



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



JEAN CARLOS GONÇALVES SILVA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA
ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO EM BLOCOS SOBRE
ESTACAS CONSTITUÍDAS DE PERFIS METÁLICOS**

Uberlândia, 2021

JEAN CARLOS GONÇALVES SILVA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA
ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO EM BLOCOS SOBRE
ESTACAS CONSTITUÍDAS DE PERFIS METÁLICOS**

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

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, 2021

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

S586
2021

Silva, Jean Carlos Gonçalves, 1997-
Análise experimental da influência da armadura
principal de tração em blocos sobre estacas constituídas
de perfis metálicos [recurso eletrônico] / Jean Carlos
Gonçalves Silva. - 2021.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2021.495>
Inclui bibliografia.

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

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:

Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 267, PPGE				
Data:	30 de agosto de 2021	Hora de início:	7 h	Hora de encerramento:	10 h
Matrícula do Discente:	11912ECV022				
Nome do Discente:	Jean Carlos Gonçalves Silva				
Título do Trabalho:	Análise experimental da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas metálicas constituídas de perfis metálicos				
Área de concentração:	Estruturas e Construção civil				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estacas metálicas: Análise da ligação das estacas com o bloco				

Reuniu-se, em sessão pública pela plataforma Conferência Web (MConf) provida pela Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU, José Neres da Silva Filho – CT/UFRN e Rodrigo Gustavo Delalibera – FECIV/UFU orientador do candidato.

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

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

Aprovado

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

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

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



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 30/08/2021, às 10:02, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Antônio Carlos dos Santos, Professor(a) do Magistério Superior**, em 30/08/2021, às 10:11, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **José Neres da Silva Filho, Usuário Externo**, em 02/09/2021, às 11:43, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2973871** e o código CRC **80654A5B**.

*Dedico este trabalho a meus pais Valdeney e Deniziam
Minha irmã Linkya Maria e minha namorada Agnes.*

RESUMO

Os blocos sobre estacas são elementos de fundação ~~que são~~ responsáveis por transmitir as cargas dos pilares para as estacas. Para compreender como essa transmissão de cargas e os esforços que ocorrem dentro dos blocos sobre estacas, diversos métodos e modelos foram desenvolvidos na literatura, ressaltando-se o Método de Bielas e Tirantes, método cuja premissa inicial é a existência de uma treliça no interior dos blocos, onde os esforços das bielas são resistidos pelo concreto e os esforços nos tirantes são resistidos pelas armaduras do bloco. O trabalho teve como objetivo analisar o comportamento dos blocos de fundação quando são utilizadas estacas metálicas. A primeira parte do trabalho foi um estudo dos ensaios experimentais de diversos autores analisando os resultados mediante diferentes modelos de cálculos e limites da literatura, com o intuito de observar as diferenças entre os modelos. Com essas análises, verificou-se que os modelos de cálculos e limites da literatura apresentam divergências entre si e, com isso, realizou-se uma análise crítica destes resultados, ressaltando-se a importância do conhecimento das hipóteses e limitações de cada um. A segunda parte do trabalho consistiu no ensaio experimental de quatro blocos sobre duas estacas metálicas onde a variável era o posicionamento da armadura principal de tração do bloco. Com os experimentos, pôde-se observar que quando a armadura principal de tração é posicionada lateralmente ao topo da estaca metálica há uma maior ramificação das fissuras, enquanto o bloco com armadura posicionada sobre o topo da estaca apresenta uma maior rigidez aos deslocamentos. Além disso, os ensaios demonstraram que os blocos de fundação apresentaram comportamento semelhante ao comportamento estudado por outros autores da literatura, confirmando também duas hipóteses apresentadas em outros estudos: a força atuante no tirante não é constante em todo seu comprimento e a estaca está sujeita a esforços de flexo-compressão.

Palavras-chave: Fundações; Blocos sobre estacas; Estacas metálicas; Método de bielas e tirantes; Análise experimental.

ABSTRACT

Piling caps are foundation elements that are responsible for transmitting the loads from the columns to the piles. Several methods and models have been developed in the literature aiming to understand the process of transference and the current efforts, with emphasis on the Strut-and-tie Method, a method whose initial premise is the existence of a dimensional truss inside of the blocks, where the struts compressions are resisted by the concrete and the tie tensils are resisted by the pile cap reinforcement. The aim of this thesis was to analyze the behavior of pile caps when using steel piles. The first part of the thesis was a study of the experimental tests of several authors, analyzing the results through different design models and literature limits, in order to observe the differences between the models. With these analyses, it was found that the design models and limits in the literature are different from each other and, therefore, a throughout analysis was required, emphasizing the importance of knowing the hypotheses and limitations of each subject. The second part of the was a experimental test of four pile caps on two metal piles where the variable was the position of the rebar of the pile cap. After the experiments, it was observed that when rebar is positioned laterally to the top of the metallic pile, there is a greater ramification of the cracks, while the pile cap with rebar positioned on the top of the pile presents a greater stiffness. Furthermore, the tests showed that the pile caps tested presented as same behavior as studied by other authors in the literature, also confirming two hypotheses presented in other studies: the force on the tie is not constant throughout its length and the pile is subject to flexion-compression efforts.

