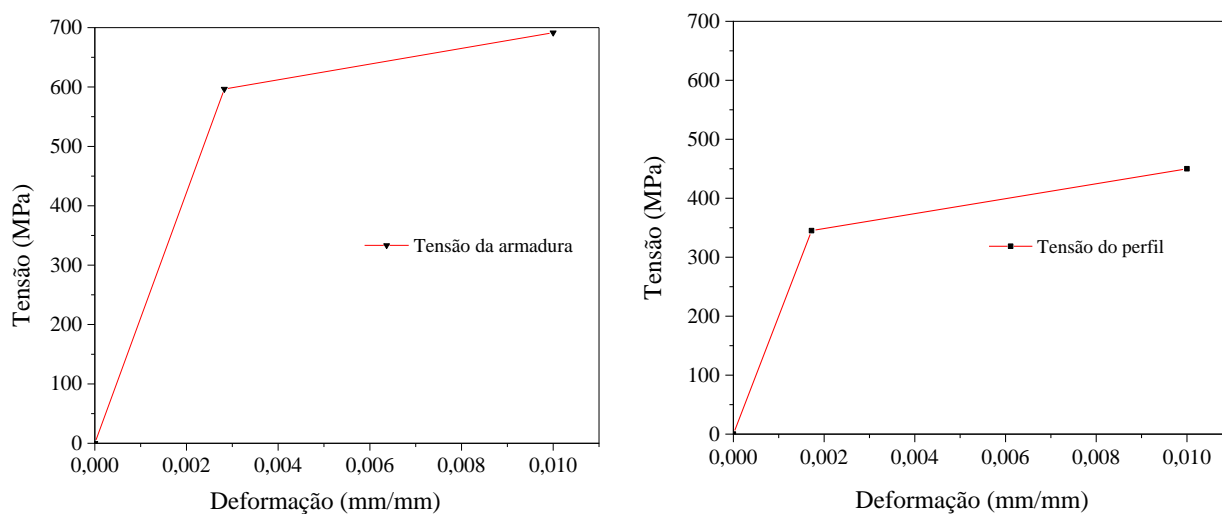
Fonte: A própria autora.

#### 4.2.1 Modelagem do aço

A modelagem do aço foi realizada considerando a curva tensão-deformação bilinear tanto para as barras de aço quanto para o perfil metálico, sendo modelado como um material elastoplástico, conforme indicado na seção 3.2.1.2.

A Figura 4.5 exemplifica o comportamento do aço das armaduras de tração do bloco e das armaduras do pilar, como também o comportamento do aço das estacas, mediante a curva tensão *versus* deformação.

Figura 4.5 - Curva tensão *versus* deformação do aço: a) armaduras; b) estacas



(a) Curva tensão *versus* deformação - aço das armaduras (b) Curva tensão *versus* deformação - aço das estacas

Fonte: A própria autora.

As características dos aços utilizados para a modelagem dos elementos no ABAQUS®, representadas na Figura 4.5, estão relacionadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Características dos aços inseridas no *software*

<b>Armaduras</b>	<i>Elastic</i>	
	<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>
	211070,00	0,3
	<i>Plastic</i>	
	<b>Tensão real (MPa)</b>	<b>Deformação plástica</b>
	598,2863	0
	698,4150	0,0066414
<b>Perfil</b>	<i>Elastic</i>	
	<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>
	200000,0	0,3
	<i>Plastic</i>	
	<b>Tensão real (MPa)</b>	<b>Deformação plástica (mm)</b>
	345,5951	0
	454,5000	0,0076778

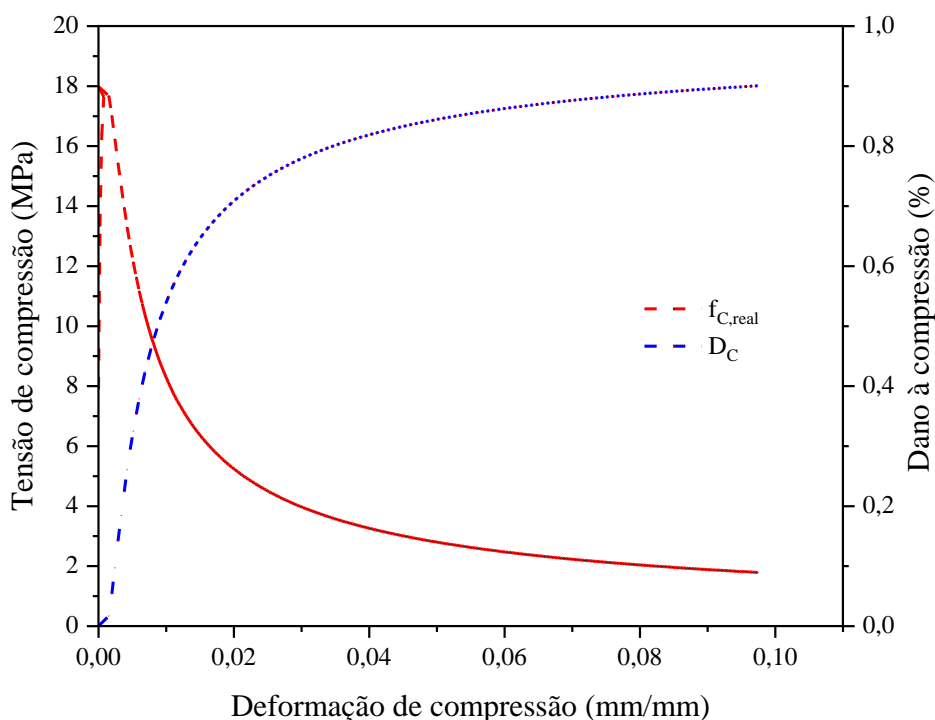
Fonte: A própria autora.

#### 4.2.2 Concreto comprimido – modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*

A lei constitutiva *Concrete Damaged Plasticity*, baseada na plasticidade danificada do concreto, foi utilizada como entrada no modelo de elementos finitos do ABAQUS® para representar o comportamento inelástico à compressão do concreto do bloco. Desse modo, foi adotado uma curva uniaxial teórica de tensão e deformação, baseada na proposta de Carreira e Chu (1986), para simular a resposta experimental.

A curva uniaxial teórica de tensão e deformação do concreto para compressão foi inserida ABAQUS®, assim como a curva de dano do material, um limite de dano à compressão igual a 85%, a fim de descrever seu comportamento mecânico, conforme ilustrado na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Curva uniaxial teórica tensão *versus* deformação do concreto para compressão



Nota:  $f_{C,real}$  - tensão à compressão real;  $D_c$  - dano à compressão do concreto.

Fonte: A própria autora.

Para o comportamento elástico do concreto, foi considerado um coeficiente de Poisson de 0,2 e módulos de elasticidades de 47813,00 MPa para o pilar e 29257,00 MPa para o bloco (Tabela 4.3).

#### 4.2.3 Concreto tracionado – Energia de Fratura

De acordo com Genikomsou e Polak (2015), o concreto apresenta limitações, como baixa resistência à tração e características de material frágil, exibindo um comportamento linear elástico uniaxial até atingir o limite resistência à tração. Para melhorar a resposta de enrijecimento bilinear e otimizar a convergência dos resultados processados, foi adotada a lei constitutiva de Energia de fratura, a fim de descrever o comportamento do concreto sob tração, conforme descrito no item 3.2.1.3.

Dessa forma, para a modelagem da tração no concreto, utilizou-se uma curva teórica baseada nas deformações de tração, definidas pela razão entre os deslocamentos de fissuração e comprimento característico do elemento. A curva teórica de tensão *versus* deformação na tração foi ajustada de acordo com o tamanho das malhas adotadas no bloco para calibração,

conforme seção 3.2.1.6. Assim, para cada tamanho de malha inserido no *software*, foi aplicado uma curva de tensão-deformação na tração, além de considerar o dano à tração do material.

As curvas uniaxiais teóricas da tensão *versus* deformação à tração inseridas no ABAQUS® com um limite ao dano igual a 85% são ilustradas no Apêndice A.

#### 4.3 TERCEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE VISCOSIDADE

Após ajustar o comportamento à tração do concreto, a terceira etapa da calibração numérica centrou-se na análise de sensibilidade do parâmetro de viscosidade.

De acordo com Neuberger *et al.* (2023), os materiais que apresentam comportamento de “amolecimento” e degradação de rigidez podem resultar em problemas de convergência durante o processamento de modelos numéricas. Uma técnica utilizada para contornar essa dificuldade é o emprego da regularização viscoplástica, através da adoção de um pequeno valor para o parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ). No ABAQUS®, o valor padrão desse parâmetro é igual a zero, não tem significado físico, mas é definido apenas para reduzir problemas de convergência.

Por essa razão, esta pesquisa analisou quatro diferentes valores para o parâmetro de viscosidade baseado nos estudos de Kmieciak e Kamiński (2011) e Silva, Christoforo e Carvalho (2021), a fim de verificar sua influência na resposta numérica. Os valores testados foram 0.001, 0.0001, 0.00001 e 0.005, aplicados nos tamanhos de malhas de 10 mm, 15 mm, 20 mm, 25 mm e 30 mm para bloco e pilar, totalizando de 20 modelos numéricos processados.

Vale destacar que foi atribuído uma nomenclatura para cada modelo processado. Por exemplo, a designação “Model\_B2EM\_01” corresponde ao “modelo bloco de duas estacas metálicas 01”, o qual considera, na calibração numérica, os parâmetros do modelo CDP e tamanho de malha, conforme apresentado na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Modelos numéricos de calibração e seus respectivos parâmetros e tamanho de malha

Modelo	$\psi$	$\varepsilon$	$\sigma_b/\sigma_c$	$K_c$	$\mu$	Malha do bloco (mm)
Model_B2EM_01	36°	0,1	1,16	0,667	0,001	10
Model_B2EM_02	36°	0,1	1,16	0,667	0,001	15
Model_B2EM_03	36°	0,1	1,16	0,667	0,001	20
Model_B2EM_04	36°	0,1	1,16	0,667	0,001	25
Model_B2EM_05	36°	0,1	1,16	0,667	0,001	30
Model_B2EM_06	36°	0,1	1,16	0,667	0,0001	10

Model_B2EM_07	36°	0,1	1,16	0,667	0,0001	15
Model_B2EM_08	36°	0,1	1,16	0,667	0,0001	20
Model_B2EM_09	36°	0,1	1,16	0,667	0,0001	25
Model_B2EM_10	36°	0,1	1,16	0,667	0,0001	30
Model_B2EM_11	36°	0,1	1,16	0,667	0,00001	10
Model_B2EM_12	36°	0,1	1,16	0,667	0,00001	15
Model_B2EM_13	36°	0,1	1,16	0,667	0,00001	20
Model_B2EM_14	36°	0,1	1,16	0,667	0,00001	25
Model_B2EM_15	36°	0,1	1,16	0,667	0,00001	30
Model_B2EM_16	36°	0,1	1,16	0,667	0,005	10
Model_B2EM_17	36°	0,1	1,16	0,667	0,005	15
Model_B2EM_18	36°	0,1	1,16	0,667	0,005	20
Model_B2EM_19	36°	0,1	1,16	0,667	0,005	25
Model_B2EM_20	36°	0,1	1,16	0,667	0,005	30

Nota:  $\psi$  – ângulo de dilatação;  $\varepsilon$  – excentricidade;  $\sigma_b/\sigma_c$  – razão da compressão biaxial e uniaxial;  $K_c$  – meridiano de compressão;  $\mu$  - viscosidade.

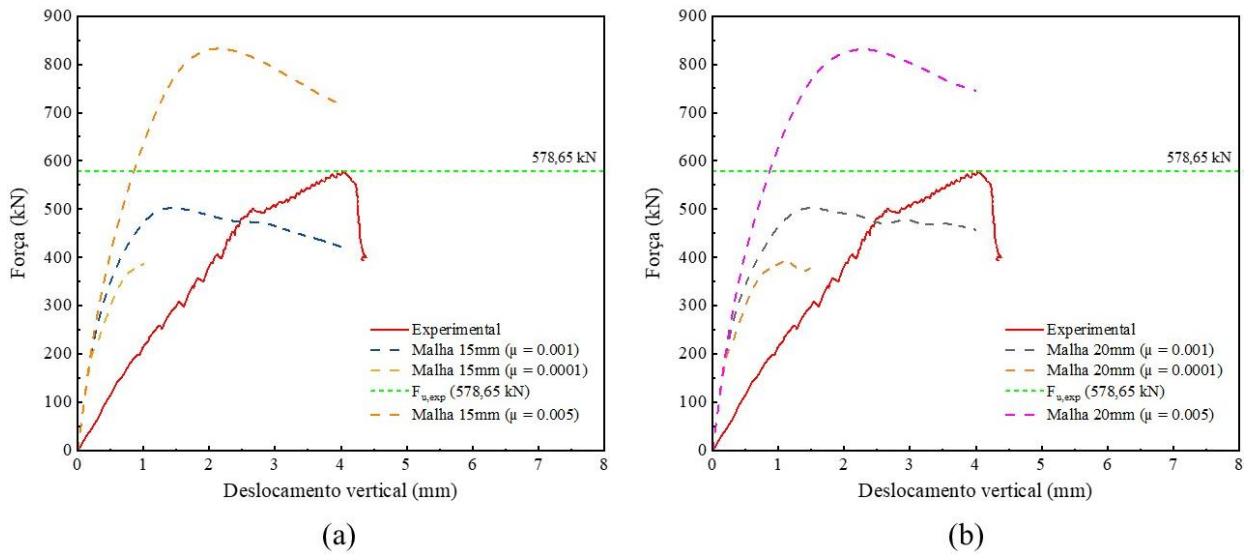
Fonte: A própria autora.

Entre os modelos numéricos listados na Tabela 4.6, os modelos Model\_B2EM\_01, Model\_B2EM\_06, Model\_B2EM\_11, Model\_B2EM\_12 e Model\_B2EM\_16 apresentaram erro durante o processamento. Além disso, os modelos Model\_B2EM\_09 e Model\_B2EM\_13 não atingiram o pico da curva força *versus* deslocamento e, por essa razão, foram descartados da análise de calibração.

Os valores de força de ruptura e deslocamento vertical de cada modelo numérico foram extraídos do ABAQUS®, sendo selecionado o modelo que mais se aproximou da curva força *versus* deslocamento experimental tendo como critério de escolha qual mais se aproximou da curva força-deslocamento experimental (Luchesi *et al.*, 2022). Assim, considerando os diferentes parâmetros de viscosidade, as curvas força-deslocamento foram geradas para os respectivos tamanhos de malha.

A Figura 4.7 ilustra as curvas força-deslocamento dos modelos numéricos com viscosidade 0.001, 0.0001 e 0.005, utilizando malhas de 15 mm e 20 mm. Além disso, também mostra a força de ruptura ( $F_{u,exp}$ ) e o comportamento força-deslocamento do modelo experimental para fins de comparação.

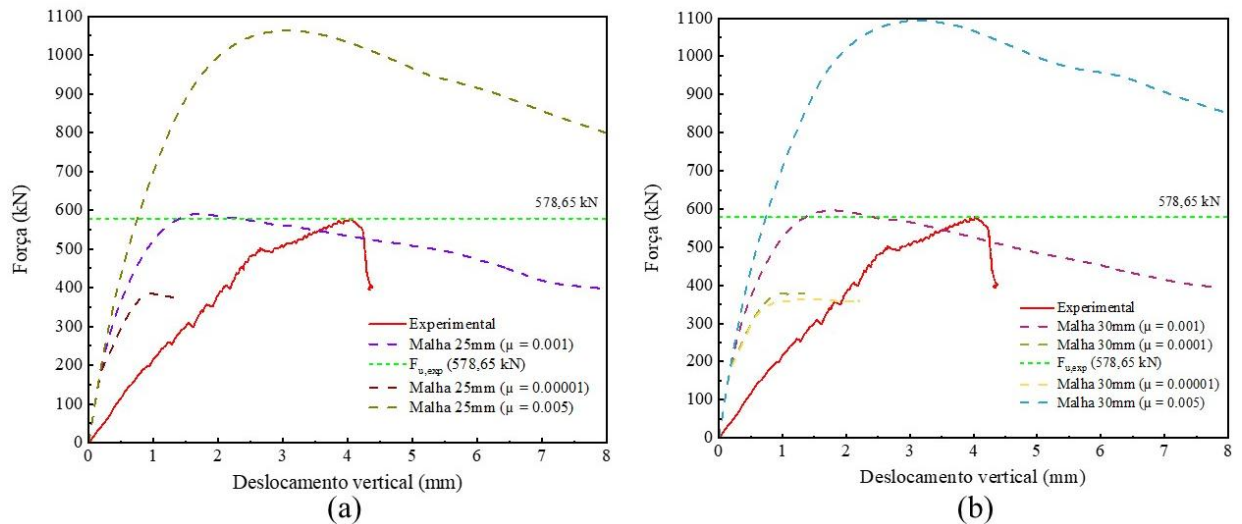
Figura 4.7 - Análise de sensibilidade para diferentes viscosidades: (a) malha 15mm; (b) malha 20mm



Fonte: A própria autora.

Já a Figura 4.8 mostra as curvas força-deslocamento dos modelos numéricos com viscosidade de 0.001, 0.0001, 0.00001 e 0.005, utilizando tamanhos de malha de 25 mm e 30 mm, como também ilustra a força de ruptura e o comportamento do modelo experimental.

Figura 4.8 - Análise de sensibilidade para diferentes viscosidades: (a) malha 25mm; (b) malha 30mm



Fonte: A própria autora.

Ao analisar as curvas força-deslocamento nas Figura 4.7 e Figura 4.8, observa-se que o parâmetro de viscosidade influencia consideravelmente na resistência última alcançada pelo modelo numérico, indicando um aumento da resistência à medida que o valor da viscosidade aumenta. Observa-se também que, em ambas as figuras (Figura 4.7 e Figura 4.8), os modelos numéricos de calibração apresentam maior rigidez em comparação ao modelo experimental,

evidenciada pela diferença na curvatura inicial das curvas, conforme também observado por Delalibera (2006).

Luchesi *et al.* (2022) afirma que essa é uma tendência de modelos numéricos de blocos sobre estacas, que apresentam maior rigidez e, conseqüentemente, menores deslocamentos em comparação ao modelo experimental.

Para facilitar a compreensão dos resultados, a Tabela 4.7 mostra os valores de força última experimental e dos modelos numéricos, considerando as diferentes viscosidades e respectivos tamanhos de malhas.

Tabela 4.7 – Comparação entre a força última experimental e as forças últimas dos modelos numéricos com diferentes viscosidades

<b>Modelo</b>	<b>Força última (kN)</b>	<b><math>F_{u,num}/F_{u,exp}</math></b>	<b>Erro</b>
Experimental	578.650	-	-
<b>Viscosidade 0.001</b>			
Model_B2EM_02	502.520	0.8684	-13.16%
Model_B2EM_03	503.229	0.8697	-13.03%
Model_B2EM_04	590.197	1.0200	2.00%
Model_B2EM_05	596.292	1.0305	3.05%
<b>Viscosidade 0.0001</b>			
Model_B2EM_07	387.398	0.6695	-33.05%
Model_B2EM_08	391.555	0.6767	-32.33%
Model_B2EM_10	380.701	0.6579	-34.21%
<b>Viscosidade 0.00001</b>			
Model_B2EM_14	386.200	0.6674	-33.26%
Model_B2EM_15	363.420	0.6280	-37.20%
<b>Viscosidade 0.0005</b>			
Model_B2EM_17	832.682	1.4390	43.90%
Model_B2EM_18	831.257	1.4365	43.65%
Model_B2EM_19	1063.160	1.8373	83.73%
Model_B2EM_20	1093.890	1.8904	89.04%

Nota:  $F_{u,num}$  – força última modelo numérico;  $F_{u,exp}$  – força última experimental; sendo o erro determinado por:  $Erro: [1 - (F_{u,num}/F_{u,exp})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Ao estabelecer o parâmetro de viscosidade igual a 0.0001 e 0.00001, nota-se que a força última numérica foi inferior à observada experimentalmente. No entanto, ao aumentar a viscosidade para 0.005, a força última torna-se significativamente superior à experimental. Assim sendo, a melhor concordância com resultado experimental foi alcançada com o uso da

viscosidade de 0.001, onde a força última numérica apresenta erros em torno de 2,00% em relação à força última experimental.

Observa-se também que, à medida que o valor da viscosidade diminui, o tempo de processamento aumenta. Com base nesses resultados, especialmente considerando a proximidade da força última numérica com a experimental, o valor de viscosidade adotado foi 0.001.

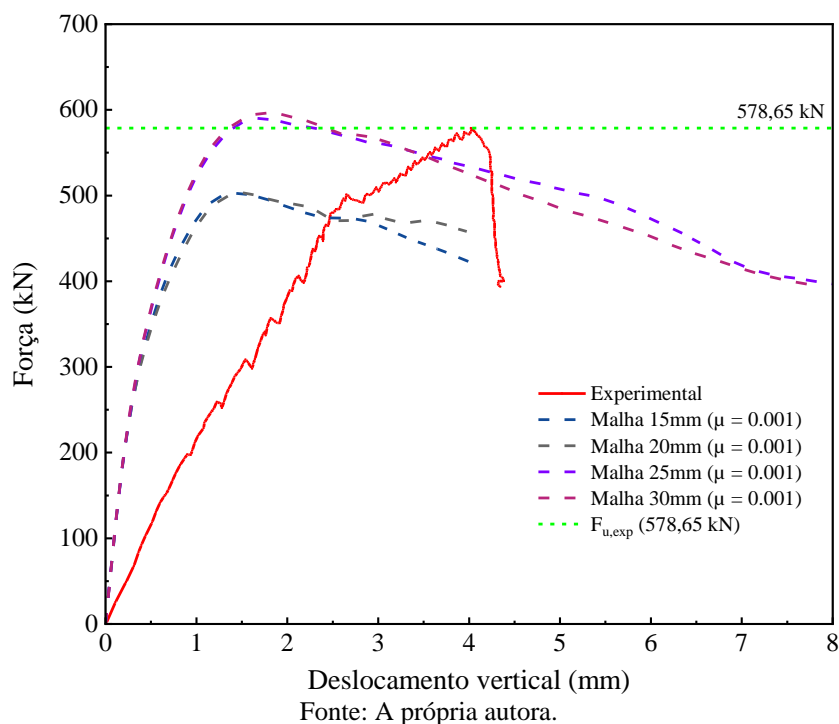
Vale destacar que Tomaz (2018) ensaiou apenas um bloco com embutimento de 10 cm sem chapa no topo. Essa abordagem limita a confiabilidade dos dados coletados, já que o concreto apresenta uma variabilidade e, por isso, mais ensaios seriam necessários para se obter uma média confiável.

#### 4.4 QUARTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: TESTE DE MALHA

A quarta etapa da calibração concentra-se na análise de sensibilidade de malha. O refinamento da malha é essencial em simulações numéricas, pois o tamanho do elemento finito afeta diretamente a precisão e a qualidade da resposta numérica (Behnam; Kuang; Samali, 2018; Neuberger *et al.*, 2023).

Nesse contexto, foi realizado um estudo de sensibilidade de malha nesta pesquisa, mantendo-se constante todas as variáveis do modelo CDP, incluindo o valor da viscosidade de 0.001. Foram testadas malhas com tamanhos de 15 mm, 20 mm, 25 mm e 30 mm, conforme ilustrado na Figura 4.9.

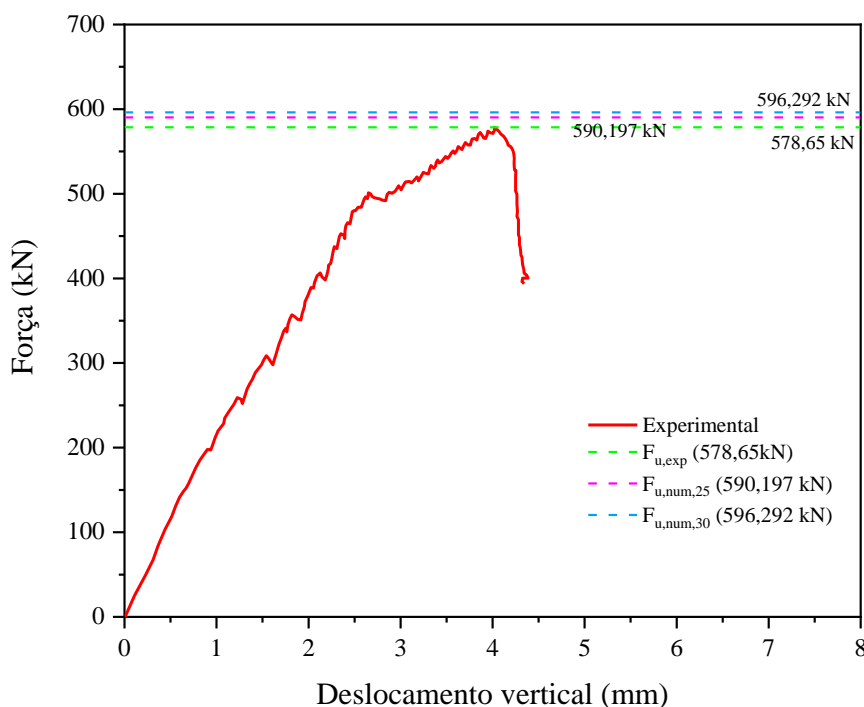
Figura 4.9 - Teste de malha com variáveis do CDP constantes



Nota-se que o tamanho da malha influencia diretamente a precisão da resistência última alcançada pelo modelo numérico, indicando um aumento da resistência à medida que o tamanho da malha aumenta. Em outras palavras, quanto menor a malha, menor é a carga última obtida pelo modelo numérico.

Diante disso, as melhores aproximações dos resultados, em termos de resistência dos blocos, foram alcançadas com malhas de 25 mm e 30 mm, como ilustra Figura 4.10.

Figura 4.10 – Comparação entre as forças últimas numéricas, malhas de 25 mm e 30 mm, e experimental



Nota:  $F_{u,exp}$  – força de ruptura experimental;  $F_{u,num,25}$  – força de ruptura numérica para malha de 25 mm;  $F_{u,num,30}$  – força de ruptura numérica para malha de 30 mm.

Fonte: A própria autora.

Por causa da consistência dos dados e do tempo reduzido de processamento, a malha 25 mm foi selecionada como padrão para a simulação numérica dos blocos. O resultado obtido apresentou uma relação entre a força de ruptura numérica e força de ruptura experimental de 1,02 - razão entre a força de ruptura numérica malha 25 mm e a força de ruptura experimental ( $F_{u,num}/F_{u,exp}$ ), indicando que a resistência máxima numérica foi 2% superior à experimental, além do tempo de processamento de aproximadamente 4 horas.

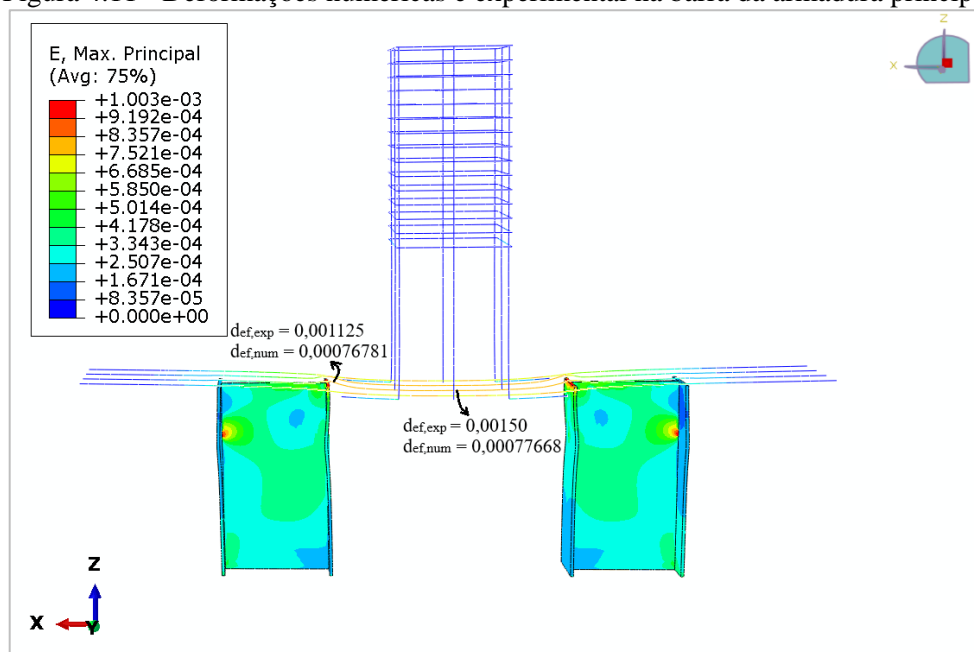
#### 4.5 QUINTA ETAPA DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA: COMPARAÇÃO DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A discrepância significativa entre as curvas experimentais e numéricas na evolução das disposições verticais pode estar associada à suposição de aderência perfeita entre a armadura e o concreto (Neuberger *et al.*, 2023), bem como ao fato do modelo numérico apresentar maior rigidez em comparação ao experimental (Figura 4.9).

Por outro lado, foi possível compatibilizar a força de ruptura, uma vez que o modelo apresenta um comportamento satisfatório da curva força-deslocamento. Contudo, há uma

discrepância na deformação da armadura principal do bloco, visto que a deformação numérica da armadura principal não corresponde à experimental, como ilustra Figura 4.11.

Figura 4.11 - Deformações numéricas e experimental na barra da armadura principal



Nota:  $d_{ef,exp}$  - deformação experimental na barra da armadura principal;  $d_{ef,num}$  - deformação numérica na barra da armadura principal.

Fonte: A própria autora.

Para melhor compreensão dos resultados, a Tabela 4.8 exibe os valores das deformações experimentais das armaduras principal e das deformações obtidas no modelo numérico para o instante em que se atinge a força última de 590,197kN.

Tabela 4.8 – Comparação entre as deformações experimentais na armadura principal e as deformações do modelo numérico

<b>Deformação da armadura principal</b>	<b>Valor</b>
Deformação experimental do tirante no topo da estaca (mm)	0.001125
Deformação numérica do tirante no topo da estaca (mm)	0.00076781
Deformação experimental do tirante na face inferior do bloco (mm)	0.001500
Deformação numérica do tirante na face inferior do bloco (mm)	0.00077668

Fonte: A própria autora.