Keywords: Foundations. Pile caps; Steel piles; Strut-and-tie model; Experimental analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de bloco sobre quatro estacas	17
Figura 2 – Exemplo de concepção do Método de Bielas e Tirantes.....	18
Figura 3 – Modelo de Bielas e Tirantes para bloco sobre duas estacas.....	24
Figura 4 – Nó segundo o modelo de Schlaich e Schäfer (1991) para a zona nodal superior ...	26
Figura 5 – Nó segundo o modelo de Schlaich e Schäfer (1991) para a zona nodal inferior	26
Figura 6 - Tensões nos planos horizontais	28
Figura 7 – Representação 3D da transmissão de cargas.....	30
Figura 8 – Detalhamento dos blocos ensaiados por Delalibera (2006)	45
Figura 9 – Modelo proposto por Delalibera (2016) considerando o fluxo de tensões e a armadura de fendilhamento	48
Figura 10 – Vista em perspectiva e elevação da zona nodal superior expandida, conforme Mendonça e Horowitz	57
Figura 11 – Vista em perspectiva e elevação da zona nodal inferior expandida, conforme Mendonça e Horowitz	57
Figura 12 – Blocos ensaiados por Gonçalves (2020)	61
Figura 13 – Seção transversal do perfil metálico	70
Figura 14 – Corte transversal do modelo B20L (à esquerda) e Vista do modelo B20L (à direita)	72
Figura 15 – Corte transversal do modelo B20S (à esquerda) e Vista do modelo B20S (à direita)	73
Figura 16 – Corte transversal do modelo B16-12,5L (à esquerda) e Vista do modelo B16-12,5L (à direita).....	73
Figura 17 – Corte transversal do modelo B16-12,5S (à esquerda) e Vista do modelo B16-12,5S (à direita).....	74
Figura 18 – Detalhamento da armadura do modelo B20S.....	76
Figura 19 – Fôrmas dos modelos: (a) B20L; (b) B20S; (c) B16-12,5L; (d) B16-12,5S	77
Figura 20 – Modelo B20L	78
Figura 21 – Modelo B20S	79
Figura 22 – Modelo B16-12,5L.....	79
Figura 23 – Modelo B16-12,5S	80
Figura 24 – Posicionamento dos extensômetros nos perfis e na armadura principal de tração	81

Figura 25 – Posicionamento dos extensômetros na face lateral do bloco	82
Figura 26 – Esquema do sistema de ensaio	83
Figura 27 – Configuração do sistema de ensaio	84
Figura 28 – Curvas de tensão <i>versus</i> deformação das barras de aço	86
Figura 29 – Primeiras fissuras do bloco B20S na face instrumentada	89
Figura 30 – Primeiras fissuras do bloco B20S na face posterior	89
Figura 31 – Propagação das fissuras no bloco B16-12,5S	91
Figura 32 – Ruptura do bloco B16-12,5S por esmagamento do concreto no topo do pilar	92
Figura 33 – Propagação das fissuras no bloco B16-12,5L	93
Figura 34 – Ruptura do bloco B16-12,5L por esmagamento do concreto no topo do pilar	94
Figura 35 – Propagação das fissuras no bloco B20S	95
Figura 36 – Ruptura do bloco B20S por esmagamento do concreto no topo do pilar	96
Figura 37 – Propagação das fissuras no bloco B20L	97
Figura 38 – Ruptura do bloco B20L por esmagamento do concreto no topo do pilar	98
Figura 39 – Diagrama força <i>versus</i> deslocamento no transdutor do meio do vão	99
Figura 40 – Diagrama força <i>versus</i> deslocamento no transdutor do canto na face inferior ...	100
Figura 41 – Diagrama força <i>versus</i> deslocamento no transdutor lateral	100
Figura 42 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação da armadura do bloco B16-12,5S	101
Figura 43 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação dos perfis metálicos do bloco B16-12,5S	102
Figura 44 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação da armadura do bloco B16-12,5L	102
Figura 45 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação da armadura do bloco B20S	103
Figura 46 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação da armadura do bloco B20L	103
Figura 47 - Diagramas de força <i>versus</i> deformação dos perfis metálicos do bloco B20L	104
Figura 48 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação do concreto do bloco B16-12,5S	106
Figura 49 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação do concreto do bloco B16-12,5L	106
Figura 50 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação do concreto do bloco B20S	107
Figura 51 – Diagramas de força <i>versus</i> deformação do concreto do bloco B20L	107
Figura 52 - Equilíbrio das forças na região nodal inferior para cálculo de R_{st} (resultante da força de tração - tirante) e R_{cc} (resultante da força de compressão - biela)	118