Adicionalmente, a Tabela 4.9 apresenta a relação entre as deformações na barra da armadura principal, tanto numéricas quanto experimental. Observa-se que a deformação

numérica na barra, próxima à aba interna do perfil, foi 31,75% menor que a deformação experimental no mesmo ponto. Já no centro da barra, a deformação numérica foi 48,22% menor que a deformação experimental.

Tabela 4.9 - Relação entre as deformações da armadura principal no modelo experimental e no modelo numérico

<b>Relação entre as deformações</b> $d_{ef,num}/d_{ef,exp}$	<b>Erro (%)</b>
<b>Armadura principal topo da estaca</b>	
0.6825	-31.75
<b>Armadura principal face inferior do bloco</b>	
0.5178	-48.22

Nota:  $d_{ef,num}$  – deformação na barra da armadura modelo numérico;  $d_{ef,exp}$  – deformação na barra da armadura modelo experimental; sendo o erro determinado por:  $Erro: [1 - (F_{u,num}/F_{u,exp})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Assim como no modelo experimental de Tomaz (2018), nota-se no modelo numérico que a deformação na barra do tirante não foi constante, evidenciando que a tensão ao longo do tirante também não é constante.

Ademais, foi realizada a análise das deformações do perfil no modelo numérico, considerando o instante em que o corpo atingiu sua carga máxima, utilizando os mesmos pontos de medição do modelo experimental. Para facilitar o entendimento dos resultados, a Tabela 4.10 exhibe os valores das deformações do perfil, tanto no modelo experimental quanto no numérico, nas abas de extremidade e interna.

Tabela 4.10 - Comparação entre as deformações experimentais no perfil e as deformações do modelo numérico

<b>Deformação do perfil</b>	<b>Valor</b>
Deformação experimental do perfil aba da extremidade (mm) - e1	0.000182
Deformação numérica do perfil aba da extremidade (mm)	0.00015693
Deformação experimental do perfil aba interna (mm) - e2	0.000707
Deformação numérica do perfil aba interna (mm)	0.00062035

Fonte: A própria autora.

De forma similar, a Tabela 4.11 apresenta a relação entre as deformações do perfil nos modelos numérico e experimental. Ao analisar os resultados, verifica-se que a deformação numérica na aba interna do perfil, ao atingir força de ruptura de 590,197 kN, foi de 13,78% menor que a deformação experimental. Por sua vez, a deformação numérica na aba de

extremidade foi de 12,26% inferior à experimental. Assim, observa-se que foi possível compatibilizar o modelo numérico com relação à deformação do perfil.

Tabela 4.11 - Relação entre as deformações do perfil no modelo experimental e no modelo numérico

<b>Relação entre as deformações</b> <b><math>(d_{ef,num,p} / d_{ef,exp})</math></b>	<b>Erro (%)</b>
<b>Aba interna do perfil</b>	
0.8622	-13.78
<b>Aba de extremidade</b>	
0.8774	-12.26

Nota:  $d_{ef,num,p}$  – deformação numérica do perfil;  $d_{ef,exp}$  – deformação experimental do perfil; sendo o erro determinado por:  $Erro: [1 - (F_{u,num,p} / F_{u,exp})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Com base nos resultados de calibração, para obter uma curva numérica de força *versus* deslocamento com curvatura inicial próxima à da curvatura experimental, foi efetuada a modelagem do mesmo modelo numérico, desta vez com a inclusão de suporte de neoprene na base das estacas.

#### 4.5.1 Inclusão do suporte de placa elastomérica na base do perfil

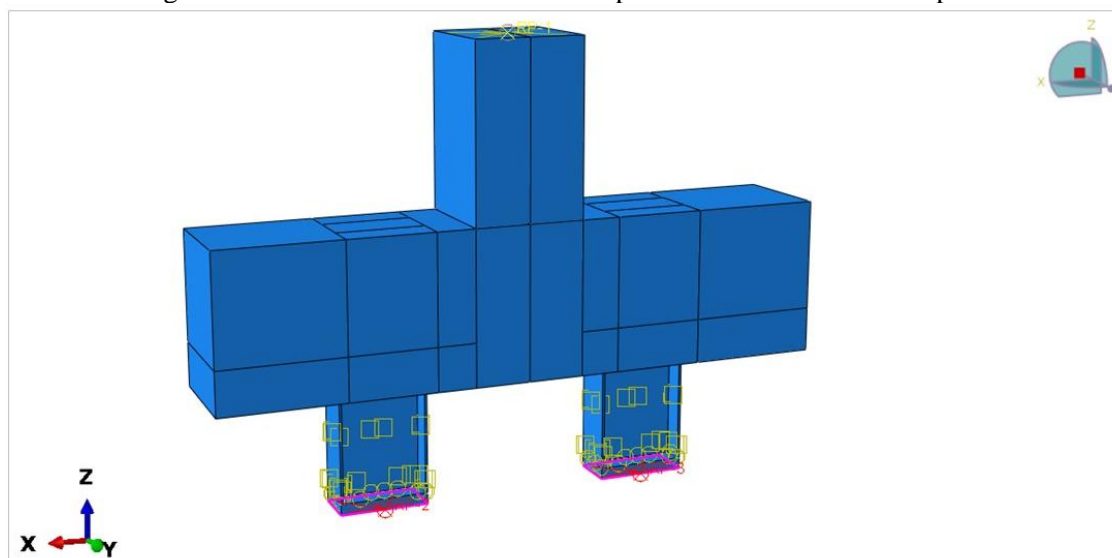
Para a comparação do modelo que mais se aproxima do resultado experimental, foi feito uma nova modelagem. Dessa vez, foi incluso o neoprene na base de cada perfil, semelhante ao ensaio efetuado por Tomaz (2018). Todas as variáveis do modelo CDP foram mantidas iguais, assim como o tamanho da malha de 25 mm, para pilar e bloco, e malha de 5 mm para as estacas e o neoprene.

Entretanto, como Tomaz (2018) não especificou as características do neoprene utilizado no experimento, projetou-se uma placa elastomérica de 25 mm de espessura na base de cada elemento, com as propriedades elástico-linear definidas por um módulo de Young  $E = 21000,0$  MPa e coeficiente de Poisson  $\nu = 0,45$ .

Para o neoprene foi admitido restrição do tipo “*coupling*” na face inferior do neoprene (Figura 4.12).

A Figura 4.12 ilustra o modelo numérico com a inclusão do neoprene.

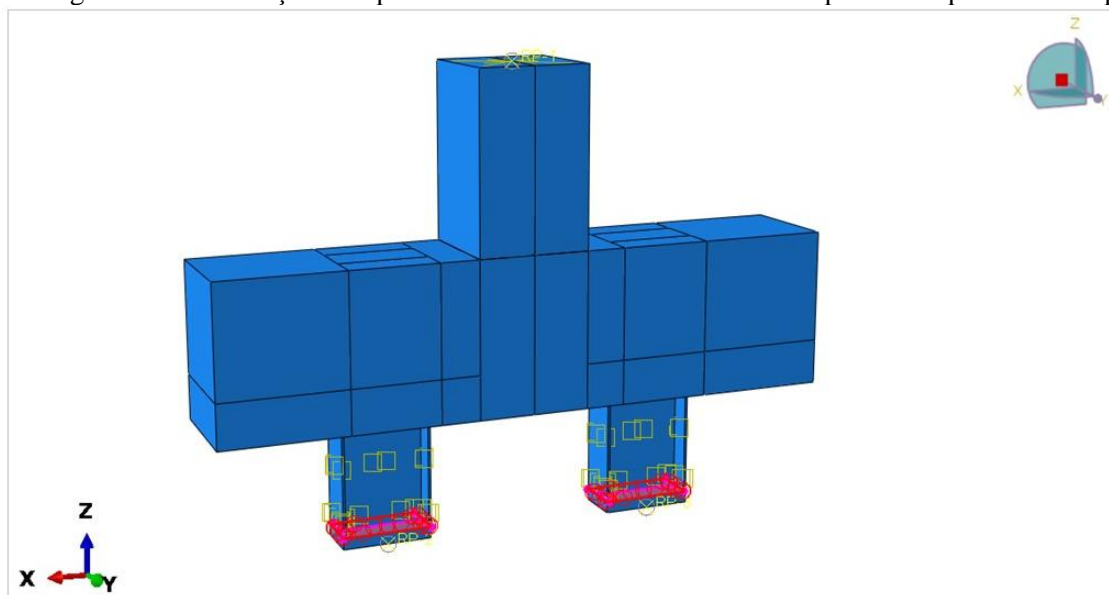
Figura 4.12 - Modelo numérico com neoprene de 25mm na base do perfil



Fonte: A própria autora.

Para a ligação entre as estacas metálicas e o neoprene, foi aplicado a restrição do tipo “tie”, impedindo qualquer tipo de descolamento entre as superfícies, conforme mostrado na Figura 4.13.

Figura 4.13 - Restrição do tipo “tie” entre a base das estacas e a superfície superior do neoprene

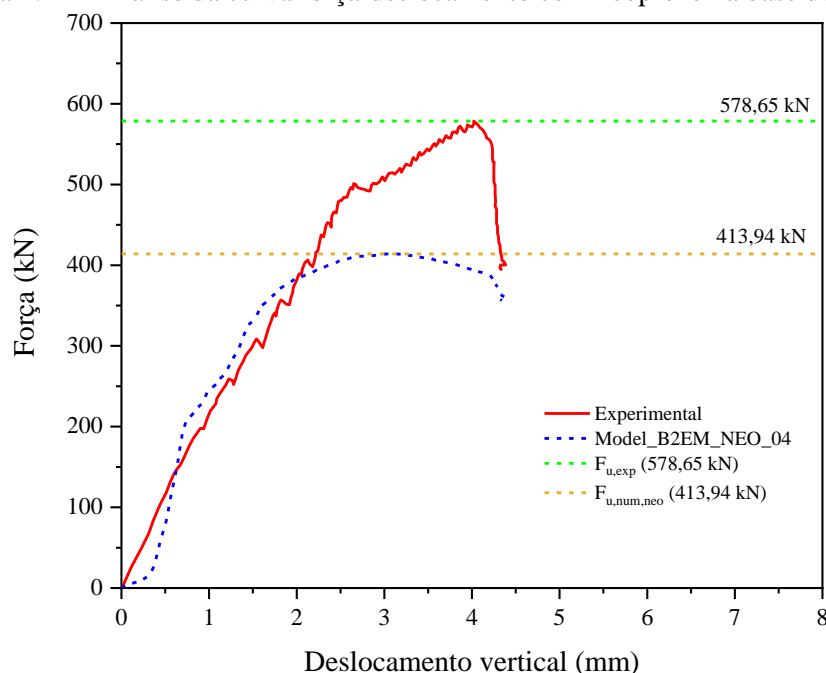


Fonte: A própria autora.

Após processamento, observa-se que a utilização de suporte em placas elastoméricas influencia significativamente na resistência última alcançada do modelo numérico, com carga

igual a 413,94 kN, o que representa uma redução de 28,46% com o modelo experimental, razão entre a força de ruptura numérica com neoprene e a força de ruptura experimental, em porcentagem. Isso indica uma diminuição da resistência ao se considerar o material elastomérico como suporte. Entretanto, pela curva força-deslocamento, verifica-se que o comportamento do modelo numérico com neoprene tem curvatura inicial semelhante ao observado no experimento, como mostrado na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Análise da curva força-deslocamento com neoprene na base do perfil



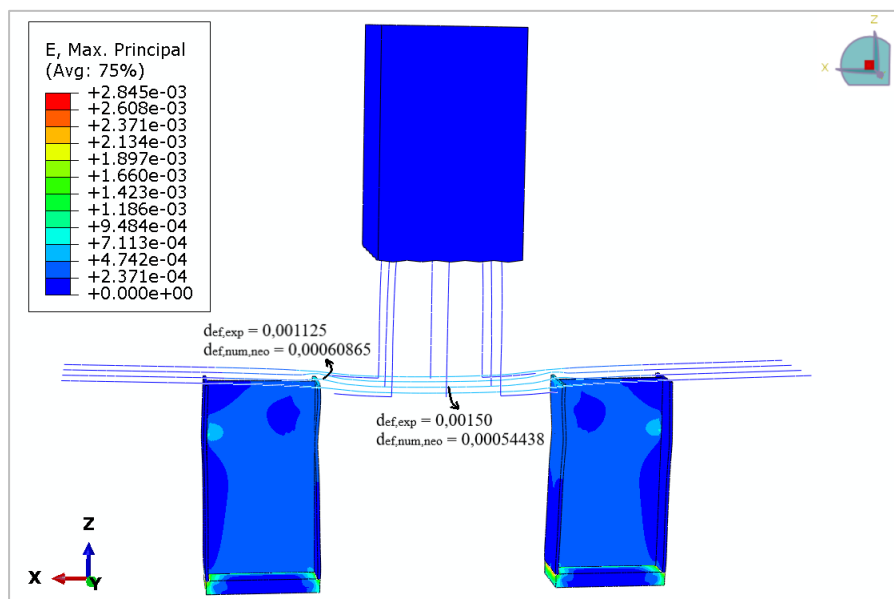
Nota: Model\_B2EM\_NEO\_04 – modelo numérico bloco sobre duas estacas metálicas com inclusão de neoprene número 04;  $F_{u,exp}$  – força de ruptura experimental;  $F_{u,num,neo}$  – força de ruptura numérica com neoprene na base dos perfis.

Fonte: A própria autora.

Na Figura 4.14, nota-se que a curva força *versus* deslocamento do modelo numérico com neoprene, denominado Model\_B2EM\_NEO\_04, apresenta uma curvatura com inclinação mais suave, o que caracteriza um comportamento predominantemente elástico.

Além disso, ao analisar a deformação da armadura principal, constata-se que há uma discrepância maior em relação à deformação obtida com o modelo numérico sem a placa elastomérica na base do perfil, não correspondendo também à experimental, conforme mostrado na Figura 4.15.

Figura 4.15 - Deformações numéricas e experimental na barra da armadura principal



Nota:  $F_{u,exp}$  – força de ruptura experimental;  $F_{u,num,neo}$  – força de ruptura numérica com neoprene na base dos perfis.

Fonte: A própria autora.

Para melhor compreensão dos resultados, a Tabela 4.12 exibe os valores das deformações experimentais da armadura principal e das deformações obtidas no modelo numérico com a inclusão de placa elastómerica na base das estacas, no instante em que se atinge a força última de 413,94 kN.

Tabela 4.12 - Comparação entre as deformações experimentais na armadura principal e as deformações do modelo numérico com inclusão de neoprene

Deformação armadura principal	Valor
Deformação experimental do tirante no topo da estaca (mm)	0.001125
Deformação numérica do tirante no topo da estaca (mm)	0.00060865
Deformação experimental do tirante na face inferior do bloco (mm)	0.001500
Deformação numérica do tirante na face inferior do bloco (mm)	0.00054438

Fonte: A própria autora.

Enquanto que, a Tabela 4.13 mostra a relação entre as deformações na barra da armadura principal, tanto numéricas quanto experimentais. Nota-se que a deformação numérica na barra, próxima à aba interna do perfil, foi 45,90% menor que a deformação experimental no mesmo ponto. Já no centro da barra, a deformação numérica foi 63,71% inferior à deformação

experimental. Esses resultados indicam que modelo numérico Model\_B2EM\_NEO\_04 apresenta maior divergência nos valores de deformação da armadura principal em comparação com modelo Model\_B2EM\_04, sendo este último a melhor opção entre os modelos processados na etapa de calibração.

Tabela 4.13 - Relação entre as deformações da armadura principal no modelo experimental e no modelo numérico com adoção de neoprene

<b>Relação entre as deformações</b> $d_{ef,num,neo}/d_{ef,exp}$	<b>Erro (%)</b>
<b>Armadura principal topo da estaca</b>	
0.5410	-45.90
<b>Armadura principal face inferior do bloco</b>	
0.3629	-63.71

Nota:  $d_{ef,num,neo}$  – deformação na barra da armadura modelo numérico com inclusão de neoprene;  $d_{ef,exp}$  – deformação na barra da armadura modelo experimental; sendo o erro determinado por:  $Erro: [1 - (F_{u,num,neo}/F_{u,exp})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Para fins de comparação, foi realizada também a análise das deformações do perfil no modelo numérico com a inclusão de neoprene na base das estacas, no instante em que o modelo atingiu sua força última de 413,94 kN, utilizando os mesmos pontos de medição do modelo experimental. A Tabela 4.14 mostra os valores das deformações do perfil, tanto no modelo experimental quanto no numérico, nas abas de extremidade e interna.

Tabela 4.14 - Comparação entre as deformações experimentais no perfil e as deformações do modelo numérico com a inclusão de neoprene

<b>Deformação do perfil</b>	<b>Valor</b>
Deformação experimental do perfil aba da extremidade (mm) - e1	0.000182
Deformação numérica do perfil aba da extremidade (mm)	0.00008127
Deformação experimental do perfil aba interna (mm) - e2	0.000707
Deformação numérica do perfil aba interna (mm)	0.00039367

Fonte: A própria autora.

A partir desses dados, a Tabela 4.15 exhibe a relação entre as deformações do perfil no modelo numérico, que inclui neoprene, e do modelo experimental. Ao analisar os resultados, observa-se que a deformação numérica na aba interna do perfil, ao atingir força de ruptura de 413,94 kN, foi de 55,35% menor que a deformação experimental. Por sua vez, a deformação

numérica na aba de extremidade foi de 44,32% inferior à deformação experimental. Assim, constata-se, neste modelo, os perfis apresentaram maior deformação em comparação ao modelo Model\_B2EM\_04.

Tabela 4.15 - Relação entre as deformações do perfil no modelo experimental e no modelo numérico com a inclusão de neoprene

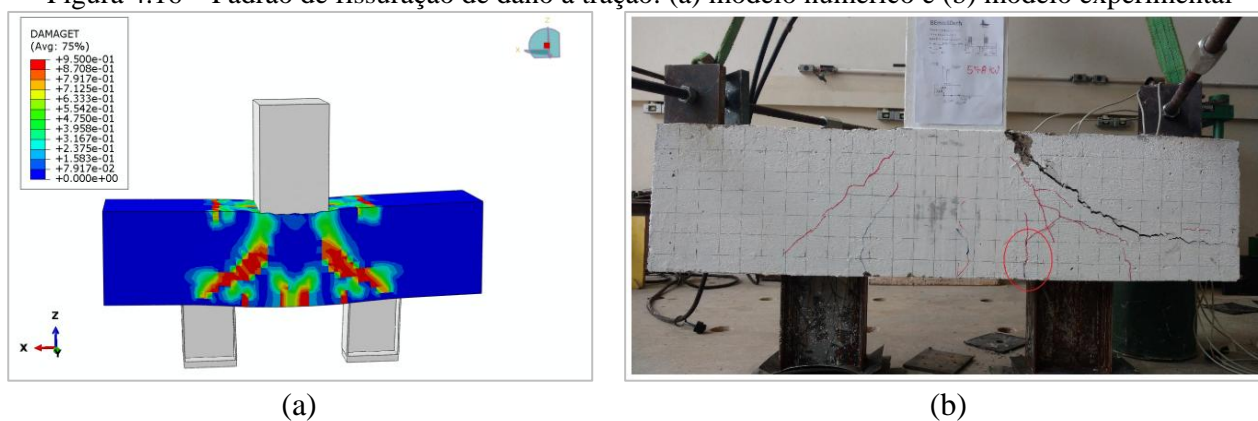
Relação entre as deformações $d_{ef,num,neo,p} / d_{ef,exp}$	Erro (%)
<b>Aba interna do perfil</b>	
0.4465	-55.35
<b>Aba de extremidade</b>	
0.5568	-44.32

Nota:  $d_{ef,num,neo,p}$  – deformação numérica do perfil com neoprene na base;  $d_{ef,exp}$  – deformação experimental do perfil; sendo o erro determinado por:  $Erro: [1 - (F_{u,num,neo,p}/F_{u,exp})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Outro parâmetro utilizado para calibração e determinação do modelo, foi verificar o padrão de fissuração do modelo numérico decorrente do dano à tração semelhante ao observado no experimental, considerando o instante em que o corpo atingiu sua força última, conforme ilustrado na Figura 4.16.

Figura 4.16 – Padrão de fissuração de dano à tração: (a) modelo numérico e (b) modelo experimental



Fonte: A própria autora.

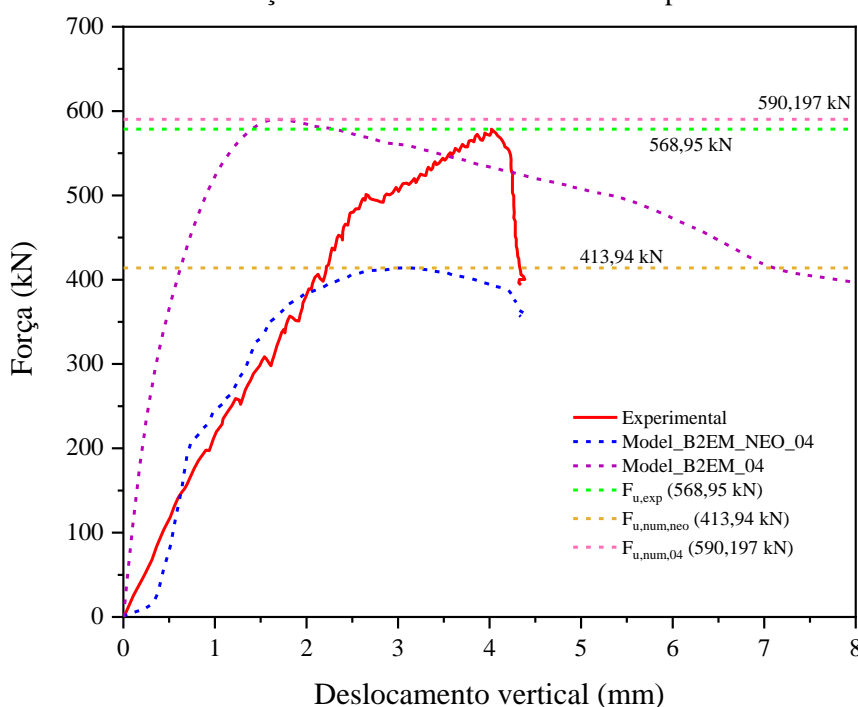
Ao comparar o padrão de fissuração, nota-se que o modelo numérico com neoprene apresenta menor rigidez em relação ao modelo experimental, colapsando sob uma carga máxima inferior àquela obtida no ensaio experimental e no modelo Model\_B2EM\_04.

Nesse contexto, a Figura 4.17 ilustra as curvas de força *versus* deslocamento dos modelos numéricos, Model\_B2EM\_04 e Model\_B2EM\_NEO\_04, juntamente com a curva

experimental. A partir dessa comparação, verifica-se que a curvatura do modelo com neoprene exibe um comportamento predominantemente elástico, enquanto que o modelo Model\_B2EM\_04 apresenta uma curvatura inicial característica de comportamento mais rígido.

Em contrapartida, o modelo Model\_B2EM\_04 foi o que mais se aproximou da força última do modelo experimental, além dos outros parâmetros como deformação da armadura principal, deformação do perfil, indicando, assim, que foi possível compatibilizar esse modelo numérico, em comparação com o modelo Model\_B2EM\_NEO\_04.

Figura 4.17 - Análise da curva força-deslocamento modelo com neoprene e sem na base do perfil



Nota: Model\_B2EM\_NEO\_04 – modelo numérico de bloco sobre duas estacas metálicas com inclusão de neoprene número 04; Model\_B2EM\_04 – modelo numérico de bloco sobre duas estacas metálicas número 04;  $F_{u,exp}$  – força de ruptura experimental;  $F_{u,num,neo}$  – força de ruptura numérica com neoprene na base dos perfis;  $F_{u,num,04}$  – força de ruptura numérica modelo 04.

Fonte: A própria autora.

#### 4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inicialmente, foi estabelecido um modelo experimental de referência, o qual funcionou como base para calibração, utilizando os mesmos parâmetros geométricos, físicos e mecânicos.

A calibração foi realizada tendo como referência o ensaio de bloco sobre duas estacas metálicas com embutimento de 10 cm de Tomaz (2018). Para tanto, foi preciso variar os parâmetros do modelo CDP, aplicar condições de contorno específicas para o bloco, ajustar a

malha de elementos e adotar diferentes modelos constitutivos para os materiais envolvidos (concreto do pilar, concreto do bloco, aço das armaduras e estacas). Posteriormente, foram analisados os resultados relativos à curva força-deslocamento, à força de ruptura numérica, à deformação da armadura principal e à deformação do perfil.

Além disso, uma placa elastomérica foi incluída na base das estacas, com propriedades elásticas conforme descrito por Medeiros (2020) e Obando-Ante e Palmeira (2015). Essa inclusão teve como objetivo melhorar o comportamento da curva força-deslocamento. No entanto, essa simplificação mecânica do material não gerou os resultados esperados, por causa da complexidade em reproduzir o comportamento desse material elastomérico, conforme ressaltado por Chaves (2021). Considerando que o erro da força última na simulação do modelo Model\_B2EM\_04 foi de 2,00%, um valor significativo para uma simulação numérica, optou-se por prosseguir com o estudo paramétrico utilizando as configurações desse modelo, conforme mostrado na Tabela 4.6.

Cabe destacar que o tempo de processamento relativo à calibração de cada modelo foi, em média, de 8 horas.

# 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, são apresentados os resultados das simulações numéricas após a aplicação da metodologia descrita na Seção 3, e da calibração e comparação numérica abordada na Seção 4. No contexto das variáveis estudadas, a seção 5.1 exibe os resultados obtidos das simulações para comprimentos de embutimento de 10 cm e 20 cm. Em sequência, a seção 5.2 apresenta os resultados ao se variar o ângulo de orientação das estacas em relação ao eixo longitudinal, considerando os ângulos de 0°, 4°, 8°, 12°, 16°, 20° e 90° e variação da resistência à compressão do concreto do bloco. Por fim, a seção 5.3 mostra a análise das tensões nodais numéricas em comparação com as obtidas pelo modelo de Blévyot e Frémy (1967), pelo modelo de tensão multiaxial calculado por Delalibera *et al.* (2020), bem como com as normativas ABNT NBR 6118 (2023) e CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012).

Para cada variável, foram analisadas a força máxima, as tensões principais de compressão, o dano por tração (considerando que os modelos numéricos não apresentaram valores significativos de dano à compressão em nenhum dos casos), as tensões nas armaduras principais e as tensões nodais.

Cabe destacar que foram processados 29 modelos numéricos, todos para blocos com mesma geometria.

## 5.1 COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO

Nesta subseção são apresentados os resultados obtidos para blocos sobre duas estacas metálicas com embutimento da estaca no bloco de 10 cm e 20 cm, sendo comparado sete pares de modelos numéricos.

### 5.1.1 Força máxima

A Tabela 5.1 indica os resultados da força máxima e deslocamento vertical, bem como a variação da força última para os diferentes comprimentos de embutimento.

Tabela 5.1 – Comparação entre as forças máximas dos modelos com embutimento de 10 cm e 20 cm

Modelo	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$U_v$ (mm)	$\Delta F_{m\acute{a}x}$	$\Delta U_v$
E10O00F25	552.98	1.304	-	-
E20O00F25	439.15	1.202	-25.92%	-8.47%
E10O020F25	550.78	1.386	-	-
E20O020F25	430.21	1.231	-28.02%	-12.64%
E10O090F25	433.51	1.197	-	-
E20O090F25	338.17	1.362	-28.19%	12.07%
E10O9090F25	446.55	1.312	-	-
E20O9090F25	272.46	1.536	-63.90%	14.59%
E10O00F45	710.68	1.227	-	-
E20O00F45	604.99	1.268	-17.47%	3.24%
E10O020F45	710.20	1.361	-	-
E20O020F45	592.99	1.327	-19.77%	-2.57%
E10O090F45	629.80	1.385	-	-
E20O090F45	411.53	1.283	-53.04%	-7.98%

Nota:  $F_{m\acute{a}x}$  – força máxima;  $U_v$  – deslocamento vertical; sendo o erro entre as forças máximas para embutimento de 10 cm e 20 cm e deslocamento vertical determinado por:  $\Delta F_{m\acute{a}x} = [1 - (F_{m\acute{a}x,E10}/F_{m\acute{a}x,E20})] \times 100\%$  e  $\Delta U_v = [1 - (U_{v,E10}/U_{v,E20})] \times 100\%$ .

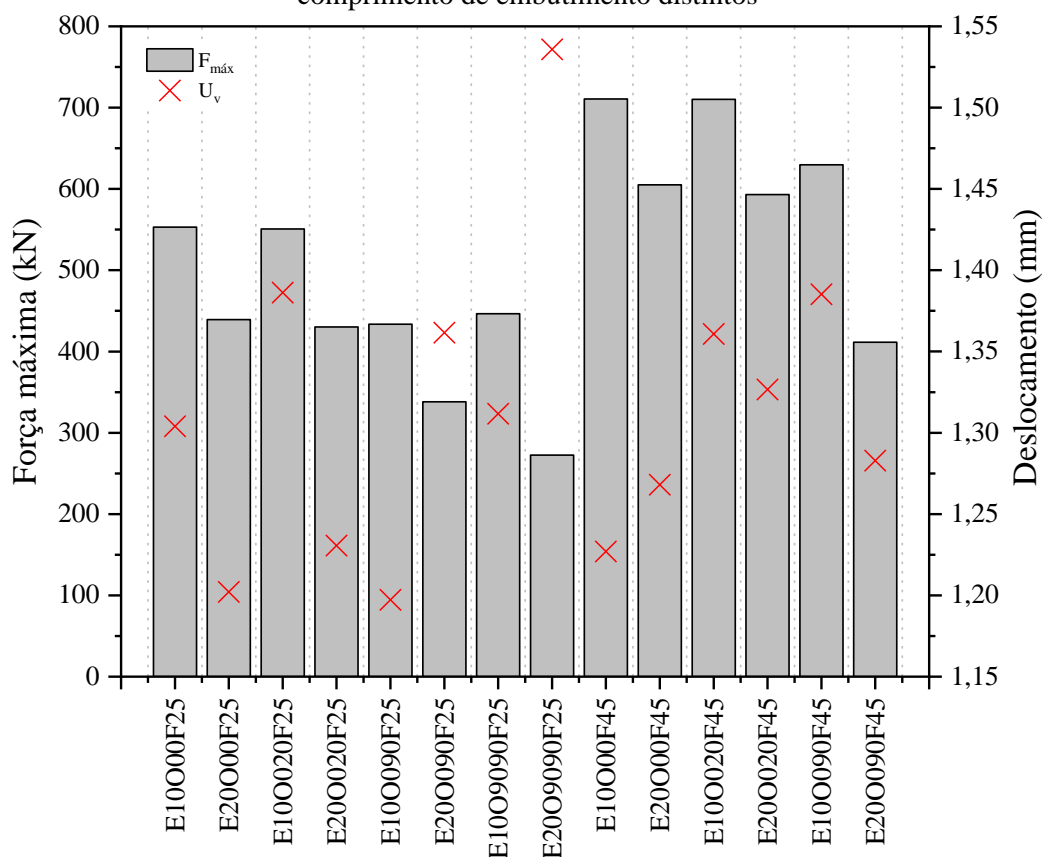
Fonte: A própria autora.

Ao comparar os modelos numéricos da Tabela 5.1, observa-se que força máxima para o modelo numérico com embutimento de 10 cm, denominado de E10O00F25, foi de 552,98 kN, enquanto que o modelo numérico E20O00F25, com mesmas características geométricas e mecânicas, indicou uma força máxima de 439,15 kN. Isso resulta em uma redução de 25.92% da resistência máxima.

De forma geral, nota-se, com os dados apresentados na Tabela 5.1 e ilustrados na Figura 5.1, que o comprimento de embutimento influencia significativamente na resistência última do bloco, ou seja, quanto maior o comprimento de embutimento menor é a capacidade resistente do bloco sobre duas estacas metálicas.

Tal afirmação também foram constatadas nos estudos de Tomaz (2018) e de Gonçalves, Delalibera, De Oliveira Filho (2022), que evidenciaram que o comprimento de embutimento das estacas e a resistência à compressão do concreto interferem na capacidade portante do bloco, afetando a força última do elemento.

Figura 5.1 – Valores de força máxima e deslocamento vertical dos modelos numéricos com comprimento de embutimento distintos



Fonte: A própria autora.

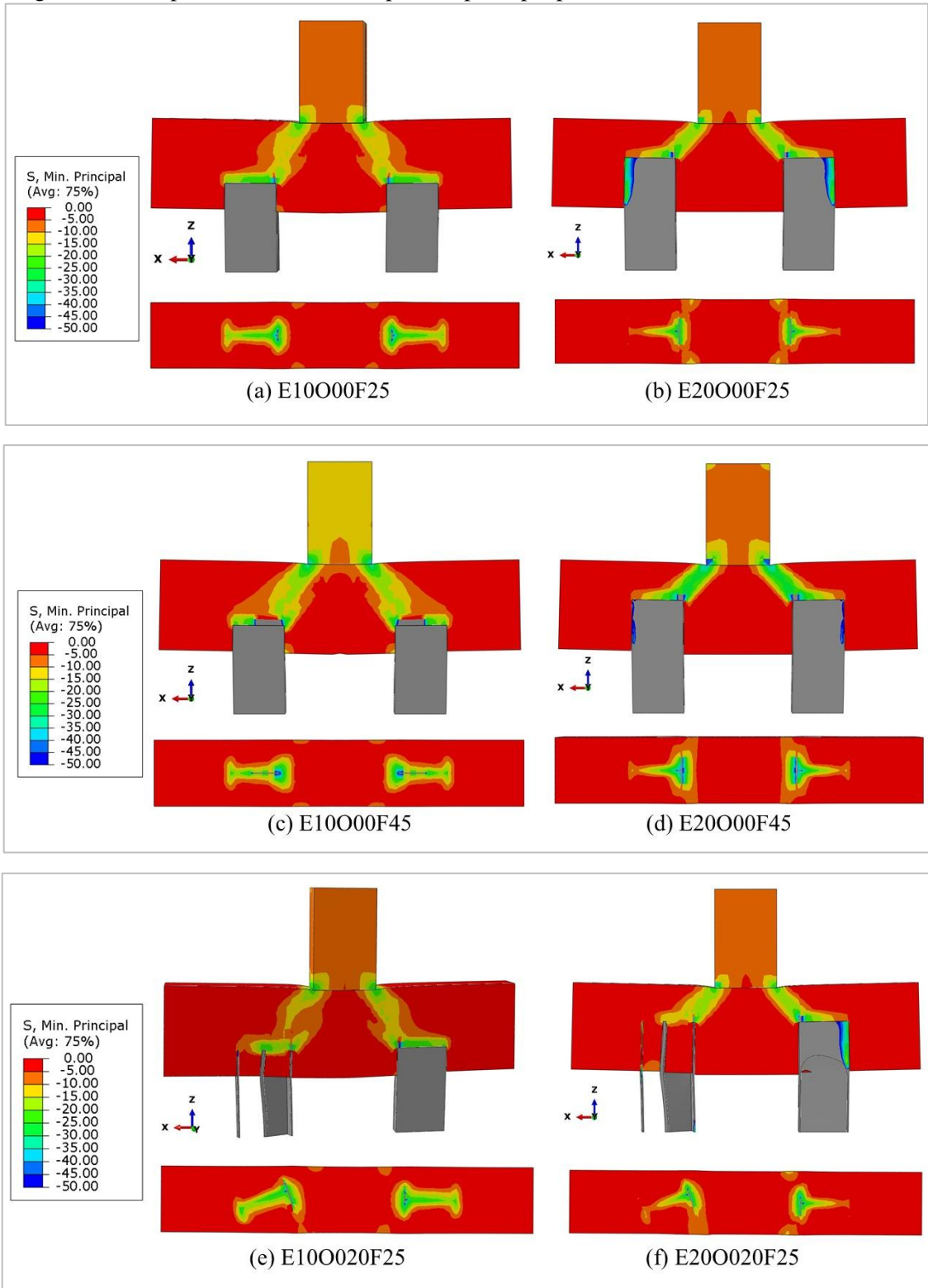
Em contrapartida, ao analisar o deslocamento vertical observa-se pouco deslocamento vertical entre os modelos numéricos, variando entre -8,47% a 14,59%.

### 5.1.2 Tensão principal de compressão

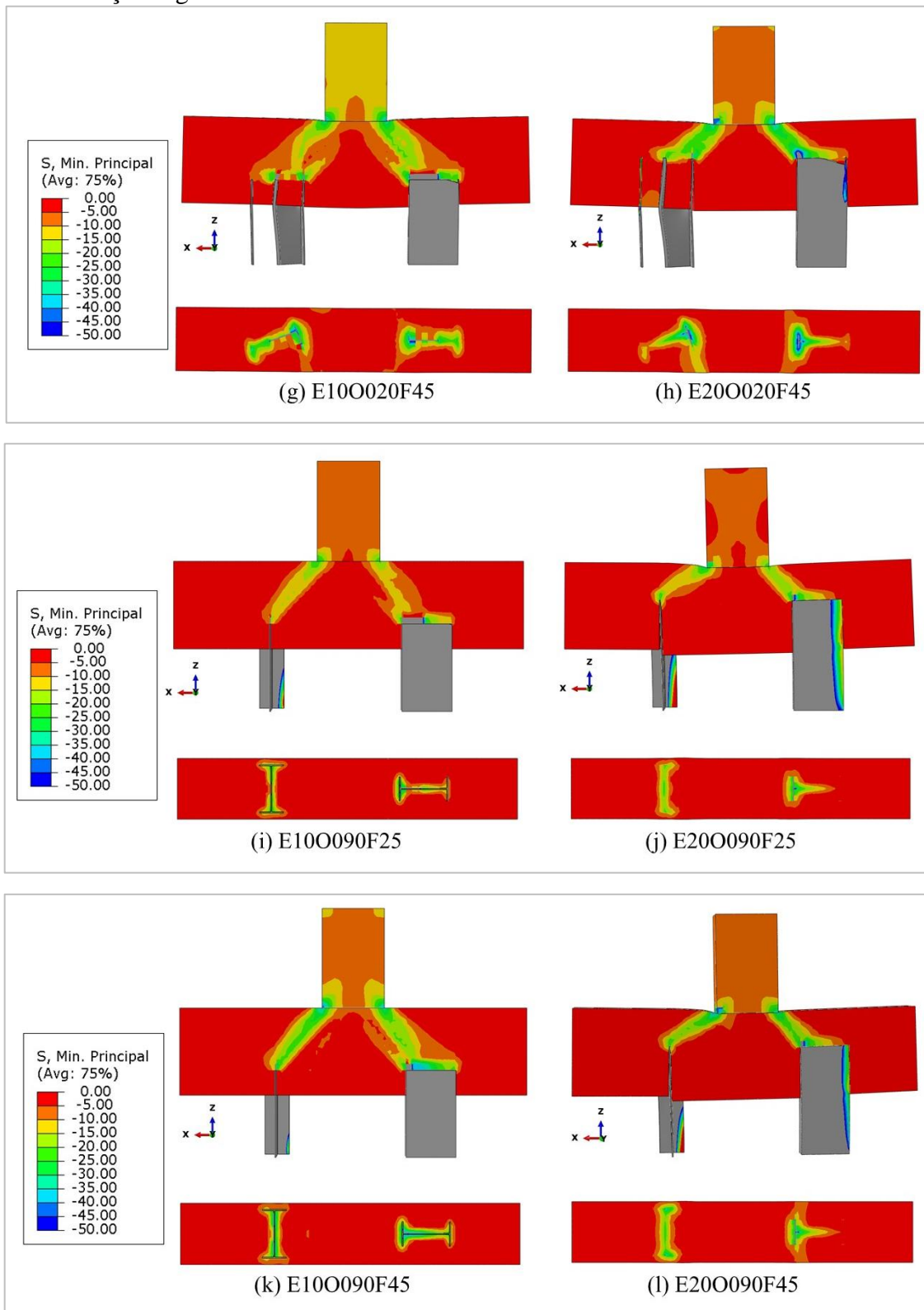
Nesta subseção, apresenta-se as tensões principais de compressão obtidas por meio de análise numérica.

A Figura 5.2 mostra o mapa de tensões dos sete pares de modelos numéricos com variação no comprimento de embutimento, no instante em que se atinge o valor máximo da força resistente. As imagens dos mapas de tensões foram geradas a partir de um corte ao longo do eixo longitudinal do bloco, para visualização lateral, e um corte no topo da estaca, proporcionando uma visualização superior.

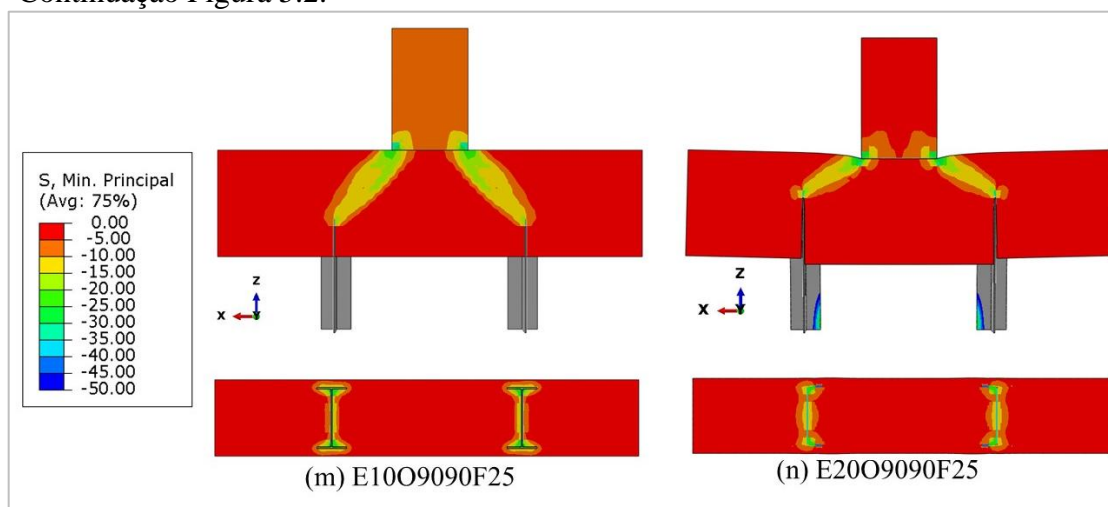
Figura 5.2 – Mapas de tensões de compressão principal para embutimentos de 10 cm e 20 cm



Continuação Figura 5.2.



Continuação Figura 5.2.



Fonte: A própria autora.

Na Figura 5.2, ao comparar os pares de modelos numéricos, observa-se que o comprimento de embutimento influencia significativamente a forma da distribuição e da concentração de tensões no topo da estaca. Especificamente, nos modelos com comprimento de embutimento de 20 cm, as tensões de compressão concentram-se na aba interna, estendendo-se até aproximadamente metade da alma do perfil, e formam uma biela com menor dispersão das tensões. Em contrapartida, para embutimento de 10 cm, as tensões apresentam uma distribuição quase uniforme ao longo do perfil, com biela com maior dispersão das tensões.

Um aspecto em comum entre os sete pares analisados foi a máxima tensões de compressão apresentarem na extremidade do pilar e na aba interna do perfil metálico, comportamento também identificado nos estudos de Delalibera (2006), Gonçalves e Delalibera (2020) e Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022). Esse padrão permite inferir que a seção transversal das estacas não foi solicitada uniformemente, sendo submetida a esforços combinados de flexão e compressão.

### 5.1.3 Tensão principal de tração

A Figura D.1 (Apêndice D) ilustra a distribuição das tensões principais de tração nos modelos numéricos. Por meio dessa análise, é possível observar a forma de propagação das tensões de tração no elemento estrutural. Tanto para os embutimentos de 10 cm quanto para os de 20 cm, verifica-se que as tensões de tração se concentram nas abas internas do perfil metálico, ou seja, na mesa do perfil. Essa concentração ocorre porque as tensões de tração

máxima no tirante se manifestam no vão entre as estacas, resultando em uma maior transferência de esforços para as abas internas dos perfis.

Nos blocos com embutimento de 20 cm, as tensões de tração apresentam uma maior área de propagação na situação em que a orientação das estacas é de 0°. Em situações de orientação variando entre 4° e 20°, as tensões de tração no topo do perfil são mais distribuídas nos modelos com embutimento de 10 cm, abrangendo uma área de propagação maior em comparação aos modelos com embutimento de 20 cm.

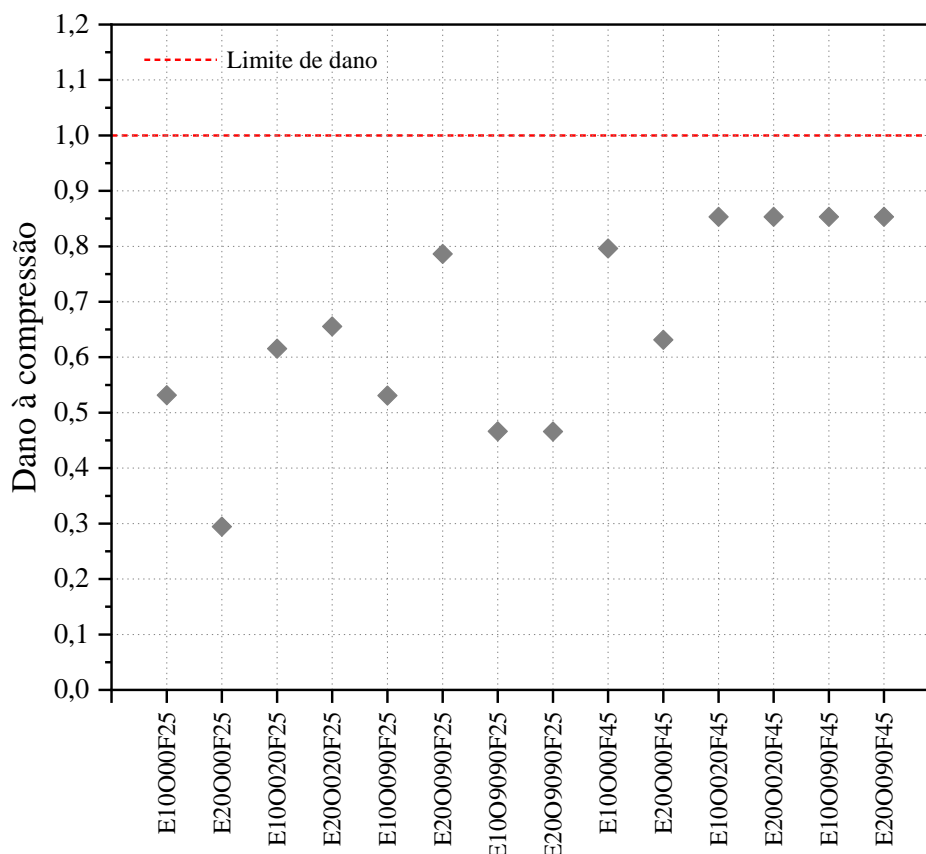
Na condição em que as duas estacas estão orientadas a 90°, observa-se que a intensidade das tensões permanece maior nos modelos com embutimento de 10 cm. No entanto, essas tensões se concentram predominantemente nas extremidades da seção transversal da alma do perfil. Esse comportamento indica a necessidade de um suporte adequado ou do uso material (pescoço de concreto, por exemplo) que amplie a área de contato da estaca, garantindo a integridade do perfil e prevenindo deformações significativas.

#### **5.1.4 Dano à compressão do concreto**

A Figura 5.3 ilustra os danos à compressão no concreto dos blocos numéricos, sendo possível verificar que os danos que mais próximos limite indicam uma perda de rigidez do material.

Dentre os sete pares de blocos numéricos variando o comprimento de embutimento, nota-se que os modelos com E10O020F45, E20O020F45, E10O090F45 e E20O090F45 foram aqueles que sofreram uma maior degradação do concreto, apresentando níveis de dano semelhantes, tal explicação pode se dar por causa da variação das estacas.

Figura 5.3 - Dano à compressão do concreto em relação ao comprimento de embutimento



Fonte: A própria autora.

Ao Analisar a Tabela D.1 (Apêndice D) e a Figura 5.3, nota-se que, entre os pares numéricos E10O00F25, E20O00F25, E10O00F45 e E20O00F45, a variação de danos é inferior a apresentada pelos modelos com comprimento de embutimento de 20 cm. Por exemplo, o modelo E10O00F25 exibiu um nível de dano de 0,5315, enquanto o modelo E20O00F25, registrou 0,2946, correspondendo a uma redução 80,41% no dano.

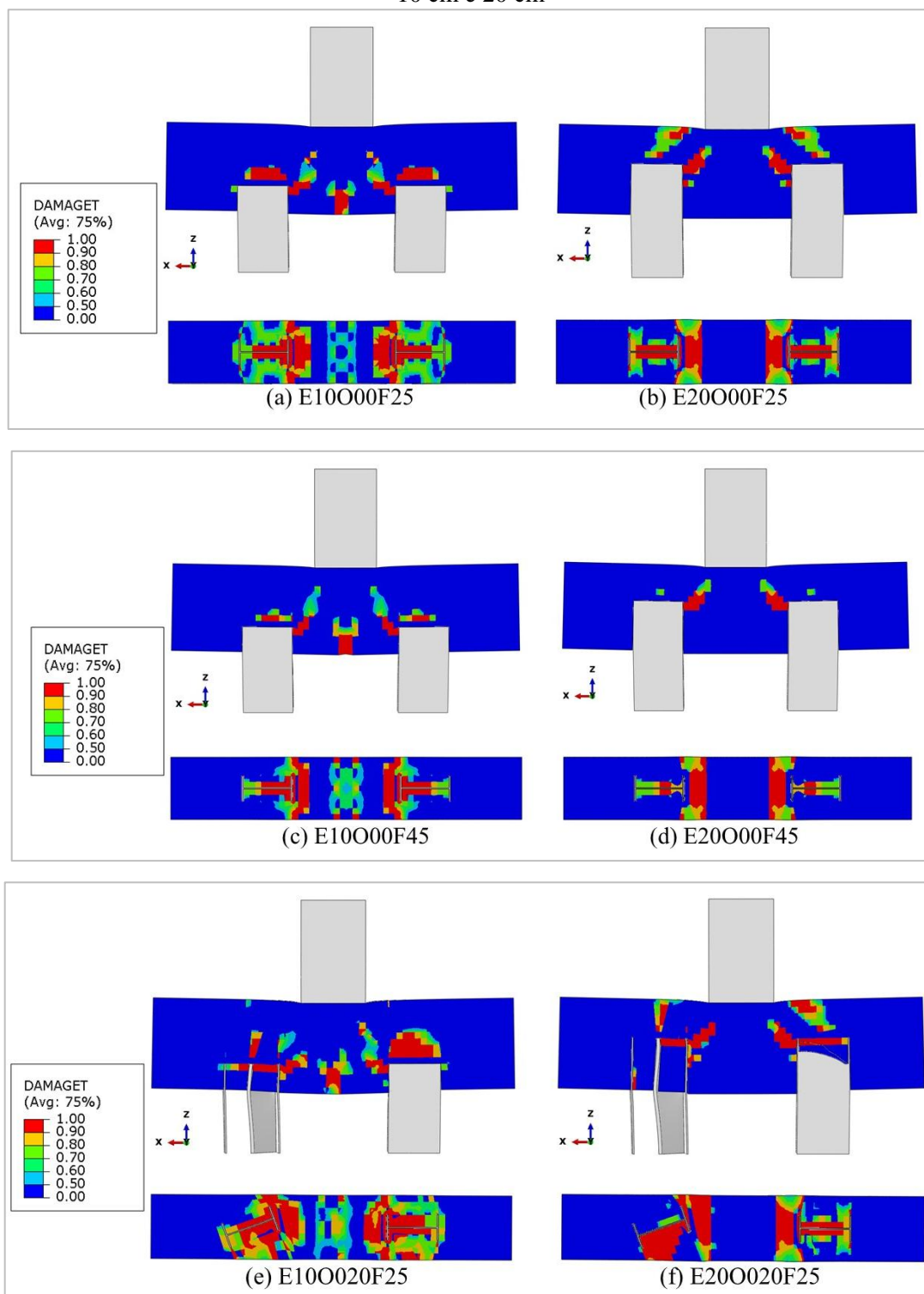
Além disso, o modelo E10O00F45 sofreu uma degradação de 0,7960, enquanto o modelo E20O00F45, apresentou uma variação de 0,6313, resultando em uma redução no dano entre os modelos de 26,09%. Verifica-se, ainda, que as condições em que a alteração isolada do comprimento de embutimento, não é suficiente para determinar o nível de degradação do concreto por causa da compressão, sendo necessária a realização de ensaios experimentais para essa determinação.

### 5.1.5 Dano à tração do concreto

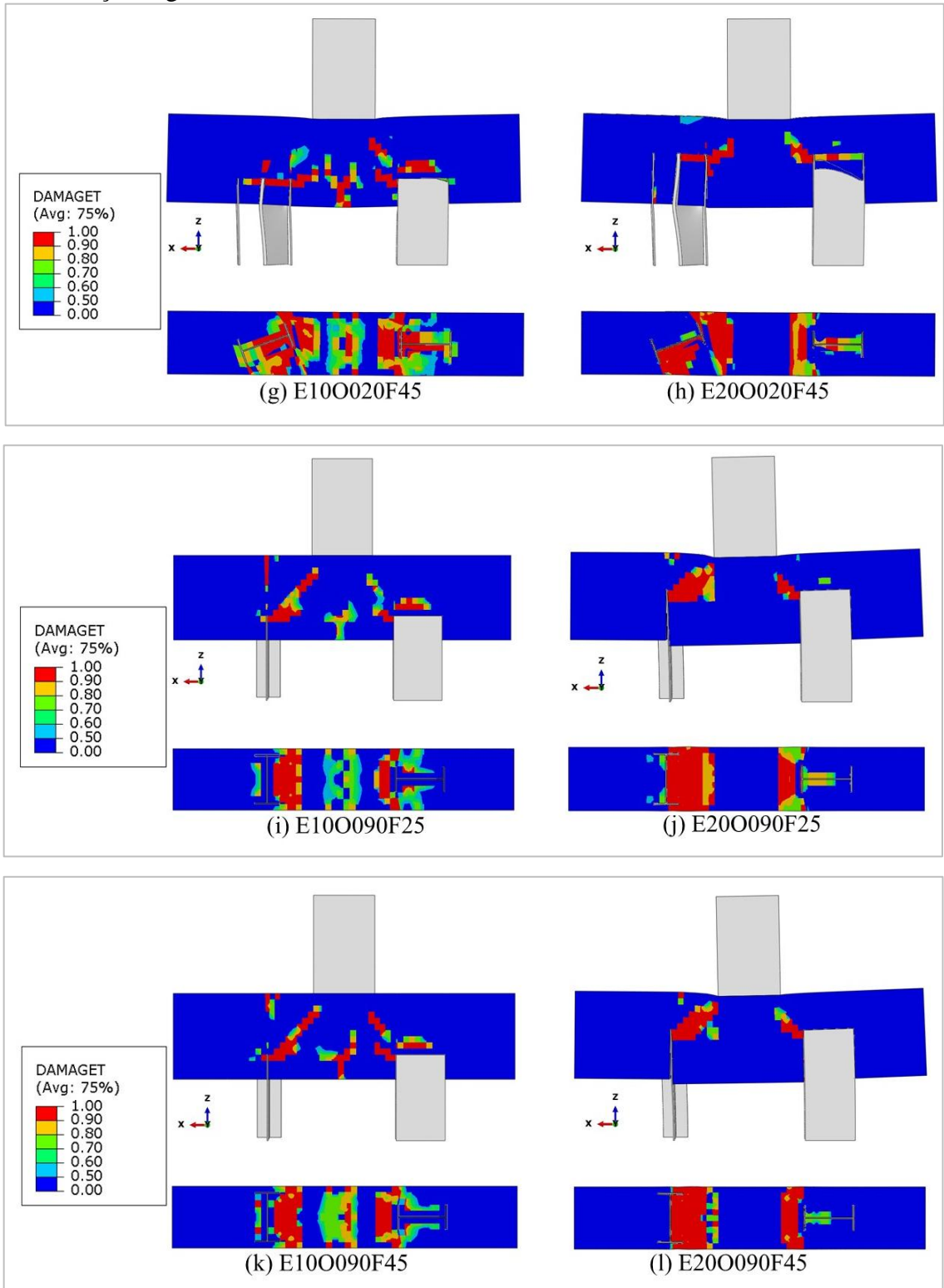
A degradação do concreto está associada à perda de sua capacidade resistente. Neste estudo, embora as tensões de compressão apresentem valores próximos ao limite de resistência

do material, os modelos numéricos não exibiram danos significativos por compressão em nenhum dos casos analisados. Dessa forma, são ilustrados na Figura 5.4 apenas os danos decorrentes de esforços de tração, com o dano máximo à tração dos 29 modelos atingindo 0,95.

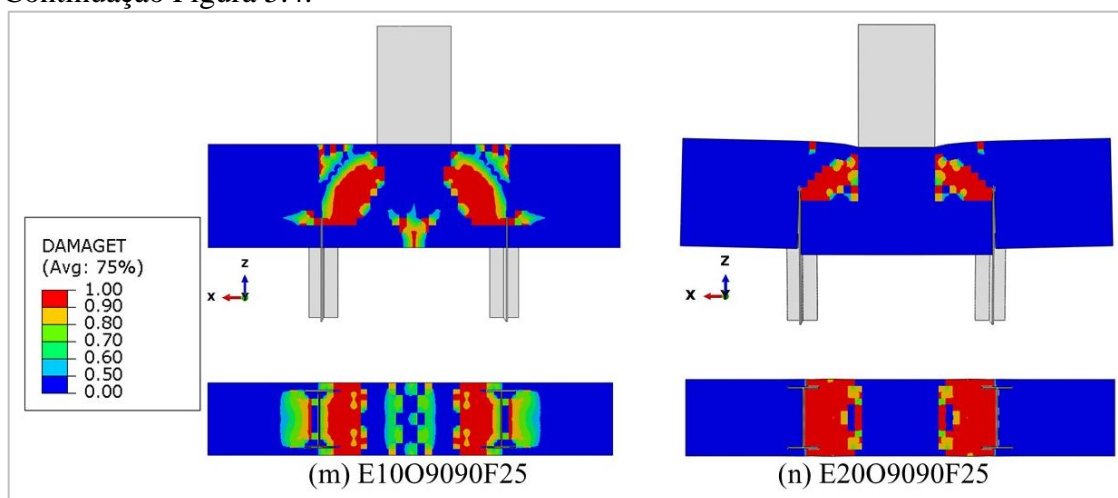
Figura 5.4 – Danos à tração – comparação entre sete pares de modelos numéricos com embutimento de 10 cm e 20 cm



Continuação Figura 5.4.



Continuação Figura 5.4.



Fonte: A própria autora.

Na Figura 5.4, observa-se que, ao comparar os danos à tração, os blocos com embutimento de 10 cm apresentaram uma propagação do dano ao longo da seção transversal do perfil, especialmente na aba interna, se estendendo até aproximadamente metade da seção transversal da estaca. Além disso, houve acúmulo dano na parte inferior da região central do bloco, indicando surgimento de fissuras.