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Modelo típico de Meléndez <i>et al.</i> (2019) com ruptura por tração diagonal	33
Gráfico 2 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)	134
Gráfico 3 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967).....	134
Gráfico 4 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)	135
Gráfico 5 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967).....	135
Gráfico 6 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)	135
Gráfico 7 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de x/b de acordo com o tipo de pilar e taxa de armadura do pilar	29
Tabela 2 - Tensões nodais máximas de acordo com a literatura	38
Tabela 3 – Dimensionamento das armaduras principais de tração.....	67
Tabela 4 – Parâmetros de entrada para o cálculo da armadura do pilar	69
Tabela 5 – Dimensionamento do pilar.....	69
Tabela 6 – Medidas da seção transversal dos perfis metálicos utilizados	70
Tabela 7 – Propriedades geométricas dos perfis metálicos	71
Tabela 8 – Verificação dos parâmetros de entrada para o cálculo da armadura do pilar com concreto C25.....	75
Tabela 9 – Verificação do dimensionamento do pilar com concreto C25.....	75
Tabela 10 – Propriedades mecânicas da armadura do bloco	86
Tabela 11 – Resistência à compressão dos corpos de prova	87
Tabela 12 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova	87
Tabela 13 – Módulo de elasticidade secante dos corpos de prova	87
Tabela 14 – Tensões nodais limites sem considerar γ_c , o efeito Rüschi e α_{v2}	120
Tabela 15 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas.....	121
Tabela 16 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas.	122
Tabela 17 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas.....	123
Tabela 18 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm^2)	125
Tabela 19 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas nos modelos em tamanho real (em kgf/cm^2)	126
Tabela 20 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm^2).....	127
Tabela 21 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas nos modelos em tamanho real (em kgf/cm^2).....	129
Tabela 22 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Bléviot e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm^2)	130

Tabela 23 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévo e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas nos modelos em tamanho real (em kgf/cm²) 133

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS.....	19
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	<i>19</i>
1.1.2	<i>Objetivos Específicos</i>	<i>19</i>
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	21
2.2	MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES.....	21
2.2.1	<i>Modelo de Blévot e Frémy (1967).....</i>	<i>23</i>
2.2.2	<i>Modelo de Schlaich e Schäfer (1991)</i>	<i>24</i>
2.2.3	<i>Modelos de Fusco (2013).....</i>	<i>27</i>
2.2.4	<i>Modelo de Meléndez et al. (2019).....</i>	<i>29</i>
2.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	34
2.3.1	<i>ABNT NBR 6118 (2014).....</i>	<i>34</i>
2.3.2	<i>ACI 318-19 (2019)</i>	<i>35</i>
2.3.3	<i>Código Modelo do CEB-FIP (2010)</i>	<i>36</i>
2.3.4	<i>EHE-08 (2011)</i>	<i>37</i>
2.4	TENSÕES NODAIS MÁXIMAS.....	38
2.5	PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS DE CONCRETO	39
2.5.1	<i>Blévot e Frémy (1967).....</i>	<i>39</i>
2.5.2	<i>Adebar, Kuchma e Collins (1990).....</i>	<i>41</i>
2.5.3	<i>Sam e Iyer (1995)</i>	<i>43</i>
2.5.4	<i>Delalibera (2006).....</i>	<i>44</i>
2.5.5	<i>Cao e Bloodworth (2007).....</i>	<i>48</i>
2.5.6	<i>Miguel, Takeya e Giongo (2008).....</i>	<i>49</i>
2.5.7	<i>Buttignol e Almeida (2012)</i>	<i>50</i>
2.5.8	<i>Munhoz e Giongo (2017).....</i>	<i>52</i>
2.6	PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS	53
2.6.1	<i>State of Ohio Department of Highways - SODH (1947).....</i>	<i>53</i>
2.6.2	<i>Oyeledun (1973).....</i>	<i>54</i>
2.6.3	<i>Xiao e Chen (2013)</i>	<i>55</i>