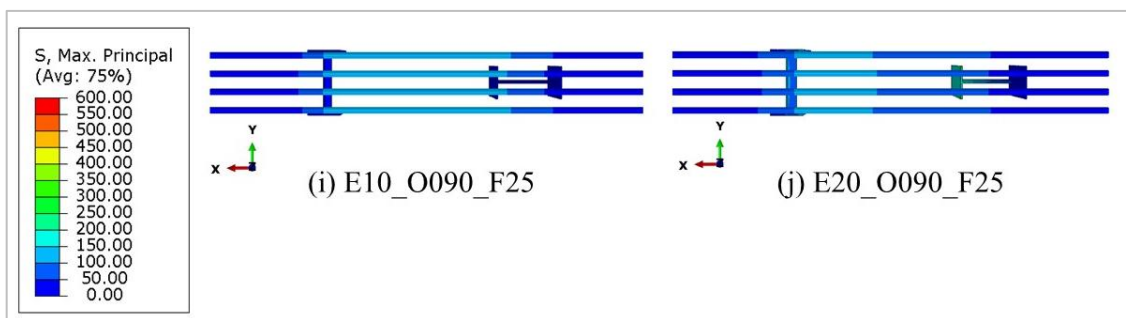
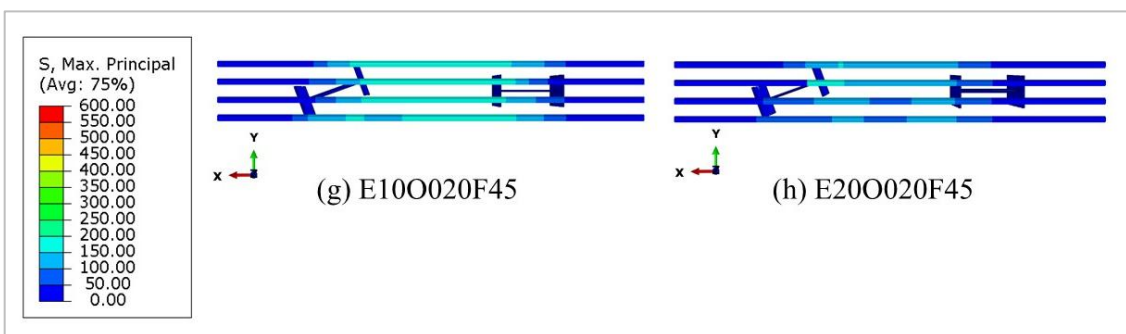
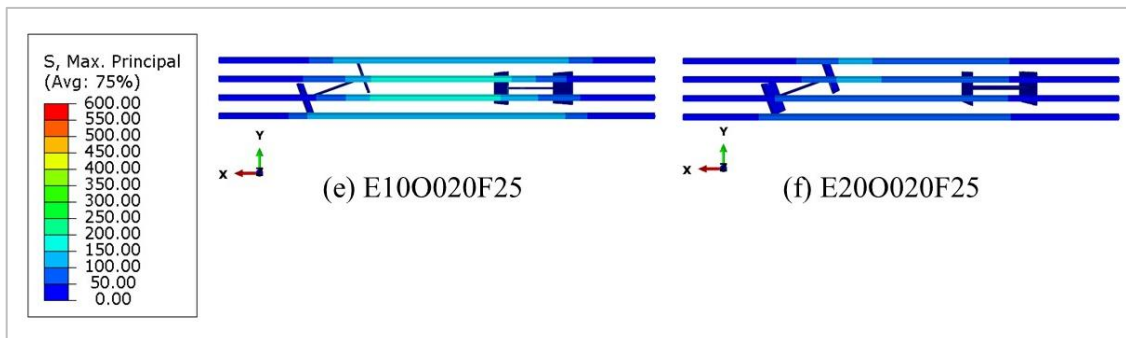
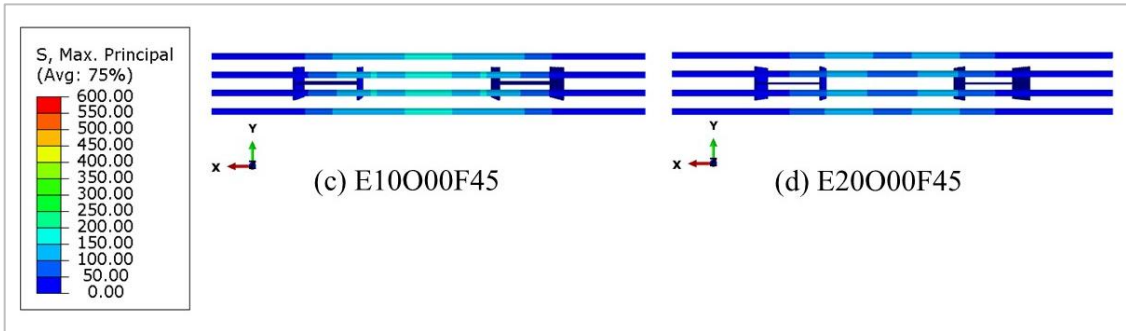
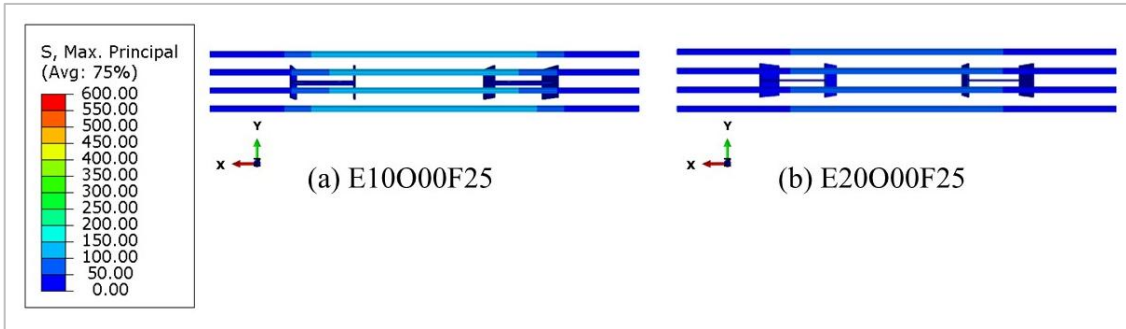
Para blocos com embutimento de 20 cm, os danos por tração são mais concentrados na aba interna para estacas com orientação de zero graus, e na alma do perfil para orientação de noventa graus, concentrando-se assim na seção transversal da estaca, sem formação de zonas tensionadas na parte inferior da região central do bloco.

Conforme observado também por Tomaz (2018) e Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022), os modelos numéricos apresentaram fissuras iniciando na parte inferior, junto à estaca, e propagando-se até a face superior, junto ao pilar, em direção à região de biela.

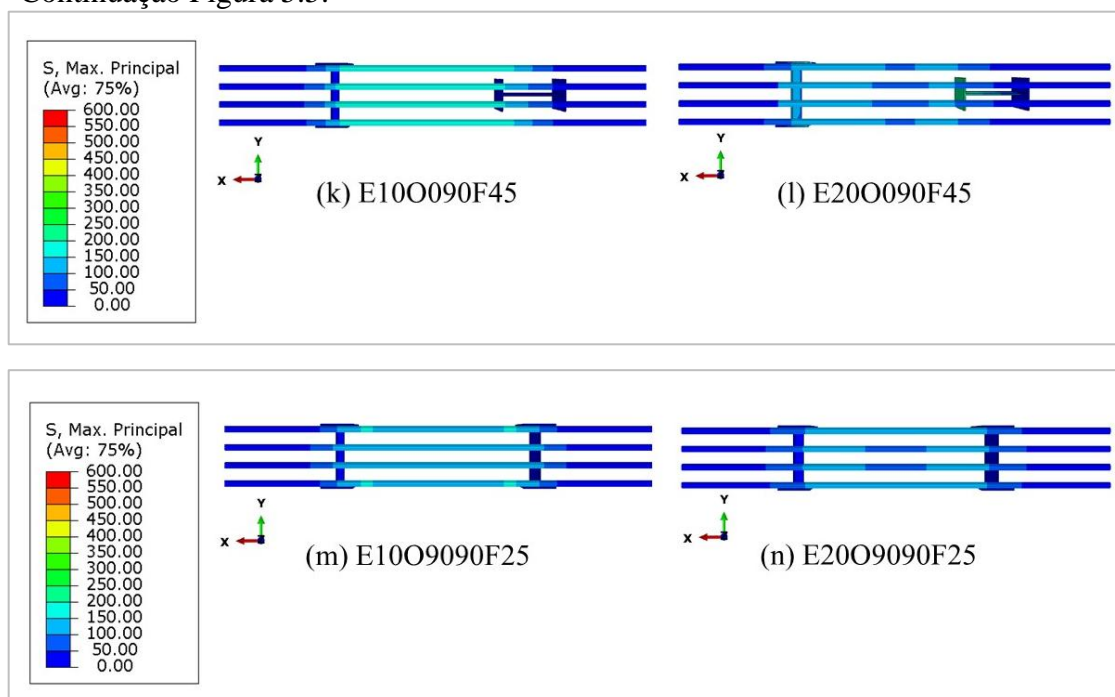
### 5.1.6 Tensões nas armaduras principais

Nesta subseção, são ilustradas na Figura 5.5 as tensões nas armaduras principais do tirante no instante de processamento em que a força máxima de cada modelo numérico foi alcançada.

Figura 5.5 – Tensões nas armaduras principais do tirante



Continuação Figura 5.5.



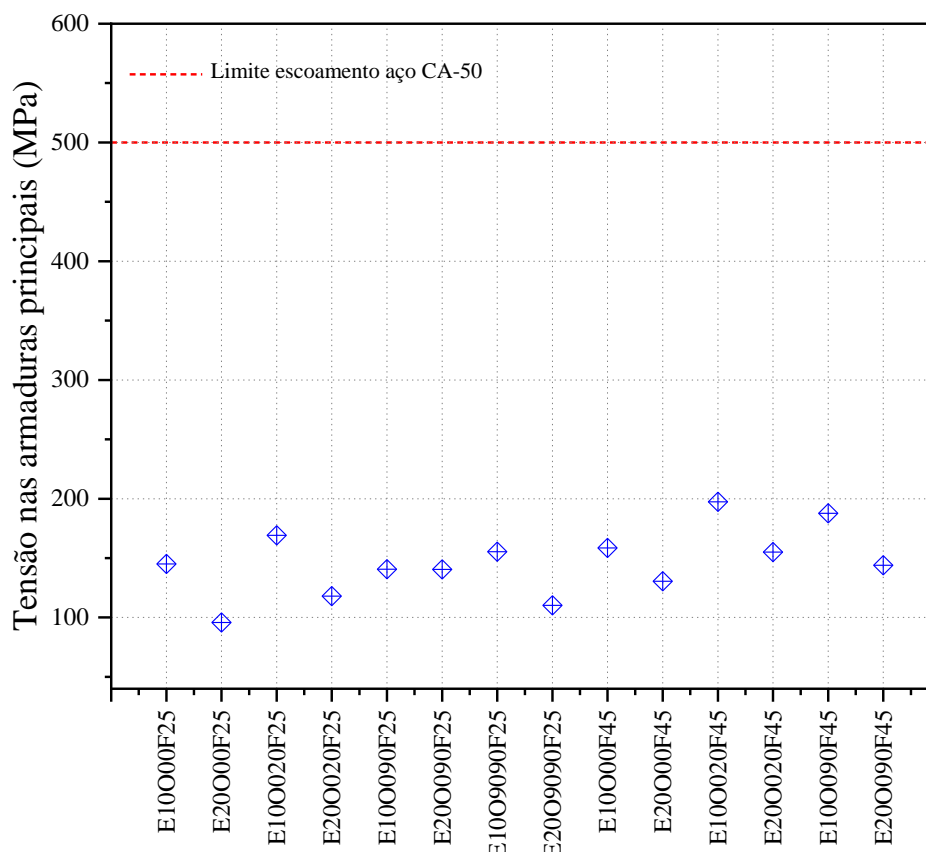
Fonte: A própria autora.

De acordo com a Figura 5.5, verifica-se que o comportamento da armadura principal do tirante para o comprimento de embutimento de 10 cm foi semelhante, ou seja, as máximas tensões ocorreram na seção central do vão do bloco, reduzindo-se à medida em que se afastam do centro do elemento. Além disso, observa-se que a distribuição das tensões de tração nas barras de aço é praticamente constante, contudo, nas regiões nodais inferiores, ocorre uma redução abrupta dessas tensões por causa das tensões de compressão das bielas sobre as barras de aço. Esse comportamento também foi identificado nos estudos de Delalibera (2006), Buttignol e Almeida (2013) e Silva (2024).

Para comprimento de embutimento de 20 cm, as máximas tensões também se concentram no meio do vão. No entanto, a propagação das tensões de tração não ocorre de forma constante e uniforme, como na seção para embutimento de 10 cm, apresentando uma redução das tensões nas regiões nodais inferiores e, em alguns casos, na seção central da barra.

A Figura 5.6 ilustra as tensões máximas nas armaduras do tirante no instante em que cada modelo atinge a força máxima, evidenciando que essas tensões não atingiram o limite de escoamento do aço.

Figura 5.6 - Tensões nas armaduras principais



Fonte: A própria autora.

A análise conjunta da Figura 5.6 e da Tabela D.2 (Apêndice D), revela que o comprimento de embutimento exerce influência significativa sobre as tensões nas armaduras principais. Em outras palavras, quanto menor o comprimento de embutimento, maior é a tensão na região central do vão. Ademais, entre os sete pares de modelos analisados, o aumento do embutimento, corresponde em uma redução média de 30,73% na tensão das armaduras.

## 5.2 ORIENTAÇÃO DAS ESTACAS E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Nesta subseção, são mostrados modelos numéricos com variação do ângulo de orientação das estacas em relação ao eixo longitudinal, considerando valores de 0°, 4°, 8°, 12°, 16°, 20° e 90°. Para a análise numérica deste estudo paramétrico, adotam-se modelos com grupos de resistência característica à compressão de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa.

### 5.2.1 Força máxima

A Tabela 5.2 indica os resultados da força máxima e deslocamento vertical, bem como a variação da força máxima para as diferentes orientações das estacas em relação ao eixo longitudinal para o grupo de 25 MPa.

Tabela 5.2 – Comparação entre as forças máximas dos modelos com orientações de 0°, 4°, 8°, 12°, 16°, 20° e 90°

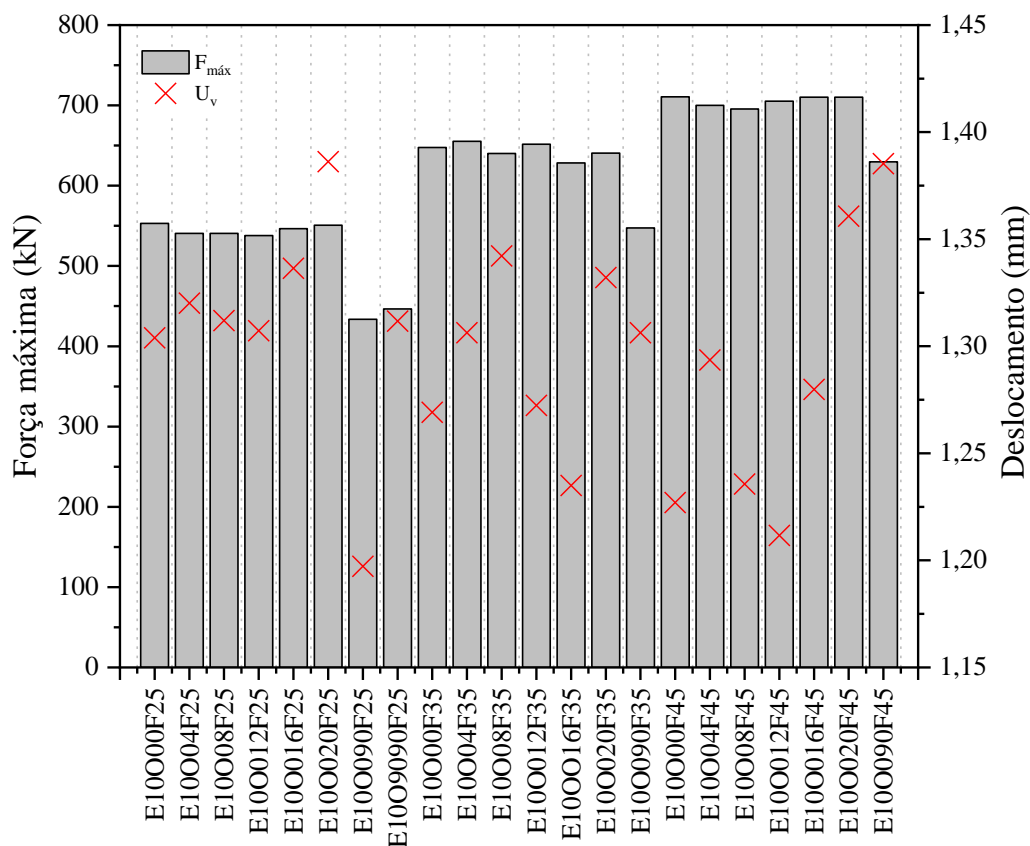
Modelo	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$U_v$ (mm)	$\Delta F_{m\acute{a}x}$	$\Delta U_v$
E10O00F25	552.98	1.304	-	-
E10O04F25	540.57	1.320	-2.24%	1.24%
E10O08F25	540.62	1.312	-2.235%	0.62%
E10O012F25	537.84	1.307	-2.74%	0.25%
E10O016F25	546.50	1.336	-1.17%	2.49%
E10O020F25	550.78	1.386	-0.40%	6.31%
E10O090F25	433.51	1.197	-21.60%	-8.18%
E10O9090F25	446.55	1.312	-19.25%	0.62%

Nota:  $F_{m\acute{a}x}$  – força máxima;  $U_v$  – deslocamento vertical; sendo o erro entre as forças máximas para embutimento de 10 cm e 20 cm e deslocamento vertical determinado por:  $\Delta F_{m\acute{a}x} = [1 - (F_{m\acute{a}x,E10}/F_{m\acute{a}x,E20})] \times 100\%$  e  $\Delta U_v = [1 - (U_{v,E10}/U_{v,E20})] \times 100\%$ .

Fonte: A própria autora.

Ao comparar os dados apresentados na Tabela 5.2 e ilustrados na Figura 5.7, observa-se que a rotação da estaca não apresenta influência significativa até o ângulo de 20°. Para o modelo com rotação de 90°, denominado de E10O090F25, a força máxima é de 433,51 kN, enquanto que para o modelo E10O00F25 a força máxima é de 552,98 kN, representando uma redução de 21,60% na capacidade resistente do bloco. Além disso, quando ambas as estacas estão orientadas a 90° (modelo E10O9090F25), a força máxima atinge 446,55 kN, correspondendo a uma redução de 19,25%, respectivamente, em relação à orientação de zero grau.

Figura 5.7 – Força máxima e deslocamento vertical dos modelos com diferentes orientações das estacas para os grupos de resistência do concreto de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa



Fonte: A própria autora.

Para os grupos de resistência do concreto de 35 MPa e 45 MPa, observa-se uma menor influência da variação da força resistente em função das rotações das estacas, com uma redução de 15,45% e 11,38%, respectivamente, conforme mostrado na Tabela C.1 (Apêndice C).

De modo geral, verifica-se que a rotação de 90° das estacas resulta em uma redução expressiva na força de ruptura, impactando diretamente na capacidade resistente do bloco. Contudo, devido a ausência de parâmetros experimentais para validação dos valores, é necessária a realização de ensaios para comprovar os resultados.

Buttignol e Almeida (2013) analisaram, por meio de simulações numéricas, a relevância da resistência à compressão para blocos sobre três estacas de concreto, constatando que a variação da resistência característica à compressão não exerce influência significativa na capacidade portante e no grau de rigidez dos blocos. Por outro lado, conforme mencionado na subseção 5.1.1, Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022) constataram o contrário, que tanto o comprimento de embutimento quanto a resistência característica à compressão interferem na capacidade portante do bloco, afetando a força última do elemento.

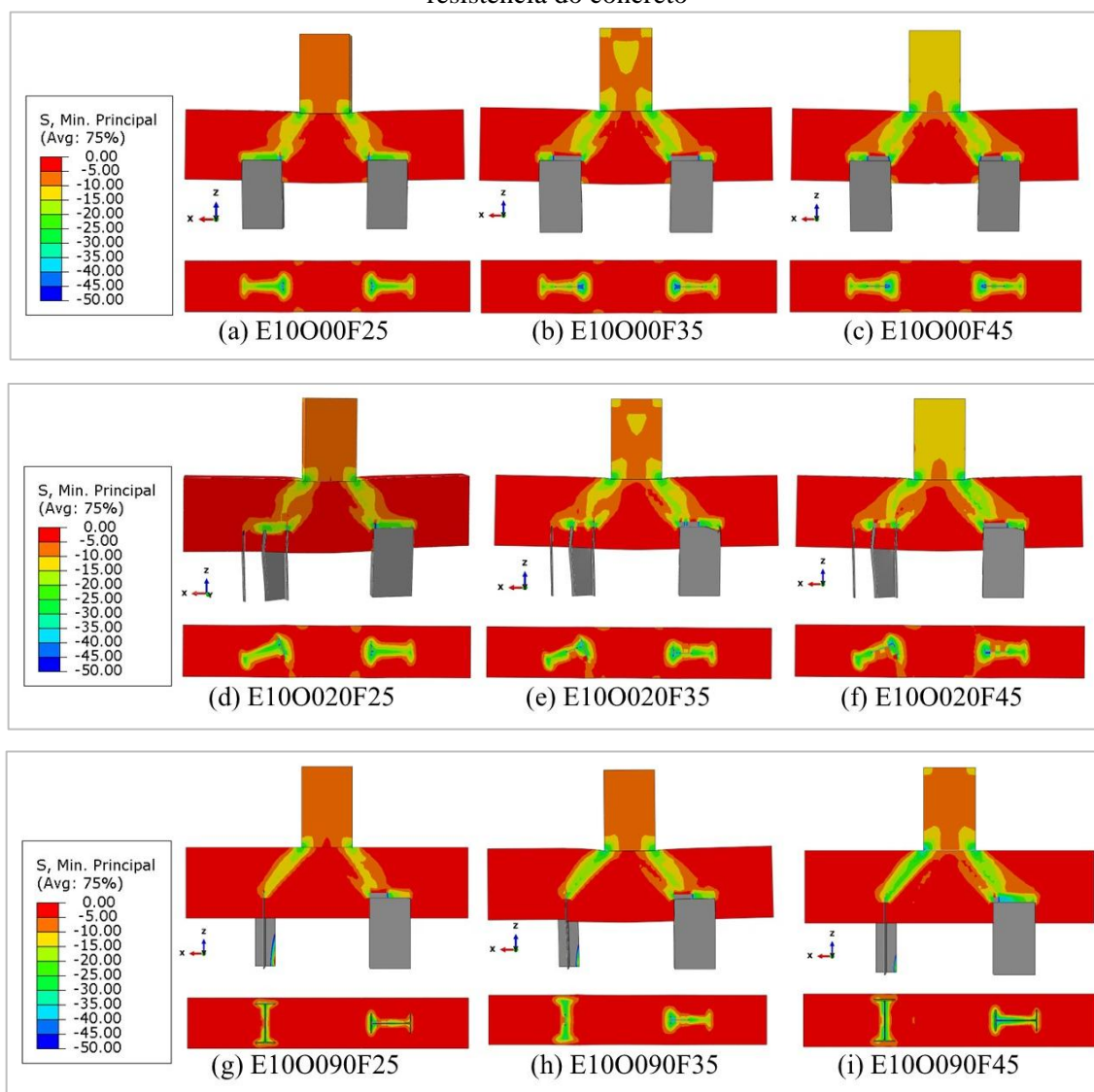
Para os grupos de modelos numéricos avaliados nesta subseção, observa-se que ao aumentar a resistência à compressão do concreto ocorre um aumento na força resistente. Os

modelos E10O90F35 e E10O90F45 apresentaram um incremento de 26,28% e 45,28%, respectivamente, em relação ao modelo E10O90F25, demonstrando uma influência expressiva da resistência à compressão do concreto para os modelos com estacas metálicas.

## 5.2.2 Tensões de compressão principal

A análise numérica das tensões de compressão principal para os agrupamentos de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa, considera apenas as orientações com valores relevantes de força máxima, de acordo com a Tabela C.1 (Apêndice C), como mostrado na Figura 5.8.

Figura 5.8 - Mapas de tensões de compressão principal para orientações de estacas distintas e resistência do concreto

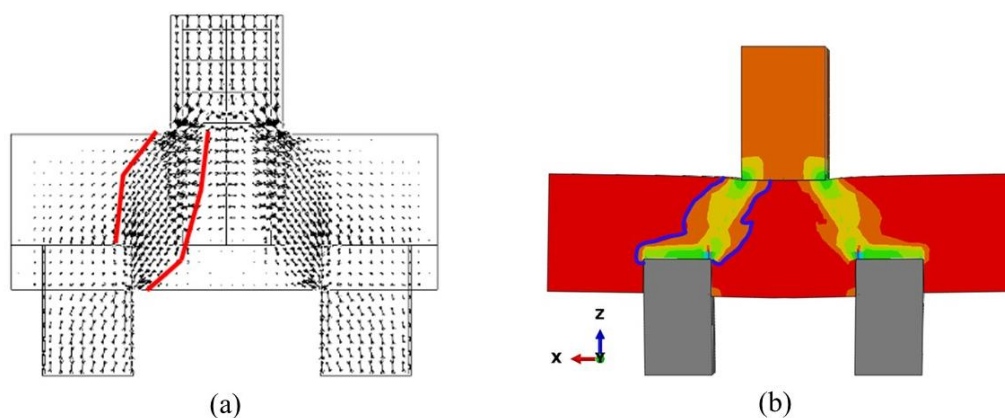


Fonte: A própria autora.

Na Figura 5.8, observa-se que a variação da orientação das estacas influencia a forma de dispersão das tensões de compressão no bloco, resultando no afunilamento da biela nos modelos com rotação de  $90^\circ$ . Essa característica é notada nos demais grupos de resistência à compressão 35 MPa e 45 MPa.

Dentre os modelos, as máximas tensões de compressão concentraram-se na extremidade do pilar e na aba interna do perfil metálico, de forma semelhante aos estudos de Delalibera (2006) e Gonçalves e Delalibera (2020). Entretanto, no estudo de Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022), o modelo com características similares ao modelo E10O00F25 apresentou uma distribuição de tensão distinta, com um leve alargamento das bielas, com as tensões propagando-se na lateral do perfil, conforme destacado em vermelho na Figura 5.9a. Esse comportamento contrasta com os resultados da presente pesquisa, nos quais as tensões se concentram na face superior da aba interna do perfil, como indicado em azul na Figura 5.9b.

Figura 5.9 – Comparação distribuição de tensões de compressão: (a) Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022); (b) E10O00F25



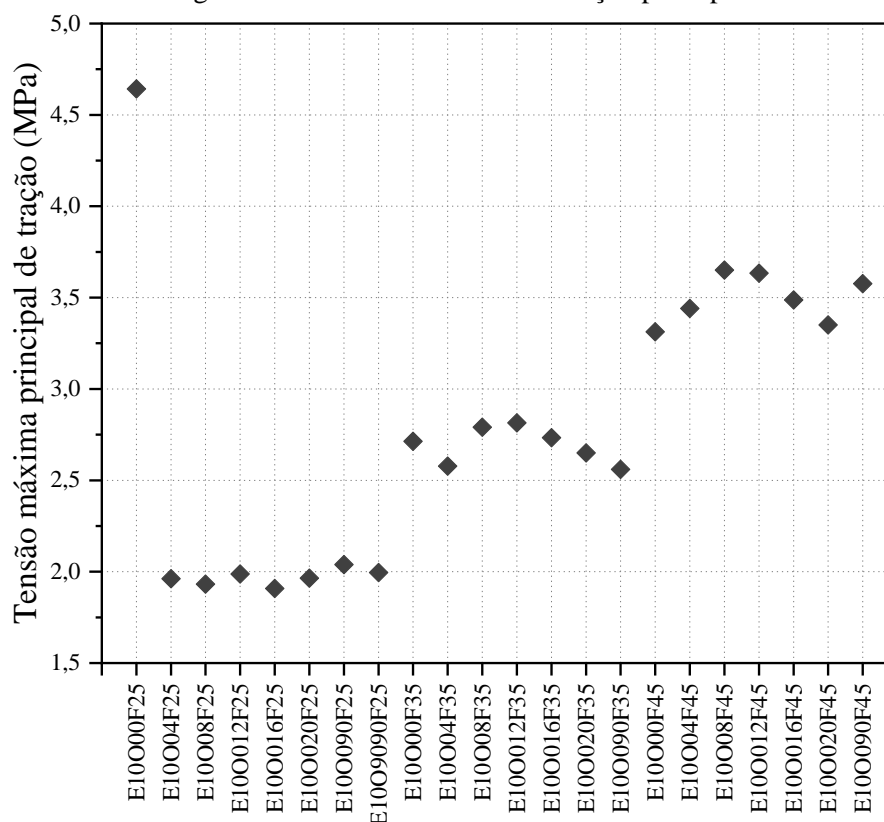
Fonte: A própria autora.

O estudo de Silva (2024) também revelou uma distribuição de tensão semelhante àquela apresentada por Gonçalves, Delalibera e De Oliveira Filho (2022). Essa discrepância nos resultados pode ser atribuída à forma de discretização dos modelos numéricos ou às condições de contorno adotadas pelos autores.

### 5.2.3 Tensão de tração principal

A Figura 5.10 ilustra as máximas tensões principais de tração nos modelos numéricos. A partir dela, nota-se que a orientação das estacas não influencia significativamente das tensões de tração, mas sim a resistência característica do concreto.

Figura 5.10 – Tensão máxima de tração principal



Fonte: A própria autora.

Ao comparar a tração de tração entre os grupos de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa, observa-se um aumento de aproximadamente 37% nos modelos pertencentes ao grupo de 35 MPa e um incremento de 87% no grupo de 45 MPa, ambos em relação ao grupo de 25 MPa.

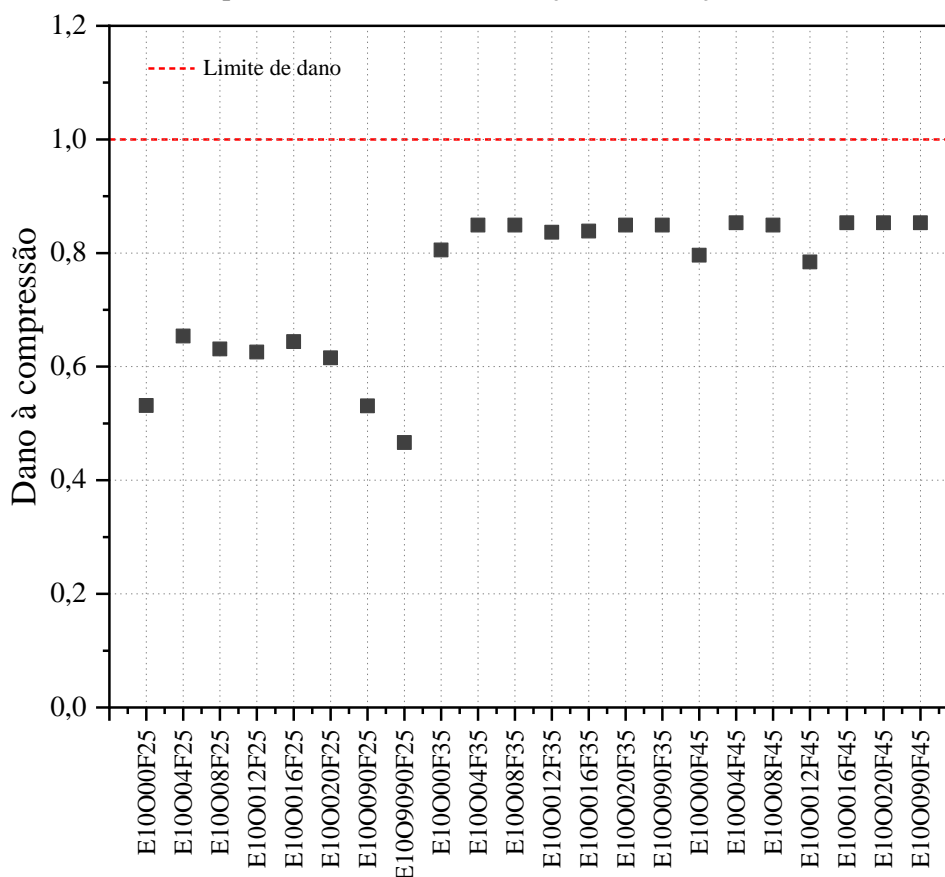
#### 5.2.4 Dano à compressão do concreto

Nesta subseção, aborda-se o dano por compressão do concreto em blocos com embutimento fixo de 10 cm, variando-se a rotação das estacas ( $0^\circ$ ,  $4^\circ$ ,  $8^\circ$ ,  $12^\circ$ ,  $16^\circ$ ,  $20^\circ$  e  $90^\circ$ ) e a resistência característica (25, 35 e 45 MPa). Nos modelos, danos próximos ao limite 1 indicam o esmagamento do concreto por causa da compressão excessiva.

A Figura 5.11 ilustra as condições em que o esmagamento do concreto é mais acentuado, ocorrendo em blocos com estacas orientadas assimetricamente, evidenciando assim

danos próximos ao valor limite, especialmente quando se consideram diferentes resistências do concreto.

Figura 5.11 – Dano à compressão do concreto em relação a orientação e a resistência característica



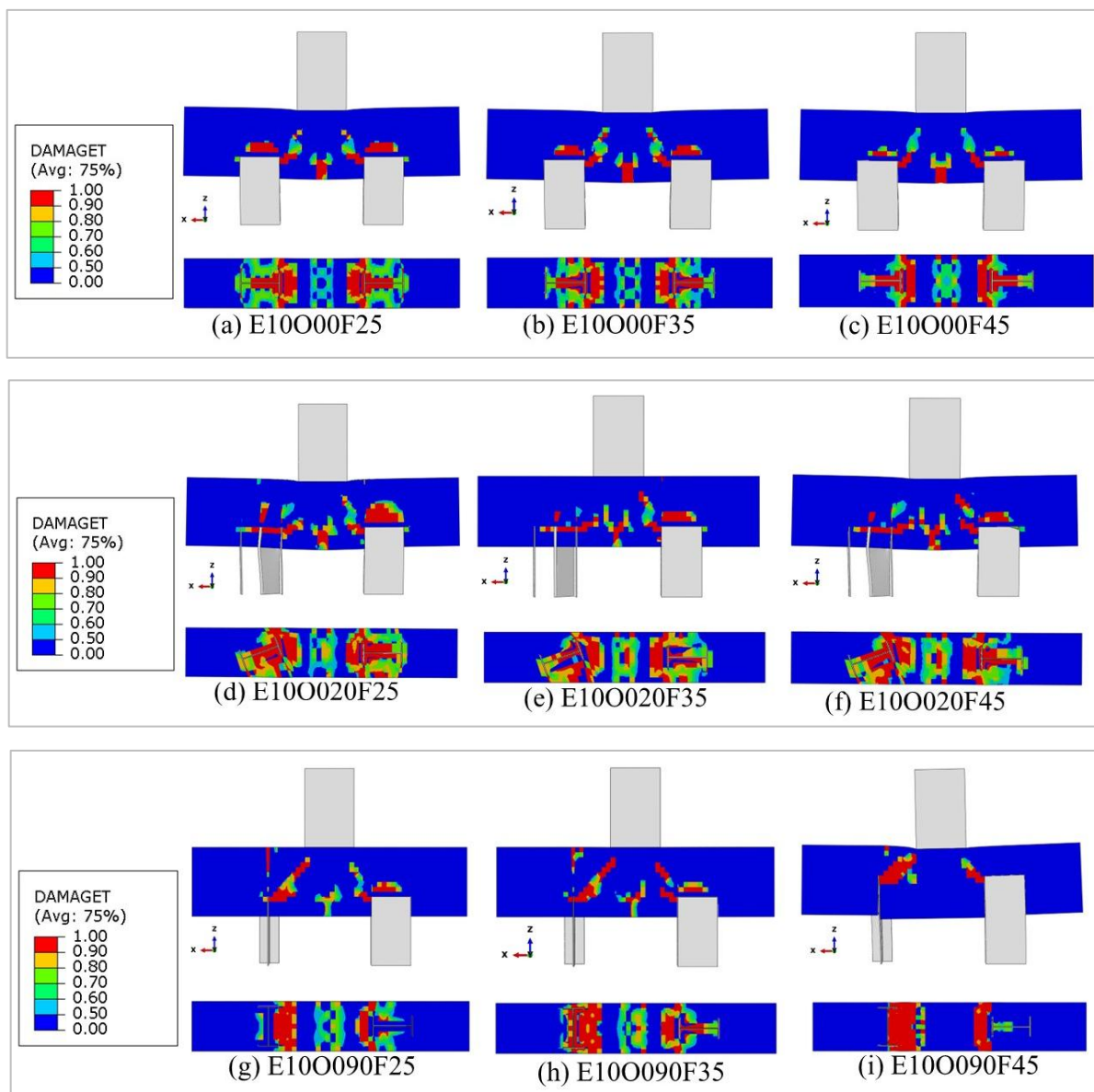
Fonte: A própria autora.

Por exemplo, para a condição em que ambas as estacas do bloco estão a 90°, a degradação do concreto é aproximadamente 14% menor do que quando as estacas estão a 0°, isto considerando modelos pertencentes ao grupo de 25 MPa.

### 5.2.5 Dano à tração do concreto

A Figura 5.12 exhibe os valores e a propagação dos danos à tração do concreto na seção que o bloco tem perda da capacidade resistente.

Figura 5.12 - Danos à tração – comparação entre os modelos numéricos com orientação de 0°, 20° e 90° em relação a resistência característica de 25, 35 e 45 MPa



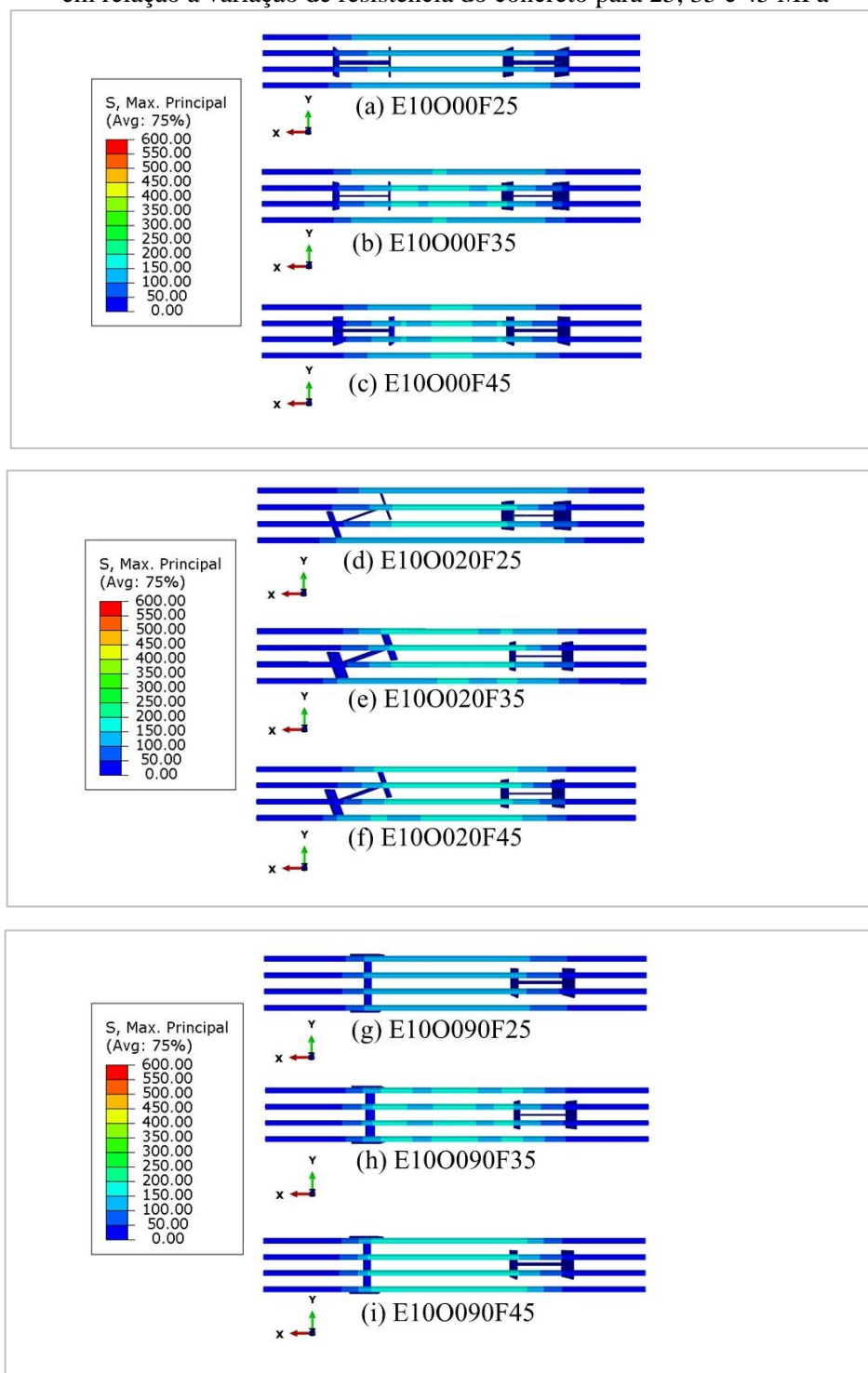
Fonte: A própria autora.

A partir da Figura 5.12, nota-se que os blocos apresentaram danos à tração ao longo da seção transversal do perfil, especialmente na aba interna, ou seja, região em que se tem perda de rigidez e ocorrência de fissuras. Observa-se, ainda, que as estacas rotacionadas, demonstraram maior dano à tração ao longo da alma do perfil metálico, com uma distribuição de danos de maior intensidade e com região mais propensa a ocorrências de fissuras. Esse comportamento ocorre por causa da configuração biela, que apresenta certa uniformidade na seção transversal da estaca.

### 5.2.6 Tensões nas armaduras principais

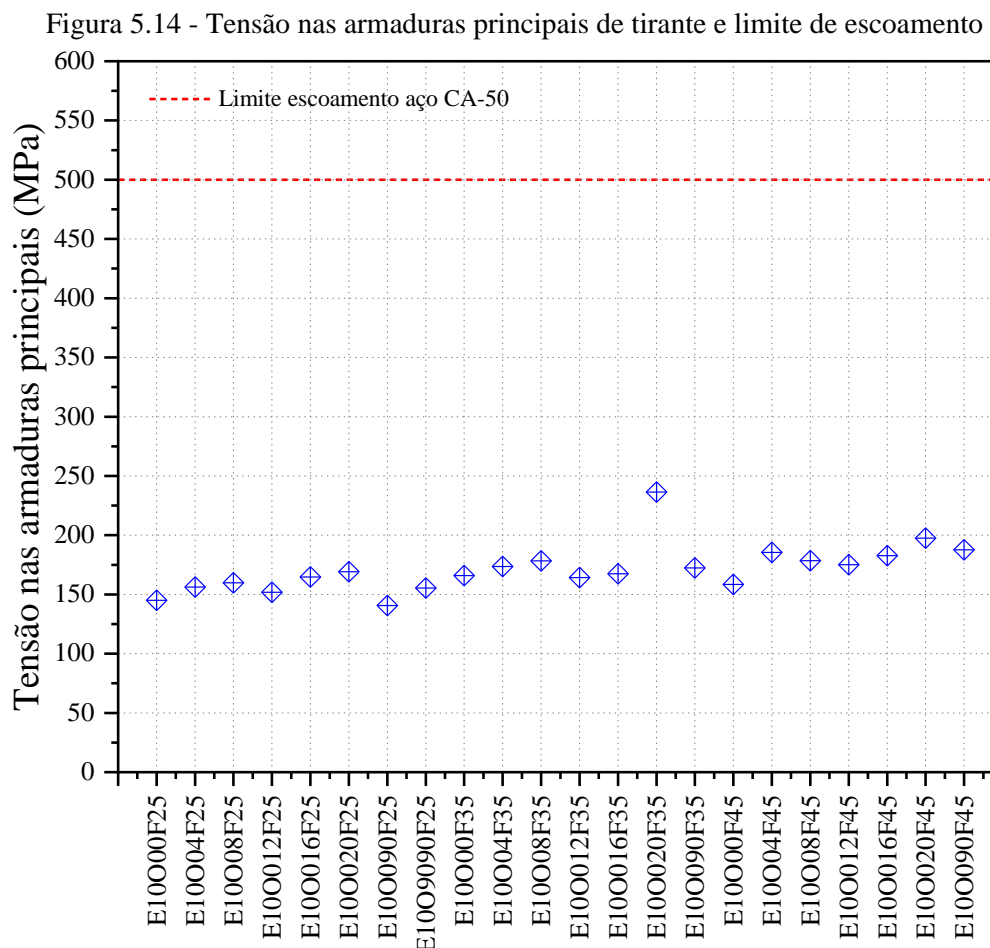
A Figura 5.13 ilustra as tensões nas armaduras principais do tirante, no instante em que se atinge a força máxima, dos modelos numéricos com rotação das estacas em  $0^\circ$ ,  $20^\circ$  e  $90^\circ$ , considerando os grupos com resistências de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa.

Figura 5.13 - Tensões nas armaduras principais do tirante nos modelos com orientação de  $0^\circ$ ,  $20^\circ$  e  $90^\circ$  em relação a variação de resistência do concreto para 25, 35 e 45 MPa



Fonte: A própria autora.

Os resultados obtidos para as armaduras indicam que o limite de escoamento do aço não foi atingido, conforme ilustrado na Figura 5.14.



Fonte: A própria autora.

Na Figura 5.13, observa-se que as tensões solicitantes se concentraram entre os perfis metálicos, com resultado semelhante ao encontrado nos trabalhos de Adebar, Kuchma e Collins (1990), Delalibera e Giongo (2008) e Delalibera *et al.* (2020). Nota-se, ainda, que a distribuição das tensões de tração nas barras é uniforme, contudo, nas regiões nodais inferiores, ocorre uma redução abrupta dessas tensões, atribuída à ação das tensões de compressão das bielas sobre as barras. Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato de que as tensões máximas de compressão se concentram com maior intensidade na região compreendida entre o eixo da estaca até a sua aba interna.

### 5.3 ANÁLISE DAS TENSÕES NODAIS E COMPARAÇÃO TEÓRICA

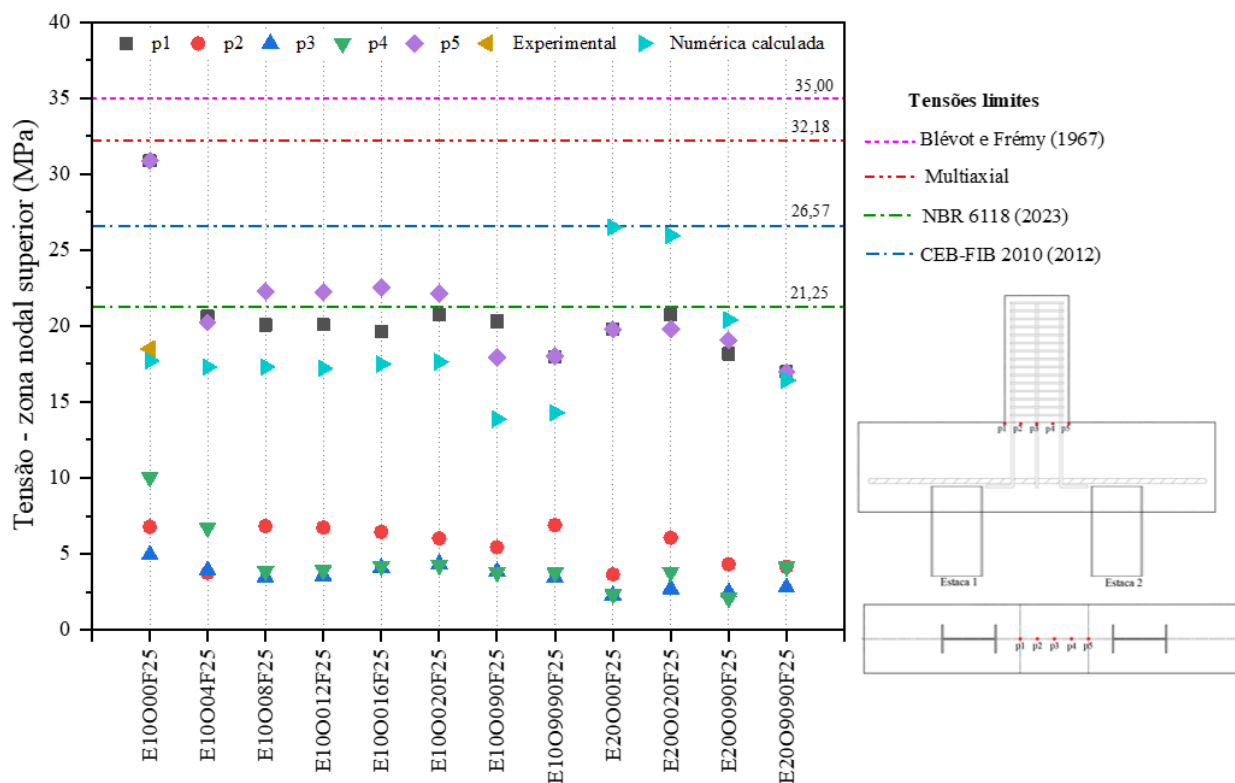
Nesta subseção, objetiva-se analisar as tensões nodais, para região superior, e as tensões para região do concreto acima do topo das estacas, decorrentes da aplicação da força máxima em cada modelo numérico. Para tanto, foram extraídos seguintes parâmetros: a força de máxima, a área do pilar ( $A_p$ ), a área colaborante da estaca ( $A_{est}$ ), e o ângulo de inclinação das bielas ( $\theta$ ), sendo admitido ângulo de inclinação de  $45^\circ$ , para blocos com embutimento de 10 cm, e  $31^\circ$ , para blocos com comprimento de embutimento de 20 cm, valor semelhante ao medido. Com base nessas informações, aplicou-se as equações 2.2 e 2.3 (subseção 2.2.1) para determinar a tensão nodal numérica calculada, assim como as equações 3.4 a 3.9 (subseção 3.3) para estabelecer os limites das tensões nas zonas nodais inferiores e superiores.

Os limites foram definidos conforme as propostas literárias de Blévyot e Frémy (1967), o estado multiaxial de tensão e as diretrizes normativas, NBR 6118 (2023) e CEB-FIB *Model Code* (2012). O objetivo foi comparar os resultados com a tensão do modelo experimental de referência ( $\sigma_{zn,exp}$ ), as tensões numéricas extraídas do *software* ( $\sigma_{zn,num}$ ) e as tensões numéricas calculadas ( $\sigma_{zn,num,cal}$ ).

#### 5.3.1 Tensões zona nodal superior

A Figura 5.15 mostra as tensões na zona nodal superior dos modelos para o grupo com resistência característica igual a 25 MPa, bem como os respectivos limites de tensão, de acordo com as propostas de Blévyot e Frémy (1967), o estado multiaxial de tensão e as normas da ABNT NBR 6118 (2023) e do CEB-FIB *Model Code* (2012), conforme demonstrado nas Tabelas E.1 e E.2 (Apêndice E).

Figura 5.15 - Tensões nas zonas nodais superiores e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 25 MPa



Fonte: A própria autora.

Ao analisar a Figura 5.15 e as Tabelas E.1 a E.3 (Apêndice E), observa-se que as tensões numéricas calculadas por meio do método analítico, considerando a força máxima, apresentam discrepâncias em relação às tensões extraídas nos pontos p1 a p5. Verifica-se que a tensão numérica calculada é superior à tensão média numérica ( $\sigma_{zn,s,num,cal}/\sigma_{média,zn,s}$ ), com razão variando entre 1,06 e 2,77 para os modelos pertencentes ao grupo com resistência do concreto de 25 MPa. Contudo, a tensão numérica calculada apresenta um valor próximo a tensão experimental de referência, com razão de 0,96 indicando que a tensão experimental foi de apenas 5% superior à tensão numérica calculada e 11% superior a tensão média numérica, isto apenas para o modelo E10O00F25.

Além disso, observa-se uma discrepância entre os limites de tensão. Os limites propostos por Blévo e Frémy (1967) se mostram mais conservadores quando comparados aos limites do estado multiaxial de tensão, do CEB-FIB *Model Code* (2012) e da ABNT NBR 6118 (2023), o que também foi constatado por Tomaz *et al.* (2018). Em outras palavras, os limites normativos independem da rotação das estacas, evidenciando que tem limites e simplificações.

Dentre esses, os limites da ABNT NBR 6118 (2023) apresentam valores mais próximos à tensão numérica calculada, com uma razão entre 0,80 e 1,53 ( $\sigma_{zn,s,lim}/$

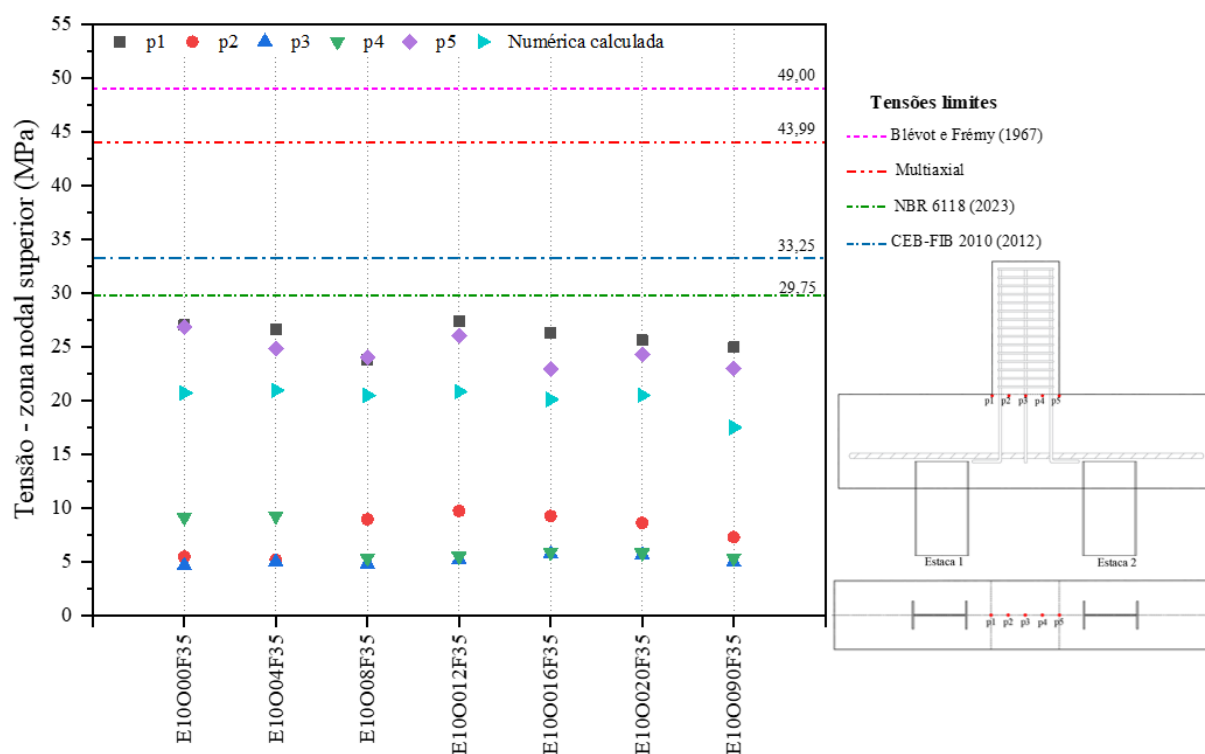
$\sigma_{zn,s,num,cal}$ ), indicando a tensão limite foi de -20% a 53% superior que à tensão numérica calculada. Em contrapartida, a razão entre a tensão limite e a tensão média numérica ( $\sigma_{zn,s,lim}/\sigma_{média,zn,s}$ ) variou entre 1,27 e 2,36 para os respectivos modelos, o que indica que a tensão limite foi aproximadamente duas vezes maior que à tensão média numérica, exceto para o modelo E10O00F25.

Ressalta-se que a tensão média numérica superior foi definida pela média aritmética das tensões extraídas no concreto do bloco, considerando pontos localizados nas arestas (p1 e p5), a 1/4 da dimensão longitudinal do pilar (p2 e p4) e no meio da dimensão longitudinal do pilar (p3).

Assim como observado na Figura 5.15, verifica-se nas Figura 5.16 e Figura 5.17 que, dentre os propostas literárias analisadas, os limites de tensão de Blévo e Frémy (1967) se mostram mais conservadores em relação aos limites do estado multiaxial de tensão, do CEB-FIB *Model Code* (2012) e da ABNT NBR 6118 (2023).

Para os modelos do grupo com resistência do concreto de 35 MPa, as tensões limites propostas por Blévo e Frémy (1967) foram aproximadamente de 2 a 3 vezes superiores às tensões numéricas calculadas e, de 3 a 4 vezes maiores que às tensões médias numéricas, conforme dados expressos na Tabela E.3 (Apêndice E). Em contrapartida, para as tensões limites estabelecidas pela ABNT NBR 6118 (2023), o aumento foi em torno de 1,5 vezes as tensões numéricas calculadas e de cerca de 2 vezes as tensões médias numéricas para cada modelo.

Figura 5.16 - Tensões nas zonas nodais superiores e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 35 MPa

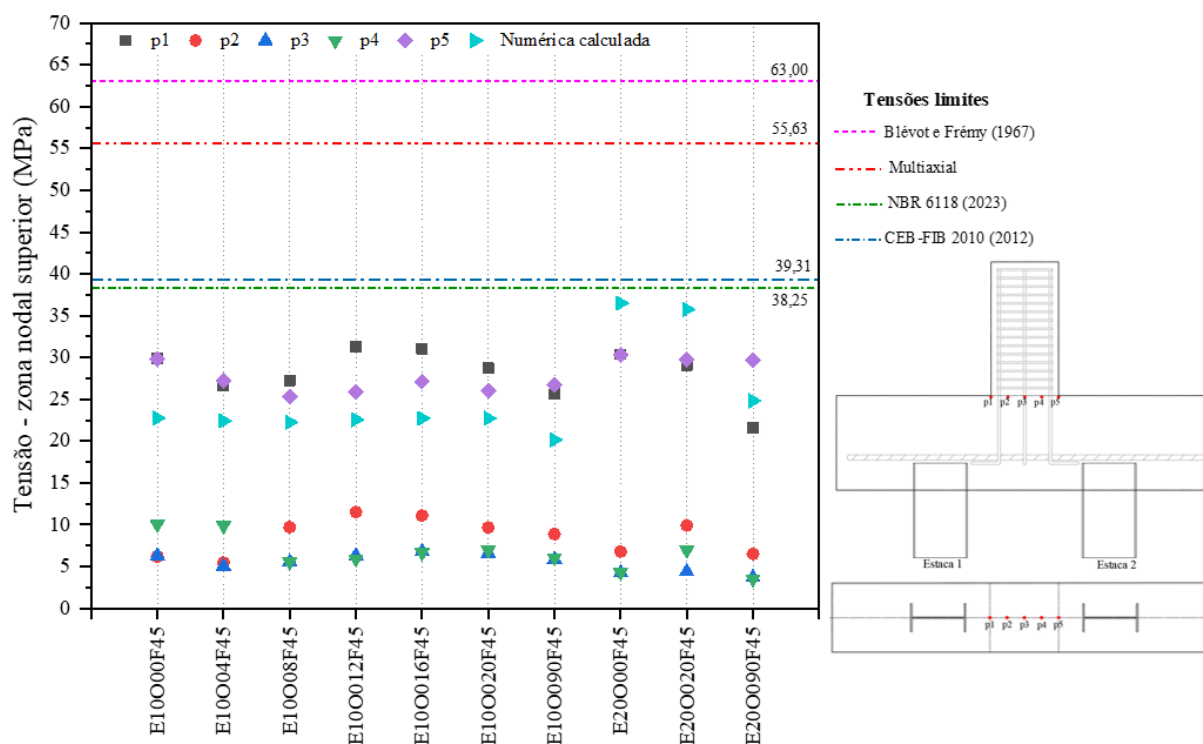


Fonte: A própria autora.

Para os modelos do grupo com resistência do concreto de 45 MPa, as tensões limites definidas por Blévo e Frémy (1967) também se mostram superiores às tensões numéricas calculadas e às tensões médias numéricas, apresentando aumentos na ordem de aproximadamente 1,5 a 3 vezes e 3,5 a 5 vezes, respectivamente.

Os limites obtidos pelo CEB-FIB *Model Code* (2012) e pela ABNT NBR 6118 (2023) mostram proporções de ordem de grandeza semelhantes, sendo aproximadamente de 1,5 a 2,5 vezes superiores às tensões numéricas calculadas e às tensões médias numéricas.

Figura 5.17 - Tensões nas zonas nodais superiores e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 45 MPa



Fonte: A própria autora.

Analisando as tensões nodais numéricas nas zonas superiores de cada modelo, verifica-se, modo geral, que os pontos com maior concentração de tensões foram os pontos p1 e p5, localizados na extremidade do pilar, conforme demonstrado na Tabela E.4 (Apêndice D). Observa-se ainda que, com o aumento da orientação da estaca, ocorre uma redução média em torno de 33,83% a 41,69% da tensão nodal numérica em p1 e p5, para os grupos com resistência de 25 MPa. Para os demais grupos, 35 MPa e 45 MPa, além de reduções na ordem de 0,84% a 15,59%, verifica-se também o acréscimo de tensão de 2,46% para o modelo E20O20F25, indicando que quanto maior o ângulo de rotação das estacas, menor é a tensão numérica nodal superior, respectivamente.

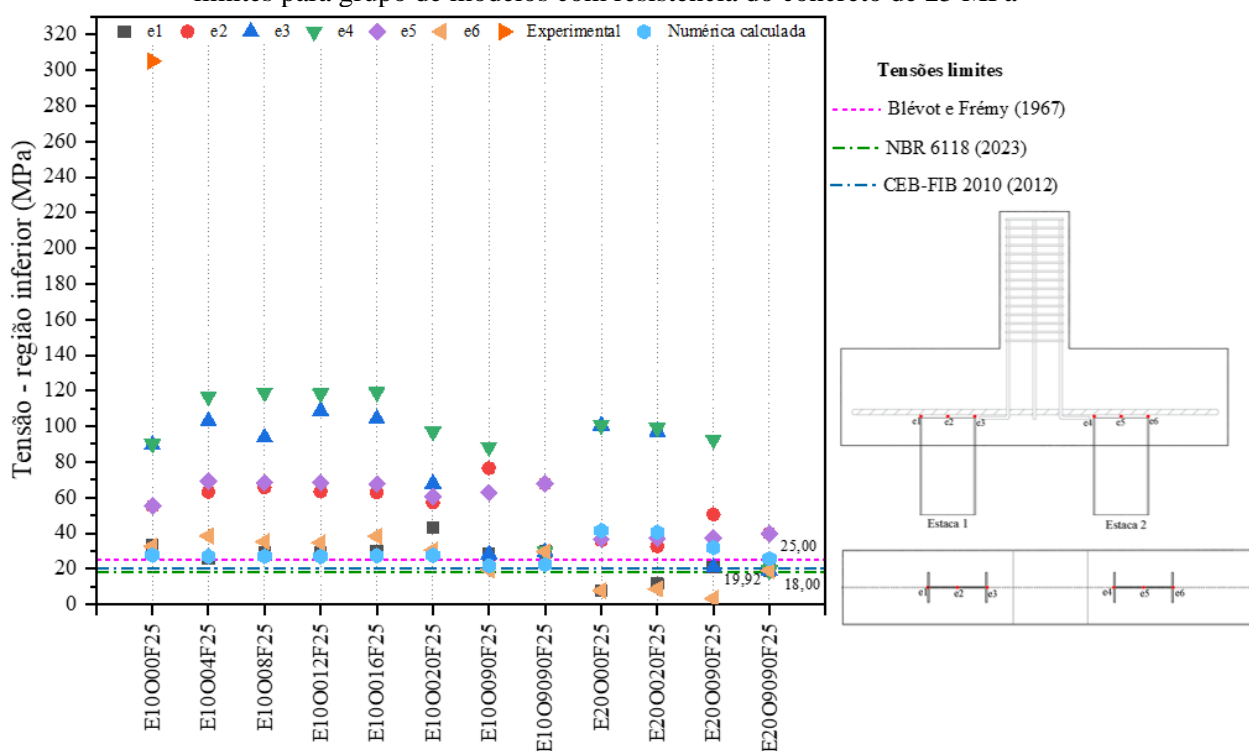
Além disso, nota-se que as tensões numéricas na zona superior são maiores nos modelos em que os perfis metálicos estão orientados a zero graus. Esse fato pode se dar pela disposição dos perfis, que conferem maior inércia no sentido longitudinal do bloco, coincidindo com o mesmo sentido de atuação da força no tirante.

Para os modelos com estacas metálicas simétricas, as tensões nos pontos p1 e p5 coincidem, entretanto, ao alterar a orientação, ora a tensão em p1 é maior, ora é menor. Logo, pode-se afirmar que a orientação das estacas influencia na propagação das tensões junto ao pilar.

### 5.3.2 Tensões na região do concreto sobre o topo das estacas

A Figura 5.18 ilustra as tensões atuantes na região de concreto sobre o topo dos perfis metálicos para o grupo com resistência característica igual a 25 MPa, bem como os respectivos limites de tensão, conforme premissas de Blévoet e Frémy (1967), do estado multiaxial de tensão e das normas da ABNT NBR 6118 (2023) e do CEB-FIB *Model Code* (2012), conforme demonstrado nas Tabelas E.5 e E.6 (Apêndice E).

Figura 5.18 - Tensões nas zonas nodais inferiores, região de concreto no topo das estacas e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 25 MPa



Fonte: A própria autora

Ao analisar a Figura 5.18, nota-se que os limites das zonas nodais inferiores estão próximos das tensões numéricas calculadas e das tensões atuantes nas “bordas externas” dos perfis metálicos. Verifica-se também que as tensões no eixo do perfil só se alteram nos pontos e2 e e5, que não coincidem nos modelos em que as estacas estão a 90° e a 0° (modelos E10O090F25 e E20O090F25). Isso demonstra que a coincidência das tensões ocorre apenas quando as estacas estão dispostas de forma simétrica, constatando, assim, que os ângulos de 0° a 20° não influenciam significativamente os resultados.

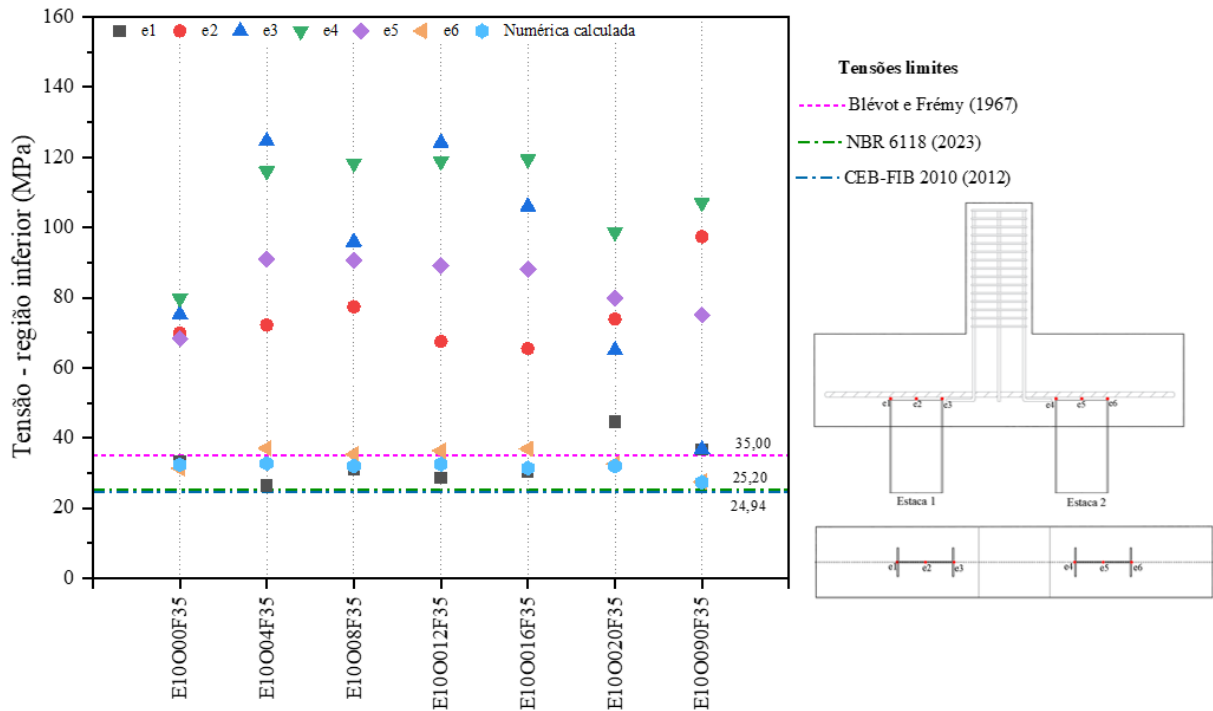
Para avaliar melhor a distribuição das tensões nas bielas, foram atribuídos três pontos de avaliação para cada estaca. Na estaca 1, os pontos foram: e1, borda externa do perfil; e2, no centro geométrico da estaca; e e3, na borda interna do perfil. Na estaca 2, os pontos correspondentes foram: e4, borda interna do perfil; e5, centro geométrico do elemento; e e6, na borda externa do perfil (como mostrado na Figura 3.13, subseção 3.3).

Destaca-se que as tensões atuantes numéricas foram “medidas” em região de concreto acima do topo dos perfis metálicos, e a tensão extraída do bloco apresentou resquícios de tensão da estaca no concreto.

Além disso, observa-se que a tensão experimental de referência apresenta discrepâncias quando comparada à tensão atuante numérica calculada e aos limites de tensões. Essa diferença pode ser atribuída à consideração da área do concreto colaborante entre as abas do perfil, definida como 200 cm<sup>2</sup> (conforme ilustrado na Figura 3.12, subseção 3.3), em contraste com o procedimento adotado por Tomaz (2018), que utilizou apenas a seção transversal do perfil, com área de 18,96 cm<sup>2</sup>. Entretanto, tanto Tomaz (2018) quanto Delalibera *et al.* (2020) recomendaram que, na análise das tensões na zona nodal inferior, seja considerada uma área maior que a área do perfil, uma vez que a área da estaca empregada na análise influencia significativamente nos valores das tensões de ruptura, assim como a área da seção transversal do pilar.

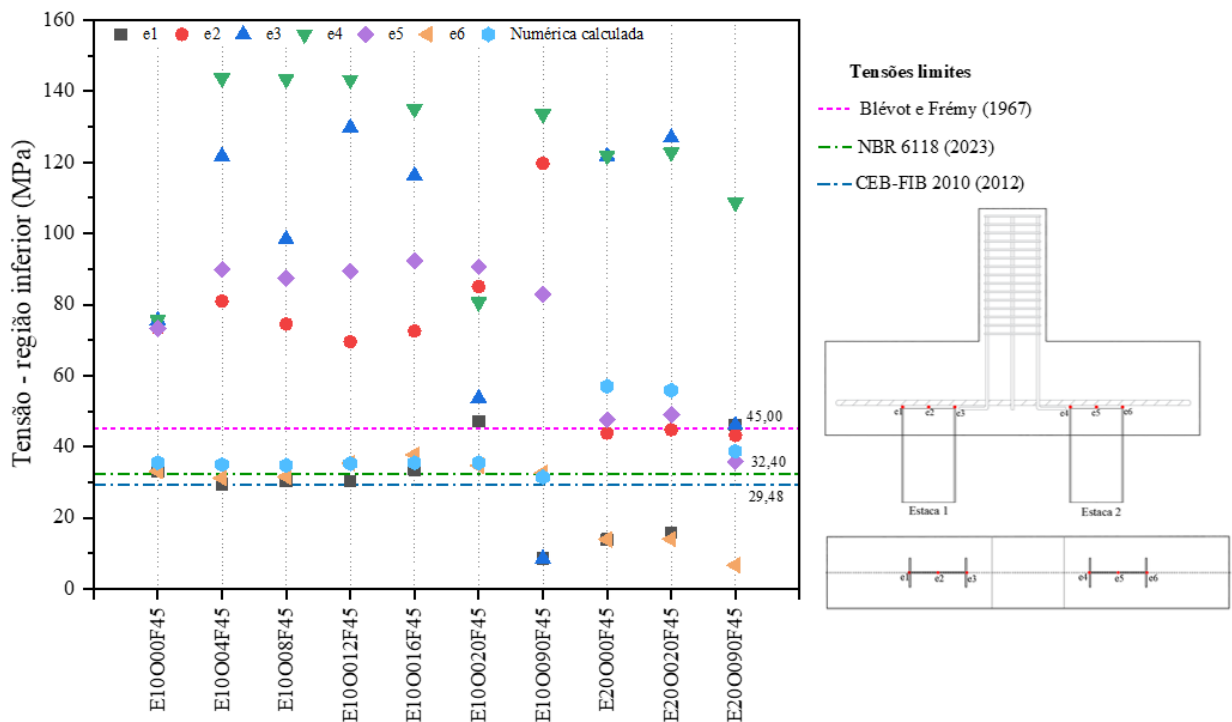
Nota-se, ainda, nas Figura 5.19 e Figura 5.20, que os limites de tensão são menores que as tensões numéricas nos pontos de maior concentração, corroborando para a constatação de Delalibera (2006) de que o modelo de Blévyot e Frémy (1967) é conservador em relação às tensões nas regiões nodais superior e inferior.

Figura 5.19 - Tensões nas zonas nodais inferiores, região de concreto no topo das estacas e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 35 MPa



Fonte: A própria autora

Figura 5.20 - Tensões nas zonas nodais inferiores, região de concreto no topo das estacas e seus limites para grupo de modelos com resistência do concreto de 45 MPa



Fonte: A própria autora

De forma geral, a partir da análise das tensões numéricas dos pontos de cada estaca (Figura 5.18 a Figura 5.20, e Tabelas E.5 e E.6, Apêndice E), nota-se que as estacas cuja

orientação variam de  $0^\circ$  a  $20^\circ$  possuem concentração de tensões mais intensa, distribuída da borda interna até o centro geométrico do elemento. Em contrapartida, para as estacas a  $90^\circ$  as tensões de ruptura se concentram predominantemente no centro geométrico do perfil. Além de constatar que os limites das zonas nodais inferiores possuem valores próximos às tensões atuantes numéricas no geral, assim como Tomaz *et al.* (2018), Delalibera *et al.* (2020) e Silva, Oliveira e Delalibera (2023) verificaram em suas pesquisas.

## 6. CONCLUSÕES

O objetivo dessa pesquisa foi avaliar o comportamento estrutural de blocos de concreto sobre duas estacas metálicas considerando a variação do comprimento de embutimento, da orientação das estacas em relação ao eixo longitudinal, em decorrência de possíveis erros de execução, e da resistência à compressão do concreto. Para tanto, optou-se por comprimento de embutimento de 10 cm e 20 cm e extrapolação da rotação em ângulo de 0°, 4°, 8°, 12°, 16°, 20° e 90°. Os principais pontos identificados com o estudo foram:

- a) o comprimento de embutimento das estacas e a resistência à compressão do concreto influenciaram diretamente na capacidade resistente do bloco, afetando a força última dos modelos numéricos;
- b) o comprimento de embutimento de 20 cm apresentou influência significativa na capacidade resistente do bloco sobre duas estacas metálicas acarretou uma menor dispersão das tensões de compressão nas bielas junto ao pilar;
- c) a distribuição das tensões de compressão em blocos com embutimento de 10 cm apresentou-se uma dimensão maior do formato da biela em relação aos modelos com embutimento de 20 cm que exibiram uma configuração de biela mais afunilada;
- d) a rotação da estaca em 20° não apresentou influência significativa na capacidade resistente do bloco sobre duas estacas metálicas;
- e) a variação da orientação das estacas influenciou a forma de dispersão das tensões de compressão no bloco, cabendo destacar que para estacas com orientação de 90° a distribuição das tensões de compressão ocorre de forma mais homogênea na biela, sem concentrações de tensão em uma região do perfil;
- f) a configuração de orientação igual a 90° apresentou danos à tensão principal de tração de forma mais uniforme ao longo do fluxo de tensão na biela, mostrando maior fragilidade à ruptura;
- g) as estacas rotacionadas demonstraram maior dano à tração ao longo da alma do perfil metálico, sendo a região mais propensa a ocorrências de fissuras;
- h) os limites normativos do CEB-FIB *Model Code* (2012), da ABNT NBR 6118 (2023), do estado de tensão multiaxial e de Blévyot e Frémy (1967) independem da rotação das

estacas, além de apresentarem limites e simplificações, sendo conservadores na região nodal superior e inferior.

Recomenda-se a realização de análises experimentais para melhor compreender o comportamento da biela.

Diante do exposto, recomenda-se que, no dimensionamento e análise de blocos sobre duas estacas metálicas, a orientação das estacas seja considerada como um fator relevante.

Observou-se na pesquisa que os blocos tendem a romper na extremidade do pilar, decorrente das concentrações de tensões nessa região.

De acordo com os resultados obtidos, a calibração dos modelos numéricos foi possível mediante os ensaios realizados por Tomaz (2018) que avaliou experimentalmente a capacidade resistente de blocos sobre estacas metálicas, sendo obtida uma boa correlação dos modelos numéricos com a sua força última, porém, não foi possível uma boa correlação com o deslocamento do modelo, sendo a mesma dificuldade encontrada por Gonçalves (2020).

Apesar dessa limitação, foi possível realizar o estudo paramétrico levando em consideração as variáveis de orientação da estaca, o seu embutimento e a resistência à compressão do concreto. Cabe destacar que não houveram diferenças significativas para a força última em função da orientação da estaca até  $20^\circ$ , o mesmo não ocorreu quando se variou o comprimento de embutimento, mostrando que o modelo é mais sensível ao erro na altura do embutimento.

No que diz respeito às equações dos modelos analíticos, constatou-se que suas previsões tiveram resultados conservadores para a zona nodal superior, resultando em valores superiores aos obtidos numericamente. Já para a zona nodal inferior, os valores calculados pelos modelos analíticos foram menores aos resultados numéricos.

Dessa forma, conclui-se que os modelos numéricos tiveram uma boa proximidade com os resultados esperados para força última e avaliação da distribuição das tensões das bielas e nos tirantes. Porém, para a comparação com os modelos analíticos, faz-se necessária uma consideração mais precisa da superfície de contato da estaca para uma correlação com os modelos numéricos. Em vista disso, recomenda-se a realização adicionais abrangendo diferentes dimensões das estacas metálicas, do seu embutimento, das relações geométricas do bloco e da orientação da estaca em relação ao eixo longitudinal do bloco.

## 6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Para melhor compreender o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas metálicas, sugere-se:

- a) ensaios experimentais com variação dos parâmetros envolvidos nesta pesquisa, para melhor compreensão da distribuição e evolução das tensões no interior de blocos sobre duas estacas metálicas;
- b) ensaios experimentais avaliando a influência do momento fletor no modelo;
- c) estudos experimentais e numéricos relacionados a adesão do pescoço de concreto conforme Manual da Gerdau (2018), afim de verificar se o que está disposto no manual pode realmente ser empregado em canteiro de obra;
- d) estudos numéricos e experimentais variando a área da chapa soldada no topo das estacas.

## REFERÊNCIAS

- ABAQUS 6.14 documentation, Dassault Systems Simula Corp, Providence, 2014.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete. Michigan: ACI, 2019.
- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study. **ACI Journal**, v. 87, n. 1, p. 191–199, 1990.
- APL ENGENHARIA. **Fundações: Entenda os procedimentos executivos das estacas metálicas**. Disponível em: <<https://blog.apl.eng.br/entenda-os-procedimentos-executivos-das-estacas-metalicas/>>. Acesso em: 23 mar. 2024.
- ARROYO, F. N.; LAHR, F. A. R.; CHRISTOFORO, A. L. Influência Do Tamanho Da Malha Em Simulações Numéricas Via Elementos Finitos. **Revista Internacional de Ciências**, v. 12, n. 2, p. 95–107, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto - Procedimentos. ABNT, Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundação. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundação. Rio de Janeiro, 2022.
- BEHNAM, H.; KUANG, J. S.; SAMALI, B. Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections. **Computers and Structures**, v. 205, p. 28–44, 2018.
- BLEVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, v. 20, n. 230, p. 223–295, 1967.
- BURGOS FILHO, R.; ZARZAR JÚNIOR, F. C.; OLIVEIRA, R. A. DE. **Analysis of pile cap behavior in connection with steel piles**. Londres, 2016.
- BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 1, p. 158–177, 2013.
- CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 83, n. 1, p. 21–28, 1986.
- CARREIRA, D. J.; KUANG-HAN CHU. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Compression. **ACI Structural Journal**, n. November-December, p. 797–804, 1985.
- CERÂMICA CONSTRULAR. **Tipos de fundação: você sabe qual é o ideal para sua obra?** Disponível em: <<https://ceramicaconstrular.com.br/tipos-de-fundacao/>>. Acesso em: 23 mar.

2024.

CHAVES, R. J. S. **Análise numérica da contribuição da chave de cisalhamento em ligações pilar-viga com consolo e utilizando almofada elastomérica no apoio da viga**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, 2021.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2010**: Final Draft. Switzerland: FIB, 2012.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE-08**: Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: CPH, 2011.

DELALIBERA, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2006

DELALIBERA, R. G. et al. Analysis of nodal stress on reinforced concrete two-pile caps supported on steel piles. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, n. 6, p. 1–16, 2020.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Deformações nas diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 1, n. 2, p. 121–157, 2008.

DELALIBERA, R. G.; GONÇALVES, V. F. Análise Numérica De Bloco Sobre Duas Estacas Metálicas. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 16, n. 1, p. 91–104, 2020.

DELALIBERA, R. G.; SIVELLI, M. G.; GIONGO, J. S. Comportamento de blocos de transição com perfil metálico. In: ATENA EDITORA (Ed.). **Engenharia de construção civil e urbana**. Atena Editora: Ponta Grossa, 2019.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v. 98, p. 38–48, 2015.

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

GONÇALVES, V. F. **Análise Numérica e Experimental De Blocos Sobre Duas Estacas Metálicas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, 2020.

GONÇALVES, V. F.; DELALIBERA, R. G.; DE OLIVEIRA FILHO, M. A. Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles – An experimental and numerical study. **Engineering Structures**, v. 252, p. 113629, 1 fev. 2022.

GRUPOAE. **Fundações: estacas de aço**. Disponível em: <<https://www.aegrupo.com.br/single-post/fundacoes-estacas-de-aco>>. Acesso em: 23 mar. 2024.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete Construction**. [s.l: s.n.]. v. 82

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2<sup>a</sup> ed. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HORDIJK, D. A. **Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses**. Heron, 1992.

KIDWELL, T. B. et al. Elastic and Inelastic Behavior of Precast Concrete Piles and Cast-in-Shell Steel Piles in Reinforced Concrete Caps. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 23, n. 2, p. 1–8, 2018.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. 11, n. 3, p. 623–636, 2011.

KÜSTER, L. D. **Análise numérica da influência do tamanho e posicionamento de aberturas adjacentes a pilares de seção quadrada em sistemas estruturais de lajes lisas**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de São Carlos, 2021.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

LUCHESE, G. L. et al. Important aspects in experimental versus numerical comparative analysis in pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 5, p. 1–16, 2022.

MEDEIROS, M. A. DE. **Modelagem Computacional da Reflexão de Trincas por Fadiga em Revestimentos Asfálticos Reforçados com Geossintéticos via XFEM**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, 2020.

MELÉNDEZ, C. et al. Refined Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for Analysis and Design of Four-Pile Caps. **Structural Journal**, v. 116, n. 4, p. 15–29, 2019.

MENDONÇA, F. C. **Dimensionamento De Blocos de coroamento Sobre Estacas Metálicas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, 2017.

MILLIGAN, G. J.; POLAK, M. A.; ZURELL, C. Finite element analysis of punching shear behaviour of concrete slabs supported on rectangular columns. **Engineering Structures**, v. 224, n. October 2019, p. 111189, 2020.

NEUBERGER, Y. M. et al. Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Using Concrete Damage Plasticity: Sensitivity to Material Parameters and Comparison with Analytical Models. **Buildings**, v. 13, n. 11, 2023.

OBANDO-ANTE, J.; PALMEIRA, E. M. A Laboratory Study on the Performance of Geosynthetic Reinforced Asphalt Overlays. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 1, n. 1, 2015.

PALIWAL, S. et al. Carrying Capacity of Model Steel Pile Foundation with Different Cross-Sectional Shapes in Sand. **Lecture Notes in Civil Engineering Satyajit Patel of the Indian Geotechnical Conference 2019**. India, 2019.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. v. 69, n. 6, 1991.

SETEF FUNDAÇÕES EIRELI. **Bloco de coroamento da estaca metálica**. Disponível em: <<https://www.facebook.com/100058108634835/posts/3408223892589138/>>. Acesso em: 20 jun. 2024.

SILVA, A. A. DOS S. **Análise experimental e numérica sobre a influência de chapas de ligação bloco-estaca no comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, 2024.

SILVA, A. P. DE O.; DELALIBERA, R. G.; SANTOS, A. C. Análise Numérico-Computacional de Blocos sobre Seis Estacas Metálicas Submetidos à Força de Compressão Centrada. **59<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON**, [s.l.], 2017.

SILVA, J. C. G.; OLIVEIRA, I. V. DE; DELALIBERA, R. G. Análise das tensões nodais nos ensaios de Blévoit e Frémy. **Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica do IFPB**, v. 60, n. 4, p. 1373, 2023.

SILVA, L. M. E.; CHRISTOFORO, A. L.; CARVALHO, R. C. Calibration of Concrete Damaged Plasticity Model parameters for shear walls. **Matéria**, v. 26, n. 1, Rio de Janeiro, 2021.

SZCZECINA, M.; WINNICKI, A. **Calibration of the CDP model parameters in Abaqus**. Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM15). **Anais...**2015.

TOMAZ, M. A. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, 2018.

TOMAZ, M. A. et al. Analysis of the nodal stresses in pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 6, p. 1208–1257, 2018.

XIAO, Y.; CHEN, L. Behavior of model steel H-pile-to-pile-cap connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 153–162, 1 jan. 2013.

YOUNIS, A. A. et al. Modeling structural behavior of reinforced-concrete pipe with single, double and triple cage reinforcement. **Engineering Structures**, v. 240, n. March 2020, p. 112374, 2021.

## APÊNDICE A

O comportamento à compressão e a evolução do dano na compressão para o modelo de calibração é apresentado na Apêndice A.

A Tabela A.1 apresenta os valores de tensão, deformação e dano à compressão utilizados no modelo numérico de calibração para concreto do bloco de  $f_{cm}$  igual a 17,95 MPa e  $E_{ci,exp,m}$  igual a 29257,0 MPa, já o comportamento à compressão é representado pela Figura A.1.

Tabela A.1 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à compressão para material do modelo numérico de referência inseridos no ABAQUS®

<b>Tensão à compressão (MPa)</b>	<b>Deformação à compressão (mm)</b>	<b>Dano à compressão (%)</b>	<b>Deformação à compressão (mm)</b>
7.890879520	0.0000000000	-	-
13.334004544	0.0002293697	-	-
16.332639023	0.0004692630	-	-
17.650527527	0.0007664866	-	-
17.980755477	0.0010973513	0.0000000000	0.0000000000
17.677126626	0.0015352545	0.0168863234	0.0015352545
17.016475652	0.0019851779	0.0536284377	0.0019851779
16.232977554	0.0024391177	0.0972026969	0.0024391177
15.434317588	0.0028933933	0.1416201835	0.0028933933
14.667837354	0.0033463868	0.1842479938	0.0033463868
13.952283237	0.0037974576	0.2240435473	0.0037974576
13.292936995	0.0042464253	0.2607130990	0.0042464253
12.688885128	0.0046933213	0.2943074531	0.0046933213
12.136542433	0.0051382682	0.3250260008	0.0051382682
11.631362279	0.0055814217	0.3531216031	0.0055814217
11.168655019	0.0060229422	0.3788550746	0.0060229422
10.743962677	0.0064629821	0.4024743460	0.0064629821
10.353212120	0.0069016810	0.4242059443	0.0069016810
9.992758739	0.0073391634	0.4442525648	0.0073391634
9.659377692	0.0077755399	0.4627935570	0.0077755399
9.350231914	0.0082109074	0.4799867043	0.0082109074
9.062831715	0.0086453513	0.4959704710	0.0086453513
8.794993318	0.0090789464	0.5108663076	0.0090789464
8.544799785	0.0095117583	0.5247808249	0.0095117583
8.310565751	0.0099438448	0.5378077544	0.0099438448
8.090806351	0.0103752567	0.5500296770	0.0103752567
7.884210220	0.0108060392	0.5615195240	0.0108060392
7.689616228	0.0112362319	0.5723418720	0.0112362319
7.505993501	0.0116658703	0.5825540528	0.0116658703
7.332424327	0.0120949860	0.5922071052	0.0120949860

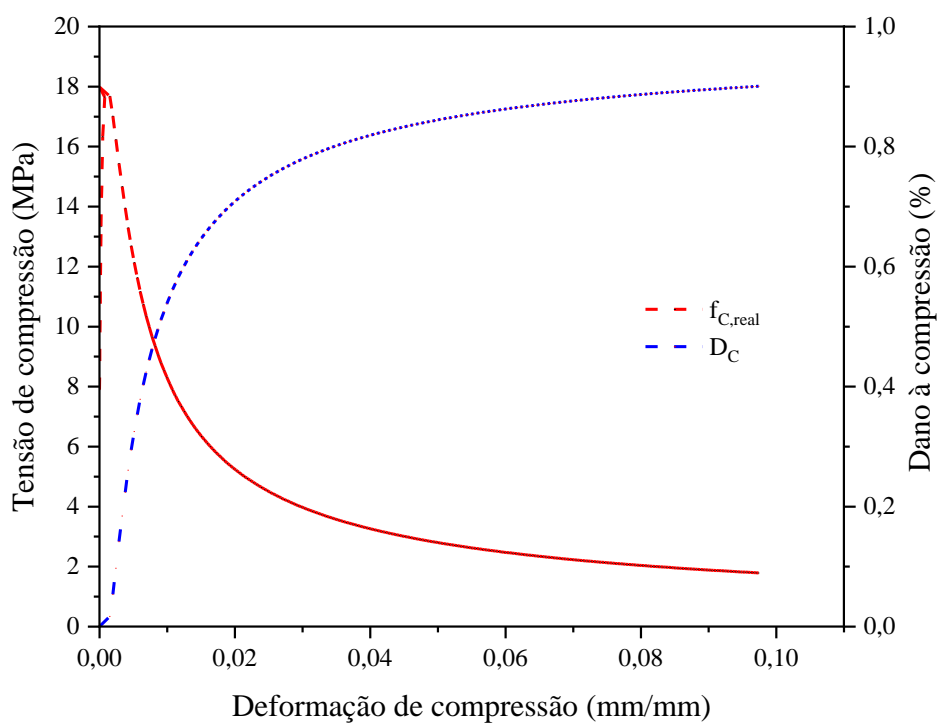
7.168089514	0.0125236070	0.6013465884	0.0125236070
7.012255854	0.0129517586	0.6100132799	0.0129517586
6.864265377	0.0133794634	0.6182437726	0.0133794634
6.723526115	0.0138067418	0.6260709888	0.0138067418
6.589504159	0.0142336122	0.6335246221	0.0142336122
6.461716800	0.0146600912	0.6406315181	0.0146600912
6.339726604	0.0150861940	0.6474160047	0.0150861940
6.223136274	0.0155119343	0.6539001778	0.0155119343
6.111584179	0.0159373246	0.6601041493	0.0159373246
6.004740470	0.0163623762	0.6660462639	0.0163623762
5.902303671	0.0167870998	0.6717432881	0.0167870998
5.803997709	0.0172115048	0.6772105757	0.0172115048
5.709569299	0.0176356001	0.6824622132	0.0176356001
5.618785642	0.0180593937	0.6875111477	0.0180593937
5.531432397	0.0184828932	0.6923692998	0.0184828932
5.447311887	0.0189061054	0.6970476633	0.0189061054
5.366241508	0.0193290368	0.7015563937	0.0193290368
5.288052319	0.0197516932	0.7059048867	0.0197516932
5.212587782	0.0201740802	0.7101018482	0.0201740802
5.139702644	0.0205962029	0.7141553563	0.0205962029
5.069261933	0.0210180660	0.7180729175	0.0210180660
5.001140061	0.0214396739	0.7218615165	0.0214396739
4.935220022	0.0218610309	0.7255276605	0.0218610309
4.871392662	0.0222821408	0.7290774201	0.0222821408
4.809556034	0.0227030072	0.7325164652	0.0227030072
4.749614805	0.0231236336	0.7358500976	0.0231236336
4.691479728	0.0235440230	0.7390832808	0.0235440230
4.635067163	0.0239641787	0.7422206665	0.0239641787
4.580298634	0.0243841032	0.7452666191	0.0243841032
4.527100441	0.0248037995	0.7482252375	0.0248037995
4.475403295	0.0252232698	0.7511003751	0.0252232698
4.425141993	0.0256425167	0.7538956581	0.0256425167
4.376255119	0.0260615423	0.7566145024	0.0260615423
4.328684770	0.0264803489	0.7592601281	0.0264803489
4.282376305	0.0268989383	0.7618355741	0.0268989383
4.237278121	0.0273173126	0.7643437103	0.0273173126
4.193341439	0.0277354734	0.7667872496	0.0277354734
4.150520112	0.0281534227	0.7691687584	0.0281534227
4.108770453	0.0285711618	0.7714906663	0.0285711618
4.068051066	0.0289886926	0.7737552757	0.0289886926
4.028322699	0.0294060164	0.7759647695	0.0294060164
3.989548106	0.0298231346	0.7781212191	0.0298231346
3.951691919	0.0302400486	0.7802265915	0.0302400486
3.914720531	0.0306567597	0.7822827558	0.0306567597
3.878601984	0.0310732691	0.7842914893	0.0310732691
3.843305872	0.0314895780	0.7862544832	0.0314895780

3.808803242	0.0319056876	0.7881733475	0.0319056876
3.775066512	0.0323215989	0.7900496163	0.0323215989
3.742069389	0.0327373130	0.7918847518	0.0327373130
3.709786792	0.0331528308	0.7936801489	0.0331528308
3.678194784	0.0335681533	0.7954371390	0.0335681533
3.647270505	0.0339832816	0.7971569932	0.0339832816
3.616992115	0.0343982163	0.7988409264	0.0343982163
3.587338733	0.0348129584	0.8004900997	0.0348129584
3.558290386	0.0352275088	0.8021056239	0.0352275088
3.529827963	0.0356418682	0.8036885621	0.0356418682
3.501933161	0.0360560373	0.8052399319	0.0360560373
3.474588450	0.0364700170	0.8067607084	0.0364700170
3.447777029	0.0368838079	0.8082518261	0.0368838079
3.421482785	0.0372974108	0.8097141808	0.0372974108
3.395690265	0.0377108262	0.8111486323	0.0377108262
3.370384634	0.0381240549	0.8125560053	0.0381240549
3.345551652	0.0385370975	0.8139370920	0.0385370975
3.321177636	0.0389499545	0.8152926533	0.0389499545
3.297249440	0.0393626266	0.8166234203	0.0393626266
3.273754424	0.0397751144	0.8179300960	0.0397751144
3.250680433	0.0401874183	0.8192133564	0.0401874183
3.228015770	0.0405995390	0.8204738520	0.0405995390
3.205749176	0.0410114769	0.8217122089	0.0410114769
3.183869812	0.0414232326	0.8229290301	0.0414232326
3.162367235	0.0418348066	0.8241248963	0.0418348066
3.141231382	0.0422461993	0.8253003670	0.0422461993
3.120452555	0.0426574112	0.8264559818	0.0426574112
3.100021399	0.0430684428	0.8275922609	0.0430684428
3.079928892	0.0434792945	0.8287097060	0.0434792945
3.060166327	0.0438899668	0.8298088014	0.0438899668
3.040725299	0.0443004600	0.8308900145	0.0443004600
3.021597692	0.0447107747	0.8319537966	0.0447107747
3.002775669	0.0451209111	0.8330005837	0.0451209111
2.984251654	0.0455308698	0.8340307971	0.0455308698
2.966018327	0.0459406510	0.8350448439	0.0459406510
2.948068610	0.0463502552	0.8360431177	0.0463502552
2.930395658	0.0467596828	0.8370259992	0.0467596828
2.912992850	0.0471689340	0.8379938566	0.0471689340
2.895853777	0.0475780093	0.8389470465	0.0475780093
2.878972236	0.0479869090	0.8398859136	0.0479869090
2.862342224	0.0483956334	0.8408107920	0.0483956334
2.845957923	0.0488041829	0.8417220052	0.0488041829
2.829813699	0.0492125579	0.8426198664	0.0492125579
2.813904093	0.0496207585	0.8435046794	0.0496207585
2.798223812	0.0500287852	0.8443767385	0.0500287852
2.782767727	0.0504366383	0.8452363289	0.0504366383

2.767530862	0.0508443180	0.8460837274	0.0508443180
2.752508390	0.0512518246	0.8469192024	0.0512518246
2.737695630	0.0516591586	0.8477430143	0.0516591586
2.723088037	0.0520663200	0.8485554158	0.0520663200
2.708681200	0.0524733093	0.8493566523	0.0524733093
2.694470837	0.0528801268	0.8501469618	0.0528801268

Fonte: A própria autora.

Figura A.1 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para compressão baseada em Carreira e Chu (1986)



Fonte: A própria autora.

## APÊNDICE B

O comportamento à tração e a evolução do dano na tração para os diferentes tamanhos de malhas utilizados na calibração do modelo numérico, em específico para o elemento bloco, são apresentados no Apêndice B.

A Tabela B.1 apresenta os valores de tensão, deformação e dano à tração utilizados no modelo numérico com tamanho de malha de 10 mm, para concreto do bloco de  $f_{cm}$  igual a 17,95 MPa e  $E_{ci,exp,m}$  igual a 29257,0 MPa, já o comportamento à tração é representado pela Figura B.1.

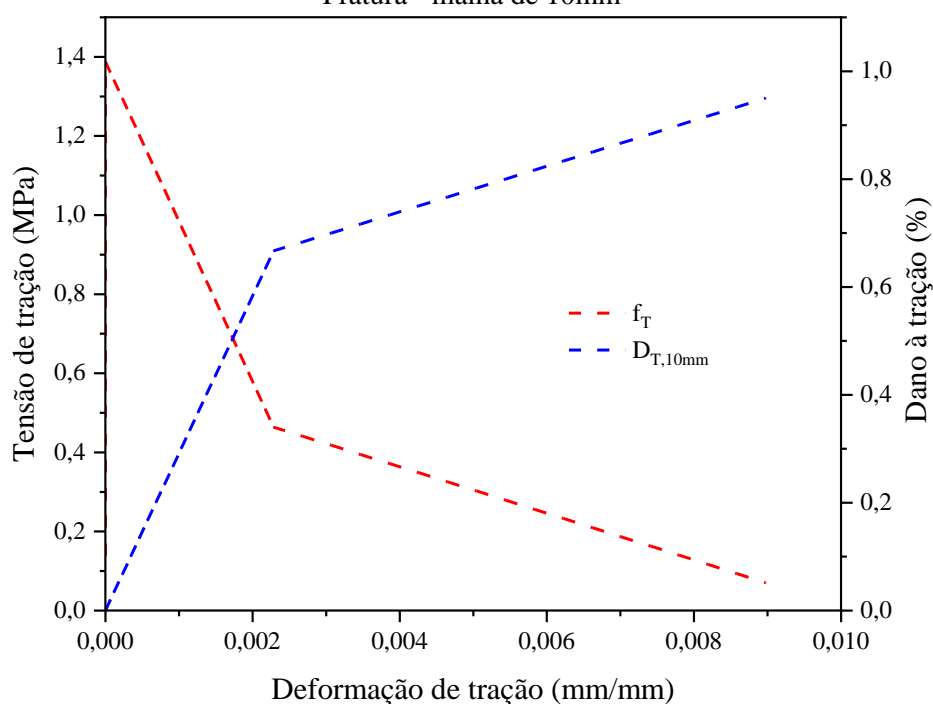
Tabela B.1 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à tração para material do modelo numérico de calibração com malha de 10 mm inseridos no ABAQUS®

<b>Tensão de tração (MPa)</b>	<b>Deformação de tração (mm/mm)</b>	<b>Dano à tração (%)</b>
1.387897	0.000000	0.000000
1.341785	0.000114	0.033333
1.295663	0.000229	0.066667
1.249530	0.000343	0.100000
1.203387	0.000458	0.133333
1.157233	0.000572	0.166667
1.111069	0.000686	0.200000
1.064895	0.000801	0.233333
1.018710	0.000915	0.266667
0.972515	0.001029	0.300000
0.926309	0.001144	0.333333
0.880093	0.001258	0.366667
0.833866	0.001372	0.400000
0.787629	0.001487	0.433333
0.741381	0.001601	0.466667
0.695123	0.001715	0.500000
0.648855	0.001829	0.533333
0.602576	0.001944	0.566667
0.556287	0.002058	0.600000
0.509987	0.002172	0.633333
0.463677	0.002286	0.666667
0.440666	0.002681	0.683333
0.417638	0.003076	0.700000
0.394591	0.003470	0.716667
0.371526	0.003864	0.733333
0.348443	0.004259	0.750000
0.325341	0.004653	0.766667
0.302221	0.005047	0.783333
0.279083	0.005440	0.800000

0.255927	0.005834	0.816667
0.232752	0.006227	0.833333
0.209559	0.006621	0.850000
0.186348	0.007014	0.866667
0.163118	0.007407	0.883333
0.139870	0.007799	0.900000
0.116604	0.008192	0.916667
0.093320	0.008585	0.933333
0.070017	0.008977	0.950000

Fonte: A própria autora.

Figura B.1 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para a tração baseada na Energia de Fratura - malha de 10mm



Fonte: A própria autora.

A Tabela B.2 apresenta os valores de tensão, deformação e dano à tração utilizados no modelo numérico com tamanho de malha de 15 mm, e a Figura B.2 representa o comportamento à tração.

Tabela B.2 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à tração para material do modelo numérico de calibração com malha de 15 mm inseridos no ABAQUS®

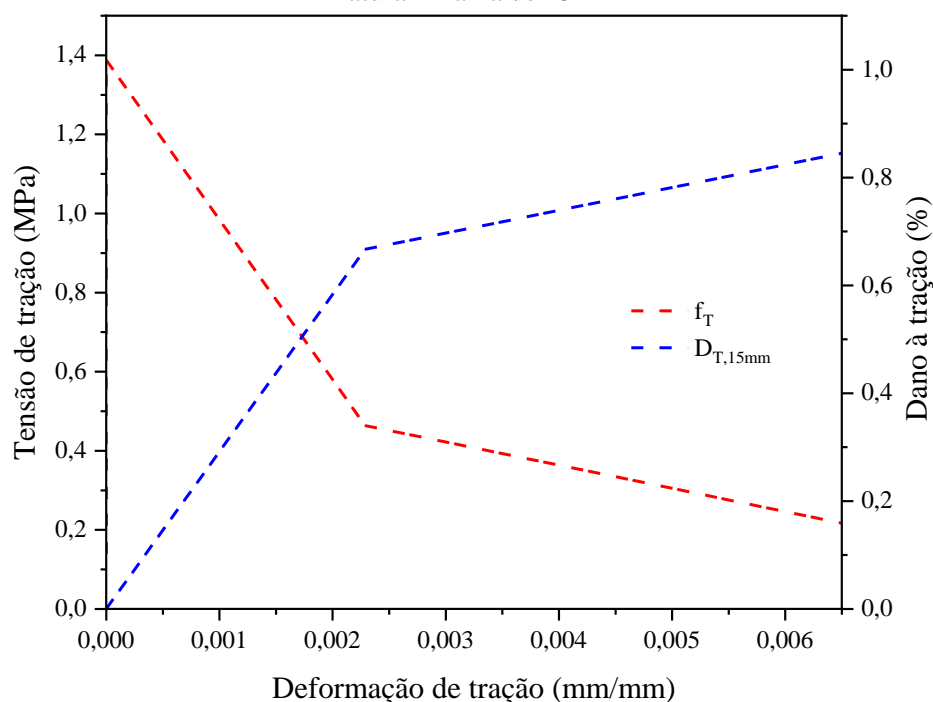
Tensão de tração (MPa)	Deformação de tração (mm/mm)	Dano à tração (%)
1.387897	0.000000	0.000000
1.341735	0.000077	0.033333
1.295565	0.000154	0.066667
1.249389	0.000230	0.100000

1.203206	0.000307	0.133333
1.157016	0.000384	0.166667
1.110819	0.000461	0.200000
1.064615	0.000538	0.233333
1.018404	0.000614	0.266667
0.972186	0.000691	0.300000
0.925961	0.000768	0.333333
0.879729	0.000845	0.366667
0.833490	0.000921	0.400000
0.787244	0.000998	0.433333
0.740991	0.001075	0.466667
0.694732	0.001152	0.500000
0.648465	0.001228	0.533333
0.602191	0.001305	0.566667
0.555911	0.001382	0.600000
0.509623	0.001458	0.633333
0.463328	0.001535	0.666667
0.440278	0.001799	0.683333
0.417215	0.002063	0.700000
0.394140	0.002326	0.716667
0.371053	0.002590	0.733333
0.347953	0.002853	0.750000
0.324842	0.003116	0.766667
0.301718	0.003380	0.783333
0.278582	0.003643	0.800000
0.255434	0.003906	0.816667
0.232273	0.004169	0.833333
0.209101	0.004432	0.850000
0.185916	0.004695	0.866667
0.162719	0.004958	0.883333
0.139510	0.005221	0.900000
0.116289	0.005483	0.916667
0.093056	0.005746	0.933333
0.069810	0.006009	0.950000

---

Fonte: A própria autora.

Figura B.2 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para a tração baseada na Energia de Fratura - malha de 15mm



Fonte: A própria autora.

A Tabela B.3 mostra os valores de tensão, deformação e dano à tração utilizados no modelo numérico com tamanho de malha de 20 mm, e a Figura B.3 representa o comportamento à tração.

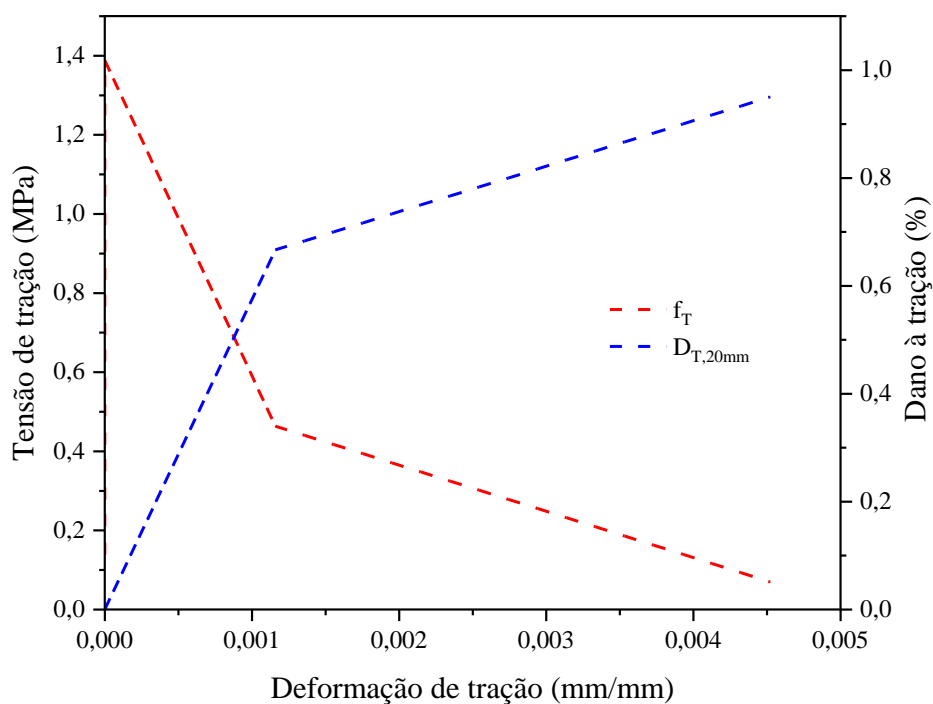
Tabela B.3 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à tração para material do modelo numérico de calibração com malha de 20 mm inseridos no ABAQUS®

Tensão de tração (MPa)	Deformação de tração (mm/mm)	Dano à tração (%)
1.387897	0.000000	0.000000
1.341709	0.000058	0.033333
1.295517	0.000116	0.066667
1.249319	0.000174	0.100000
1.203116	0.000232	0.133333
1.156907	0.000290	0.166667
1.110694	0.000348	0.200000
1.064475	0.000406	0.233333
1.018251	0.000464	0.266667
0.972021	0.000522	0.300000
0.925787	0.000580	0.333333
0.879547	0.000638	0.366667
0.833302	0.000696	0.400000
0.787052	0.000754	0.433333
0.740796	0.000812	0.466667
0.694536	0.000870	0.500000

0.648270	0.000928	0.533333
0.601999	0.000986	0.566667
0.555723	0.001044	0.600000
0.509441	0.001102	0.633333
0.463154	0.001160	0.666667
0.440084	0.001358	0.683333
0.417003	0.001556	0.700000
0.393914	0.001754	0.716667
0.370816	0.001951	0.733333
0.347708	0.002149	0.750000
0.324592	0.002347	0.766667
0.301466	0.002545	0.783333
0.278331	0.002743	0.800000
0.255187	0.002941	0.816667
0.232034	0.003138	0.833333
0.208872	0.003336	0.850000
0.185700	0.003533	0.866667
0.162520	0.003731	0.883333
0.139330	0.003929	0.900000
0.116131	0.004126	0.916667
0.092923	0.004324	0.933333
0.069706	0.004521	0.950000

Fonte: A própria autora.

Figura B.3 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para a tração baseada na Energia de Fratura - malha de 20mm



Fonte: A própria autora.

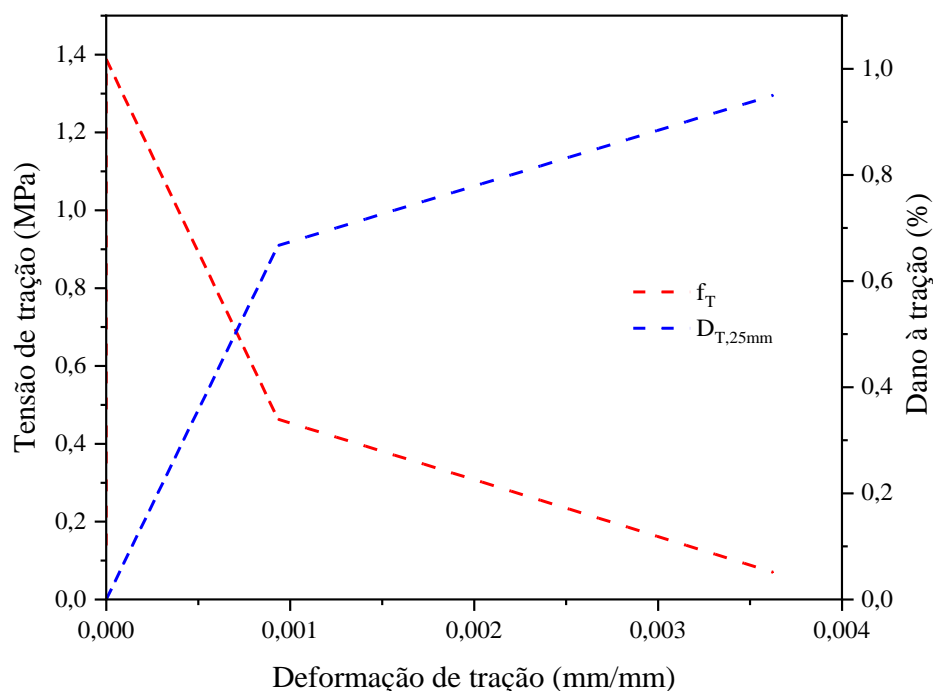
A Tabela B.4 apresenta os valores de tensão, deformação e dano à tração utilizados no modelo numérico com tamanho de malha de 25 mm, já a Figura B.4 representa o comportamento à tração.

Tabela B.4 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à tração para material do modelo numérico de calibração com malha de 25 mm inseridos no ABAQUS®

<b>Tensão de tração (MPa)</b>	<b>Deformação de tração (mm/mm)</b>	<b>Dano à tração (%)</b>
1.387897	0.000000	0.000000
1.341694	0.000047	0.033333
1.295488	0.000093	0.066667
1.249276	0.000140	0.100000
1.203061	0.000187	0.133333
1.156842	0.000234	0.166667
1.110618	0.000280	0.200000
1.064391	0.000327	0.233333
1.018159	0.000374	0.266667
0.971923	0.000420	0.300000
0.925682	0.000467	0.333333
0.879438	0.000514	0.366667
0.833189	0.000561	0.400000
0.786937	0.000607	0.433333
0.740680	0.000654	0.466667
0.694418	0.000701	0.500000
0.648153	0.000747	0.533333
0.601884	0.000794	0.566667
0.555610	0.000841	0.600000
0.509332	0.000887	0.633333
0.463050	0.000934	0.666667
0.439967	0.001093	0.683333
0.416877	0.001251	0.700000
0.393779	0.001410	0.716667
0.370674	0.001568	0.733333
0.347562	0.001727	0.750000
0.324442	0.001885	0.766667
0.301315	0.002044	0.783333
0.278181	0.002202	0.800000
0.255039	0.002361	0.816667
0.231890	0.002519	0.833333
0.208734	0.002678	0.850000
0.185571	0.002836	0.866667
0.162400	0.002994	0.883333
0.139222	0.003153	0.900000
0.116037	0.003311	0.916667
0.092844	0.003469	0.933333
0.069644	0.003627	0.950000

Fonte: A própria autora.

Figura B.4 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para a tração baseada na Energia de Fratura - malha de 25mm



Fonte: A própria autora.

A Tabela B.5 mostra os valores de tensão, deformação e dano à tração utilizados no modelo numérico com tamanho de malha de 30 mm, já a Figura B.5 ilustra o comportamento à tração.

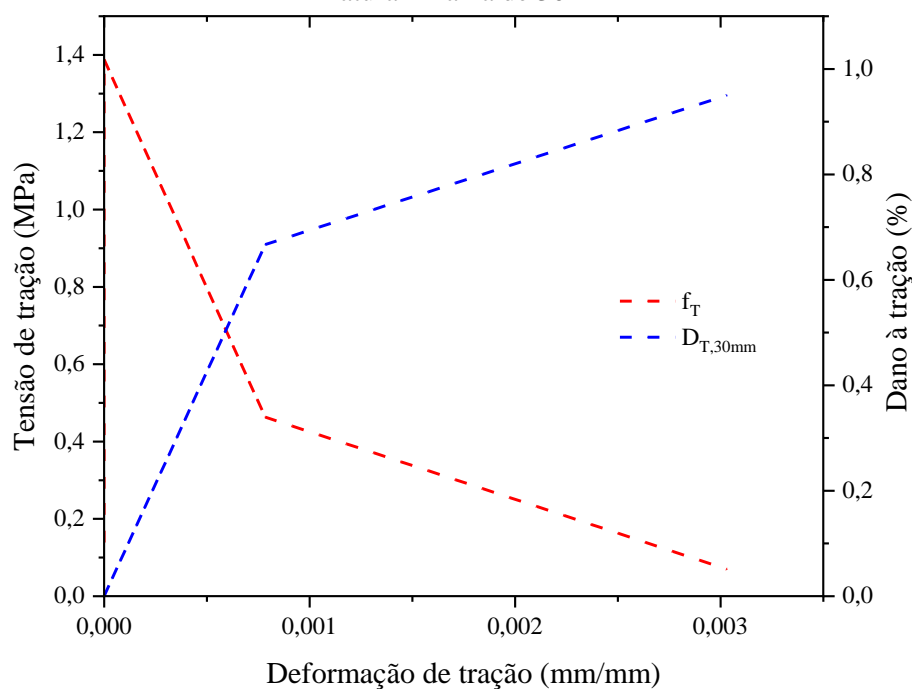
Tabela B.5 - Valores de tensão, deformação plástica e dano à tração para material do modelo numérico de calibração com malha de 30 mm, inseridos no ABAQUS®

Tensão de tração (MPa)	Deformação de tração (mm/mm)	Dano à tração (%)
1.387897	0.000000	0.000000
1.341684	0.000039	0.033333
1.295468	0.000078	0.066667
1.249248	0.000118	0.100000
1.203025	0.000157	0.133333
1.156798	0.000196	0.166667
1.110568	0.000235	0.200000
1.064335	0.000274	0.233333
1.018097	0.000314	0.266667
0.971857	0.000353	0.300000
0.925613	0.000392	0.333333
0.879365	0.000431	0.366667
0.833114	0.000470	0.400000
0.786860	0.000509	0.433333
0.740602	0.000549	0.466667

0.694340	0.000588	0.500000
0.648075	0.000627	0.533333
0.601807	0.000666	0.566667
0.555535	0.000705	0.600000
0.509259	0.000745	0.633333
0.462980	0.000784	0.666667
0.439889	0.000916	0.683333
0.416792	0.001048	0.700000
0.393689	0.001181	0.716667
0.370579	0.001313	0.733333
0.347464	0.001445	0.750000
0.324342	0.001578	0.766667
0.301214	0.001710	0.783333
0.278081	0.001842	0.800000
0.254941	0.001974	0.816667
0.231795	0.002106	0.833333
0.208643	0.002239	0.850000
0.185485	0.002371	0.866667
0.162320	0.002503	0.883333
0.139150	0.002635	0.900000
0.115974	0.002767	0.916667
0.092791	0.002899	0.933333
0.069602	0.003031	0.950000

Fonte: A própria autora.

Figura B.5 - Curva uniaxial tensão e deformação do concreto para a tração baseada na Energia de Fratura - malha de 30mm



## APÊNDICE C

A força máxima, o deslocamento vertical e outros parâmetros para os diferentes modelos numéricos com variação da orientação das estacas e resistência característica à compressão do bloco, são apresentadas no Apêndice C.

A Tabela C.1 indica os resultados da força máxima ( $F_{max}$ ), o deslocamento vertical ( $u_v$ ), a variação do deslocamento vertical em relação ao modelo com concreto de resistência igual a 25 MPa ( $\Delta u_{v,25}$ ), a variação da resistência devido a rotação da estaca em relação aos modelos com concreto de resistência igual a 25 MPa ( $\Delta F_{máx,25}$ ) e a variação da força decorrente da rotação da estaca para mesma classe de concreto ( $\Delta F_\theta$ ).

Tabela C.1 – Forças máximas dos modelos numéricos parametrizados

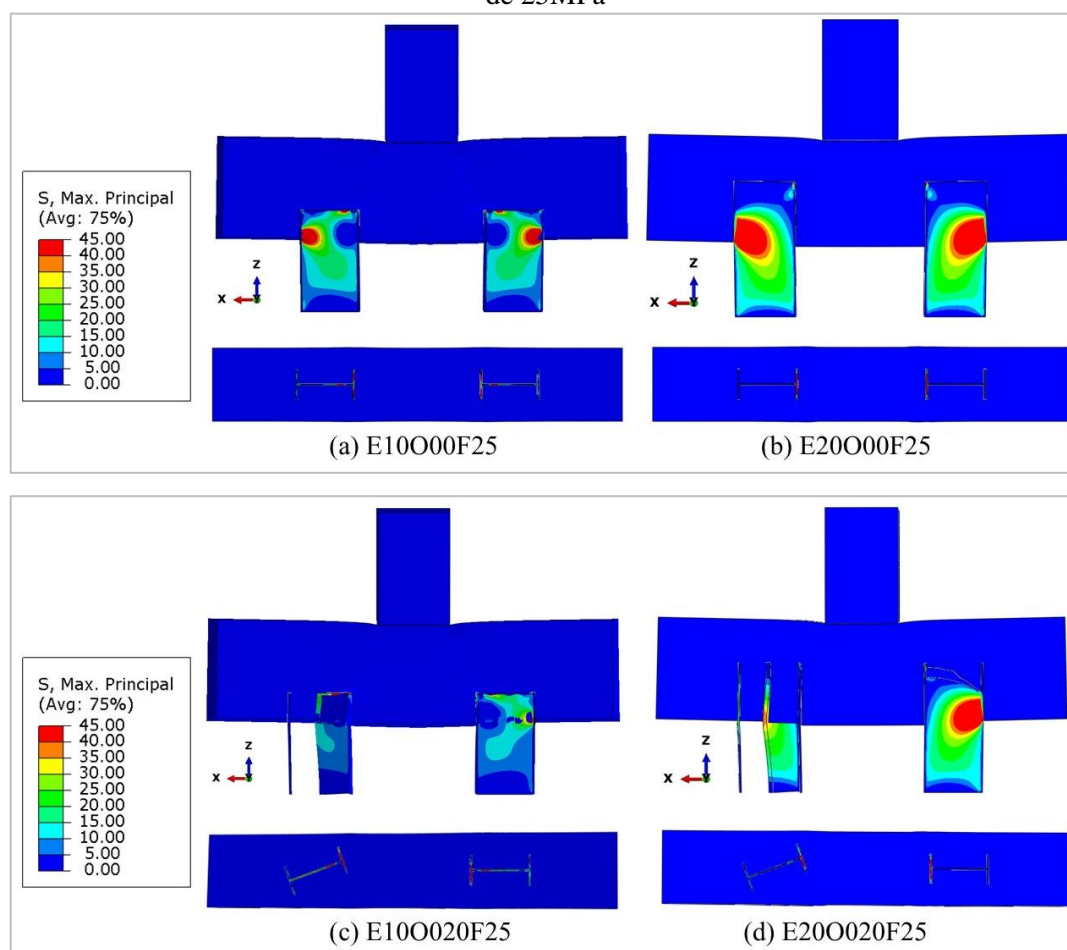
Modelo	$F_{máx}$ (kN)	$U_v$ (mm)	$\Delta U_{v,25}$	$\Delta F_{máx,25}$	$\Delta F_\theta$
E10O00F25	552.98	1.304	-	-	-
E10O04F25	540.57	1.320	-	-	-2.24%
E10O08F25	540.62	1.312	-	-	-2.24%
E10O012F25	537.84	1.307	-	-	-2.74%
E10O016F25	546.50	1.336	-	-	-1.17%
E10O020F25	550.78	1.386	-	-	-0.40%
E10O090F25	433.51	1.197	-	-	-21.60%
E10O9090F25	446.55	1.312	-	-	-19.25%
E10O00F35	647.48	1.269	-2.67%	17.09%	-
E10O04F35	655.14	1.306	-1.05%	21.19%	1.18%
E10O08F35	639.99	1.342	2.30%	18.38%	-1.16%
E10O012F35	651.53	1.272	-2.67%	21.14%	0.62%
E10O016F35	628.31	1.235	-7.59%	14.97%	-2.96%
E10O020F35	640.52	1.332	-3.90%	16.29%	-1.08%
E10O090F35	547.45	1.306	9.11%	26.28%	-15.45%
E10O00F45	710.68	1.227	-5.90%	28.52%	-
E10O04F45	700.05	1.294	-2.01%	29.50%	-1.50%
E10O08F45	695.40	1.236	-5.82%	28.63%	-2.15%
E10O012F45	705.21	1.212	-7.31%	31.12%	-0.77%
E10O016F45	710.10	1.280	-4.23%	29.94%	-0.08%
E10O020F45	710.20	1.361	-1.84%	28.95%	-0.07%
E10O090F45	629.80	1.385	15.70%	45.28%	-11.38%

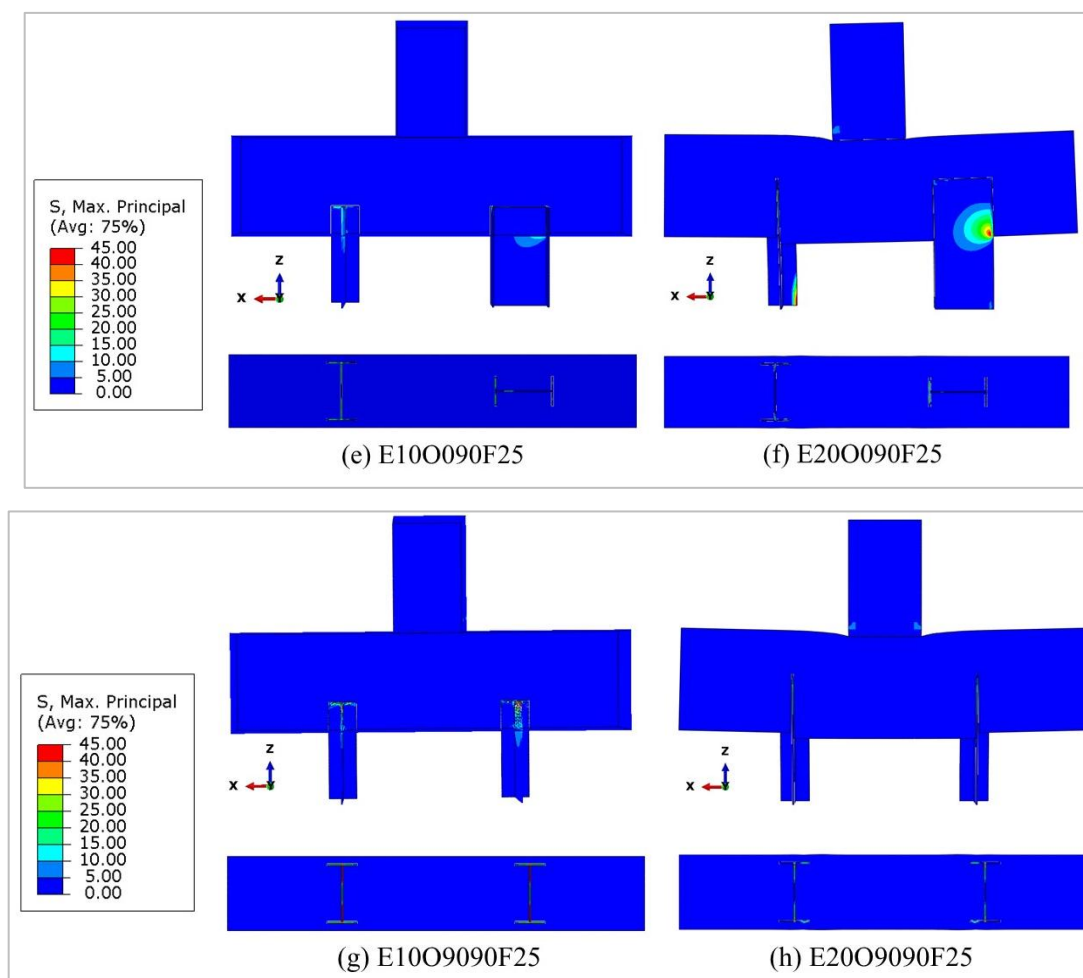
Fonte: A própria autora.

## APÊNDICE D

A distribuição, os mapas das tensões principais de tração nos modelos numéricos, considerando os blocos com estacas orientadas a  $0^\circ$ ,  $20^\circ$  e  $90^\circ$ , com mesma classe de concreto e comprimentos de embutimentos de 10 cm e 20 cm, bem como parâmetros para análise de degradação do concreto dos blocos e tensão nas armaduras são ilustrados no Apêndice D.

Figura D.1 - Mapas de tensões de tração principal para embutimentos de 10 cm e 20 cm para concreto de 25MPa





Fonte: A própria autora.

A Tabela D.1 indica os danos máximos à compressão ( $Dano_{c,máx}$ ) decorrente da força máxima para os setes pares de modelos, considerando variações dos danos em relação ao comprimento de embutimento entre 10 cm e 20 cm ( $\Delta Dano_{c,máx}$ ).

Tabela D.1 – Dano máximo à compressão do bloco para embutimentos de 10 cm e 20 cm

Modelo	$Dano_{c,máx}$	$\Delta Dano_{c,máx}$
E10O00F25	0.5315	-
E20O00F25	0.2946	-80.41%
E10O020F25	0.6154	-
E20O020F25	0.6556	6.13%
E10O090F25	0.5310	-
E20O090F25	0.7862	32.46%
E10O9090F25	0.4665	-
E20O9090F25	0.4659	-0.13%
E10O00F45	0.7960	-

E20O00F45	0.6313	-26.09%
E10O020F45	0.8533	-
E20O020F45	0.8533	0.00%
E10O090F45	0.8533	-
E20O090F45	0.8533	0.00%

Fonte: A própria autora.

A Tabela D.2 mostra as tensões máximas principais das armaduras do tirante ( $\sigma_{m\acute{a}x,arm}$ ) e das estacas ( $\sigma_{m\acute{a}x,est}$ ), bem como a variação das tensões máximas das armaduras em relação ao comprimento de embutimento ( $\Delta\sigma_{m\acute{a}x,arm}$ ) e a variação das tensões máximas das estacas em relação ao comprimento de embutimento ( $\Delta\sigma_{m\acute{a}x,est}$ ).

Tabela D.2 – Tensões máximas principais das armaduras e das estacas

Tensão máximas principais – armaduras do tirante e estacas (MPa)				
Modelo	$\sigma_{m\acute{a}x,arm}$	$\sigma_{m\acute{a}x,est}$	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x,arm}$	$\Delta\sigma_{m\acute{a}x,est}$
E10O00F25	145.0935	119.9260	-	-
E20O00F25	95.7159	171.4606	-51.59%	30.06%
E10O020F25	169.1984	77.2432	-	-
E20O020F25	117.9950	170.5471	-43.39%	54.71%
E10O090F25	140.6115	31.3557	-	-
E20O090F25	140.4986	104.2006	-0.08%	69.91%
E10O9090F25	155.3451	104.6465	-	-
E20O9090F25	110.2131	48.5882	-40.95%	-115.37%
E10O00F45	158.5139	126.1656	-	-
E20O00F45	130.5698	195.4873	-21.40%	35.46%
E10O020F45	197.4575	70.4058	-	-
E20O020F45	155.0562	198.9682	-27.35%	64.61%
E10O090F45	187.7124	45.5288	-	-
E20O090F45	144.0319	44.6202	-30.33%	-2.04%

Fonte: A própria autora.

A Tabela D.3 indica os danos máximos à compressão, os danos máximos à tração, as tensões máximas principais das armaduras do tirante e as tensões máximas nas estacas.

Tabela D.3 – Danos máximos à compressão e à tração, tensões máximas principais das armaduras e das estacas

<b>Modelo</b>	<b>Dano máximo à compressão</b>	<b>Dano máximo à tração</b>	<b>Tensão máximas nas armaduras (MPa)</b>	<b>Tensão máximas nas estacas (MPa)</b>
E10O00F25	0.53	0.95	145.09	119.93
E10O04F25	0.65	0.95	156.28	71.59
E10O08F25	0.63	0.95	159.77	67.80
E10O012F25	0.63	0.95	151.85	86.14
E10O016F25	0.64	0.95	164.74	90.26
E10O020F25	0.62	0.95	169.20	77.24
E10O090F25	0.53	0.95	140.61	31.36
E10O9090F25	0.47	0.95	155.35	104.65
E10O00F35	0.81	0.95	165.90	125.72
E10O04F35	0.85	0.95	173.61	72.25
E10O08F35	0.85	0.95	178.39	72.97
E10O012F35	0.84	0.95	164.28	68.39
E10O016F35	0.84	0.95	167.46	70.08
E10O020F35	0.85	0.95	236.48	134.82
E10O090F35	0.85	0.95	172.39	95.45
E10O00F45	0.80	0.95	158.51	126.17
E10O04F45	0.85	0.95	185.40	71.24
E10O08F45	0.85	0.95	178.55	66.34
E10O012F45	0.78	0.95	175.11	65.01
E10O016F45	0.85	0.95	182.71	66.91
E10O020F45	0.85	0.95	197.46	70.41
E10O090F45	0.85	0.95	187.71	45.53
E20O00F25	0.29	0.95	95.72	171.46
E20O020F25	0.66	0.95	118.00	170.55
E20O090F25	0.79	0.95	140.50	104.20
E20O9090F25	0.47	0.95	110.21	48.59
E20O00F45	0.63	0.95	130.57	195.49
E20O020F45	0.85	0.95	155.06	198.97
E20O090F45	0.85	0.95	144.03	44.62

Fonte: A própria autora.

## APÊNDICE E

As tensões numéricas calculadas para as zonas nodais superiores e inferiores, as tensões numéricas extraídas de cada modelo, as tensões nodais superiores e inferiores do modelo experimental de referência, bem como a tensão média numérica, considerando os pontos extraídos dos modelos numéricos, são apresentados no Apêndice E.

A Tabela E.1 mostra os resultados das tensões atuantes na zona nodal superior: a tensão nodal superior numérica calculada ( $\sigma_{zn,s,num,cal}$ ), a tensão nodal superior numérica em cinco pontos ( $\sigma_{zn,s,num}$ ), a tensão nodal superior experimental ( $\sigma_{zn,s,exp}$ ) e a tensão média numérica ( $\sigma_{média,zn,s}$ ).

Tabela E.1 – Tensões atuantes na zona nodal superior

Modelo	Tensões atuantes - zona nodal superior (MPa)							
	Numérica calculada	Numérica					Experimental	Média numérica
	$\sigma_{zn,s,num,cal}$	p1	p2	p3	p4	p5	$\sigma_{zn,s,exp}$	$\sigma_{média,zn,s}$
E10O00F25	17.70	30.86	6.78	4.94	10.03	30.87	18.50	16.70
E10O04F25	17.30	20.62	3.74	3.91	6.72	20.23	-	11.04
E10O08F25	17.30	20.07	6.83	3.47	3.86	22.26	-	11.30
E10O012F25	17.21	20.07	6.73	3.57	3.91	22.21	-	11.30
E10O016F25	17.49	19.60	6.44	4.09	4.17	22.52	-	11.36
E10O020F25	17.63	20.73	6.01	4.35	4.25	22.15	-	11.50
E10O090F25	13.87	20.31	5.44	3.83	3.77	17.94	-	10.26
E10O9090F25	14.29	17.99	6.89	3.45	3.75	18.00	-	10.02
E10O00F35	20.72	27.04	5.48	4.67	9.14	26.89	-	14.64
E10O04F35	20.97	26.63	5.20	5.02	9.28	24.85	-	14.19
E10O08F35	20.48	23.81	8.96	4.79	5.37	24.02	-	13.39
E10O012F35	20.85	27.41	9.75	5.20	5.51	26.07	-	14.79
E10O016F35	20.11	26.33	9.26	5.74	5.90	22.94	-	14.03
E10O020F35	20.50	25.62	8.62	5.66	5.82	24.32	-	14.01
E10O090F35	17.52	24.95	7.31	4.98	5.36	22.97	-	13.12
E10O00F45	22.74	29.86	6.19	6.29	10.04	29.86	-	16.45
E10O04F45	22.40	26.59	5.47	5.03	9.88	27.22	-	14.84
E10O08F45	22.25	27.26	9.70	5.55	5.55	25.35	-	14.68
E10O012F45	22.57	31.26	11.51	6.29	5.93	25.85	-	16.17
E10O016F45	22.72	31.07	11.10	6.80	6.69	27.15	-	16.56
E10O020F45	22.73	28.74	9.66	6.59	6.95	26.01	-	15.59
E10O090F45	20.15	25.61	8.88	5.87	6.05	26.69	-	14.62
E20O00F25	26.49	19.77	3.65	2.28	2.33	19.77	-	9.56
E20O020F25	25.95	20.73	6.05	2.70	3.80	19.79	-	10.61
E20O090F25	20.40	18.16	4.31	2.47	2.07	19.06	-	9.21
E20O9090F25	16.43	16.98	4.15	2.78	4.15	16.98	-	9.01
E20O00F45	36.49	30.37	6.79	4.27	4.29	30.37	-	15.22
E20O020F45	35.77	29.07	9.93	4.39	6.95	29.77	-	16.02
E20O090F45	24.82	21.56	6.52	3.70	3.53	29.71	-	13.01

Fonte: A própria autora.

A Tabela E.2 exibe os resultados das tensões limites na zona nodal superior, de acordo com as propostas de Blévoet e Frémy (1967), o estado multiaxial de tensão e as diretrizes normativas da ABNT NBR 6118 (2023) e do CEB-FIB *Model Code* (2012).

Tabela E.2 – Tensões limites na zona nodal superior

Tensões limites - zona nodal superior (MPa)				
Modelo	Blévoet e Frémy (1967)	Multiaxial	ABNT NBR 6118 (2023)	CEB-FIB 2010 (2012)
E10O00F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O04F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O08F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O012F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O016F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O020F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O090F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O9090F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E10O00F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O04F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O08F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O012F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O016F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O020F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O090F35	49.00	43.99	29.75	33.25
E10O00F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O04F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O08F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O012F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O016F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O020F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E10O090F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E20O00F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E20O020F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E20O090F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E20O9090F25	35.00	32.18	21.25	26.57
E20O00F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E20O020F45	63.00	55.63	38.25	39.31
E20O090F45	63.00	55.63	38.25	39.31

Fonte: A própria autora.

A Tabela E.3 mostra a razão entre as tensões limites para zona nodal superior propostas por Blévoet e Frémy (1967), pelo estado multiaxial de tensão, pela ABNT NBR 6118 (2023) e

pelo CEB-FIB *Model Code* (2012) em relação às tensões numéricas calculadas e às tensões médias numéricas de cada modelo numérico de bloco sobre duas estacas metálicas.

Tabela E.3 – Razão entre as tensões limites zona nodal superior e as tensões numéricas e tensões médias numéricas

Modelo	Numérico	Experimental		Blévo e Frémy (1967)		Multiaxial
	$\frac{\sigma_{zn,s,num,cal}}{\sigma_{média,zn,s}}$	$\frac{\sigma_{zn,s,exp}}{\sigma_{zn,s,num,cal}}$	$\frac{\sigma_{zn,s,exp}}{\sigma_{média,zn,s}}$	$\frac{\sigma_{zn,s,lim}}{\sigma_{zn,s,num,cal}}$	$\frac{\sigma_{zn,s,lim}}{\sigma_{média,zn,s}}$	$\frac{\sigma_{zn,s,lim}}{\sigma_{zn,s,num,cal}}$
E10O00F25	1.06	1.05	1.11	1.98	2.10	1.82
E10O04F25	1.57	-	-	2.02	3.17	1.86
E10O08F25	1.53	-	-	2.02	3.10	1.86
E10O012F25	1.52	-	-	2.03	3.10	1.87
E10O016F25	1.54	-	-	2.00	3.08	1.84
E10O020F25	1.53	-	-	1.99	3.04	1.83
E10O090F25	1.35	-	-	2.52	3.41	2.32
E10O9090F25	1.43	-	-	2.45	3.49	2.25
E10O00F35	1.41	-	-	2.36	3.35	2.12
E10O04F35	1.48	-	-	2.34	3.45	2.10
E10O08F35	1.53	-	-	2.39	3.66	2.15
E10O012F35	1.41	-	-	2.35	3.31	2.11
E10O016F35	1.43	-	-	2.44	3.49	2.19
E10O020F35	1.46	-	-	2.39	3.50	2.15
E10O090F35	1.34	-	-	2.80	3.74	2.51
E10O00F45	1.38	-	-	2.77	3.83	2.45
E10O04F45	1.51	-	-	2.81	4.25	2.48
E10O08F45	1.52	-	-	2.83	4.29	2.50
E10O012F45	1.40	-	-	2.79	3.90	2.47
E10O016F45	1.37	-	-	2.77	3.80	2.45
E10O020F45	1.46	-	-	2.77	4.04	2.45
E10O090F45	1.38	-	-	3.13	4.31	2.76
E20O00F25	2.77	-	-	1.32	3.66	1.21
E20O020F25	2.44	-	-	1.35	3.30	1.24
E20O090F25	2.21	-	-	1.72	3.80	1.58
E20O9090F25	1.82	-	-	2.13	3.89	1.96
E20O00F45	2.40	-	-	1.73	4.14	1.52
E20O020F45	2.23	-	-	1.76	3.93	1.56
E20O090F45	1.91	-	-	2.54	4.84	2.24

Fonte: A própria autora.

Continuação Tabela E.3.

Modelo	Multiaxial	ABNT NBR 6118 (2023)		CEB-FIB (2012)	
	$\sigma_{zn,s,lim} / \sigma_{média,zn,s}$	$\sigma_{zn,s,lim} / \sigma_{zn,s,num,cal}$	$\sigma_{zn,s,lim} / \sigma_{média,zn,s}$	$\sigma_{zn,s,lim} / \sigma_{zn,s,num,cal}$	$\sigma_{zn,s,lim} / \sigma_{média,zn,s}$
E10O00F25	1.93	1.20	1.27	1.50	1.59
E10O04F25	2.91	1.23	1.92	1.54	2.41
E10O08F25	2.85	1.23	1.88	1.54	2.35
E10O012F25	2.85	1.23	1.88	1.54	2.35
E10O016F25	2.83	1.22	1.87	1.52	2.34
E10O020F25	2.80	1.21	1.85	1.51	2.31
E10O090F25	3.14	1.53	2.07	1.92	2.59
E10O9090F25	3.21	1.49	2.12	1.86	2.65
E10O00F35	3.00	1.44	2.03	1.60	2.27
E10O04F35	3.10	1.42	2.10	1.59	2.34
E10O08F35	3.29	1.45	2.22	1.62	2.48
E10O012F35	2.97	1.43	2.01	1.59	2.25
E10O016F35	3.13	1.48	2.12	1.65	2.37
E10O020F35	3.14	1.45	2.12	1.62	2.37
E10O090F35	3.35	1.70	2.27	1.90	2.53
E10O00F45	3.38	1.68	2.32	1.73	2.39
E10O04F45	3.75	1.71	2.58	1.75	2.65
E10O08F45	3.79	1.72	2.60	1.77	2.68
E10O012F45	3.44	1.69	2.37	1.74	2.43
E10O016F45	3.36	1.68	2.31	1.73	2.37
E10O020F45	3.57	1.68	2.45	1.73	2.52
E10O090F45	3.81	1.90	2.62	1.95	2.69
E20O00F25	3.37	0.80	2.22	1.00	2.78
E20O020F25	3.03	0.82	2.00	1.02	2.50
E20O090F25	3.49	1.04	2.31	1.30	2.88
E20O9090F25	3.57	1.29	2.36	1.62	2.95
E20O00F45	3.66	1.05	2.51	1.08	2.58
E20O020F45	3.47	1.07	2.39	1.10	2.45
E20O090F45	4.28	1.54	2.94	1.58	3.02

Fonte: A própria autora.

A Tabela E.4 indica os resultados da tensão nodal superior para os pontos p1 a p5, a variação da tensão numérica decorrente da rotação da estaca para mesma classe de concreto e comprimento de embutimento no ponto p1 ( $\Delta\sigma_{000,p1}$ ), a variação da tensão numérica decorrente da rotação da estaca para mesma classe de concreto e comprimento de embutimento no ponto p5 ( $\Delta\sigma_{000,p5}$ ) e a variação média da tensão nos pontos p1 e p5 ( $\Delta\sigma_{000,méd}$ ).

Tabela E.4 – Tensão numérica na zona nodal superior para os modelos parametrizados

Modelo	Tensão numérica zona nodal superior (MPa)					$\Delta\sigma_{000,p1}$	$\Delta\sigma_{000,p5}$	$\Delta\sigma_{000,méd}$
	p1	p2	p3	p4	p5			
E10O00F25	30.86	6.78	4.94	10.03	30.87	-	-	-
E10O04F25	20.62	3.74	3.91	6.72	20.23	-33.17%	-34.48%	-33.83%
E10O08F25	20.07	6.83	3.47	3.86	22.26	-34.97%	-27.87%	-31.42%
E10O012F25	20.07	6.73	3.57	3.91	22.21	-34.97%	-28.04%	-31.50%
E10O016F25	19.60	6.44	4.09	4.17	22.52	-36.49%	-27.04%	-31.76%
E10O020F25	20.73	6.01	4.35	4.25	22.15	-32.82%	-28.25%	-30.54%

E100090F25	20.31	5.44	3.83	3.77	17.94	-34.21%	-41.87%	-38.04%
E1009090F25	17.99	6.89	3.45	3.75	18.00	-41.69%	-41.68%	-41.69%
E10000F35	27.04	5.48	4.67	9.14	26.89	-	-	-
E10004F35	26.63	5.20	5.02	9.28	24.85	-1.49%	-7.58%	-4.54%
E10008F35	23.81	8.96	4.79	5.37	24.02	-11.93%	-10.67%	-11.30%
E100012F35	27.41	9.75	5.20	5.51	26.07	1.37%	-3.05%	-0.84%
E100016F35	26.33	9.26	5.74	5.90	22.94	-2.63%	-14.66%	-8.64%
E100020F35	25.62	8.62	5.66	5.82	24.32	-5.24%	-9.54%	-7.39%
E100090F35	24.95	7.31	4.98	5.36	22.97	-7.70%	-14.55%	-11.13%
E10000F45	29.86	6.19	6.29	10.04	29.86	-	-	-
E10004F45	26.59	5.47	5.03	9.88	27.22	-10.96%	-8.86%	-9.91%
E10008F45	27.26	9.70	5.55	5.55	25.35	-8.72%	-15.12%	-11.92%
E100012F45	31.26	11.51	6.29	5.93	25.85	4.67%	-13.44%	-4.39%
E100016F45	31.07	11.10	6.80	6.69	27.15	4.04%	-9.07%	-2.51%
E100020F45	28.74	9.66	6.59	6.95	26.01	-3.77%	-12.91%	-8.34%
E100090F45	25.61	8.88	5.87	6.05	26.69	-14.24%	-10.63%	-12.43%
E20000F25	19.77	3.65	2.28	2.33	19.77	-	-	-
E200020F25	20.73	6.05	2.70	3.80	19.79	4.86%	0.07%	2.46%
E200090F25	18.16	4.31	2.47	2.07	19.06	-8.14%	-3.62%	-5.88%
E2009090F25	16.98	4.15	2.78	4.15	16.98	-14.14%	-14.14%	-14.14%
E20000F45	30.37	6.79	4.27	4.29	30.37	-	-	-
E200020F45	29.07	9.93	4.39	6.95	29.77	-4.29%	-1.97%	-3.13%
E200090F45	21.56	6.52	3.70	3.53	29.71	-29.01%	-2.17%	-15.59%

Fonte: A própria autora.

A Tabela E.5 indica os resultados das tensões atuantes na região inferior: a tensão atuante na região inferior numérica calculada ( $\sigma_{zn,s,num,cal}$ ), a tensão atuante inferior numérica em seis pontos ( $\sigma_{zn,s,num}$ ) e a tensão inferior experimental ( $\sigma_{zn,s,exp}$ ).

Tabela E.5 – Tensões atuantes na zona nodal inferior

Tensões atuantes - zona nodal inferior (MPa)								
Modelo	Numérica calculada	Numérica						Experimental
	$\sigma_{zn,s,num,cal}$	e1	e2	e3	e4	e5	e6	$\sigma_{zn,s,exp}$
E10000F25	27.65	33.05	55.20	89.68	90.09	55.32	32.69	305.20
E10004F25	27.03	25.61	63.13	102.92	116.73	69.26	38.34	-
E10008F25	27.03	29.33	65.65	93.73	119.02	68.33	35.20	-
E100012F25	26.89	28.79	63.44	108.73	118.36	68.30	34.63	-
E100016F25	27.33	29.66	62.97	104.27	119.10	67.61	38.18	-
E100020F25	27.54	43.08	57.23	67.79	96.98	60.44	30.46	-
E100090F25	21.68	28.07	76.53	28.09	88.36	62.70	19.43	-
E1009090F25	22.33	29.64	67.83	29.64	29.61	67.87	29.62	-
E10000F35	32.37	33.25	69.93	75.22	79.78	68.34	31.39	-
E10004F35	32.76	26.38	72.20	124.63	116.03	90.92	37.09	-
E10008F35	32.00	31.17	77.40	95.90	118.24	90.65	35.34	-
E100012F35	32.58	28.69	67.54	124.16	118.77	89.11	36.34	-
E100016F35	31.42	30.49	65.47	106.02	119.36	88.14	36.93	-
E100020F35	32.03	44.55	73.86	65.03	98.66	79.88	32.65	-
E100090F35	27.37	36.79	97.39	36.78	107.00	75.15	27.60	-
E10000F45	35.53	33.16	73.26	75.57	75.58	73.26	33.16	-

E10O04F45	35.00	29.49	80.98	121.74	143.60	89.84	31.20	-
E10O08F45	34.77	30.29	74.56	98.37	143.40	87.47	31.61	-
E10O012F45	35.26	30.24	69.55	129.81	143.20	89.36	35.48	-
E10O016F45	35.51	33.62	72.55	116.26	135.02	92.34	37.78	-
E10O020F45	35.51	47.24	85.05	53.63	80.60	90.60	34.72	-
E10O090F45	31.49	8.53	119.68	8.53	133.52	82.87	32.63	-
E20O00F25	41.39	7.71	36.05	100.59	100.59	36.52	7.71	-
E20O020F25	40.55	11.58	32.54	97.10	99.23	37.00	8.72	-
E20O090F25	31.87	20.80	50.52	20.80	92.56	37.26	3.28	-
E20O9090F25	25.68	19.02	39.66	19.02	19.02	39.66	19.02	-
E20O00F45	57.02	13.96	43.86	121.80	121.80	47.57	13.96	-
E20O020F45	55.89	15.80	44.80	126.95	122.72	49.04	14.03	-
E20O090F45	38.79	46.08	43.21	46.08	108.71	35.84	6.69	-

Fonte: A própria autora.

A Tabela E.6 exibe os resultados das tensões limites na zona nodal inferior, de acordo com as propostas de Blévet e Frémy (1967) e as diretrizes normativas da ABNT NBR 6118 (2023) e do CEB-FIB *Model Code* (2012).

Tabela D.6 – Tensões limites na zona inferior

Tensões limites - zona inferior (MPa)			
Modelo	Blévet e Frémy (1967)	ABNT NBR 6118 (2023)	CEB-FIB 2010 (2012)
E10O00F25	25.00	18.00	19.92
E10O04F25	25.00	18.00	19.92
E10O08F25	25.00	18.00	19.92
E10O012F25	25.00	18.00	19.92
E10O016F25	25.00	18.00	19.92
E10O020F25	25.00	18.00	19.92
E10O090F25	25.00	18.00	19.92
E10O9090F25	25.00	18.00	19.92
E10O00F35	35.00	25.20	24.94
E10O04F35	35.00	25.20	24.94
E10O08F35	35.00	25.20	24.94
E10O012F35	35.00	25.20	24.94
E10O016F35	35.00	25.20	24.94
E10O020F35	35.00	25.20	24.94
E10O090F35	35.00	25.20	24.94
E10O00F45	45.00	32.40	29.48
E10O04F45	45.00	32.40	29.48
E10O08F45	45.00	32.40	29.48
E10O012F45	45.00	32.40	29.48
E10O016F45	45.00	32.40	29.48
E10O020F45	45.00	32.40	29.48
E10O090F45	45.00	32.40	29.48
E20O00F25	25.00	18.00	19.92

E20O020F25	25.00	18.00	19.92
E20O090F25	25.00	18.00	19.92
E20O9090F25	25.00	18.00	19.92
E20O00F45	45.00	32.40	29.48
E20O020F45	45.00	32.40	29.48
E20O090F45	45.00	32.40	29.48

---

Fonte: A própria autora.