2.6.4	<i>Mendonça e Horowitz (2017)</i>	56
2.6.5	<i>Tomaz (2018)</i>	59
2.6.6	<i>Gonçalves (2020)</i>	60
2.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	65
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	65
3.2	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS	65
3.2.1	<i>Dimensionamento da armadura principal</i>	66
3.2.2	<i>Dimensionamento do pilar</i>	67
3.3	PROPRIEDADES DOS PERFIS METÁLICOS	69
3.4	DETALHAMENTO DOS MODELOS	72
3.5	MONTAGEM DOS MODELOS	74
3.5.1	<i>Concreto utilizado</i>	74
3.5.2	<i>Execução dos blocos</i>	75
3.6	INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS	80
3.7	SISTEMA DE ENSAIO	82
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	85
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	85
4.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	85
4.2.1	<i>Aço da armadura dos blocos</i>	85
4.2.2	<i>Concreto dos modelos</i>	86
4.3	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS	87
4.3.1	<i>Comportamento geral dos modelos</i>	88
4.3.2	<i>Comportamento do bloco B16-12,5S</i>	90
4.3.3	<i>Comportamento do bloco B16-12,5L</i>	92
4.3.4	<i>Comportamento do bloco B20S</i>	94
4.3.5	<i>Comportamento do bloco B20L</i>	96
4.4	INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DA ARMADURA	98
4.5	EXTENSÔMETROS DA ARMADURA PRINCIPAL E DO PERFIL METÁLICO	
	101	
4.6	EXTENSÔMETROS DO CONCRETO	105
5	CONCLUSÕES	108
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	108
5.2	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	109

5.3	SUGESTÕES DE TEMAS	109
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
	APÊNDICE A	116
	APÊNDICE B.....	140

1 INTRODUÇÃO

As fundações são elementos estruturais que transmitem as cargas provenientes de uma edificação para o solo, garantindo a estabilidade do terreno. Os elementos estruturais de fundações devem apresentar resistência adequada para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes. Além disso, uma fundação deve transferir e distribuir seguramente as ações da superestrutura ao solo, de modo que não cause recalques diferenciais prejudiciais ao sistema estrutural nem a própria ruptura do solo.

É importante, para garantir a estabilidade estrutural da edificação, que a fundação seja bem dimensionada, seja geométrica, geotécnica ou estruturalmente. Para isso é importante conhecer os tipos de fundações superficiais e os métodos que podem ser utilizados em seu dimensionamento. A escolha do tipo de fundação pode ser pautada em diversos critérios definidos pelo engenheiro calculista, que englobam desde características geotécnicas, disponibilidade de equipamentos, segurança estrutural, dentre outros.

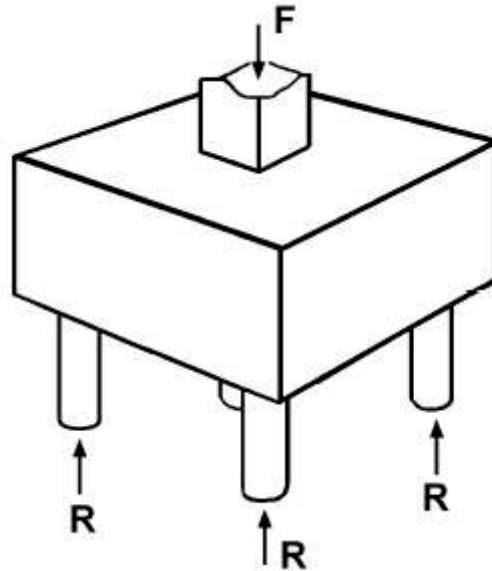
Caso as camadas superficiais do solo sejam capazes de resistir às forças provenientes da estrutura, assim como demais critérios geotécnicos, como presença de água e homogeneidade do solo, e também seja a melhor escolha, fundações diretas (ou também conhecidas como rasas) podem ser utilizadas como opções para o projeto de fundações. Quando estes critérios não são atendidos, ou por escolha do engenheiro responsável, são adotadas fundações profundas, destacando-se o uso de estacas.

As estacas são elementos estruturais de fundação esbeltos, que podem ser cravados ou escavados, responsáveis por transmitir as ações atuantes da estrutura para o solo por meio tanto de sua extremidade inferior (denominada resistência de ponta) ou por meio de seu fuste (denominada de atrito lateral) ou mesmo por uma combinação de ambos. As estacas podem ser constituídas de concreto simples, concreto armado, aço ou madeira, a critério de escolha do engenheiro responsável conforme as necessidades de projeto.

Para a transmissão das ações atuantes na estrutura para as estacas, a utilização dos blocos de coroamento, também conhecidos como blocos sobre estacas, torna-se necessária. Estes

elementos estruturais são responsáveis por transmitir as forças dos pilares para uma, duas, três ou n estacas, conforme a necessidade de projeto, conforme ilustrado pela Figura 1.

Figura 1 – Exemplo de bloco sobre quatro estacas



Fonte: Delalibera (2006).

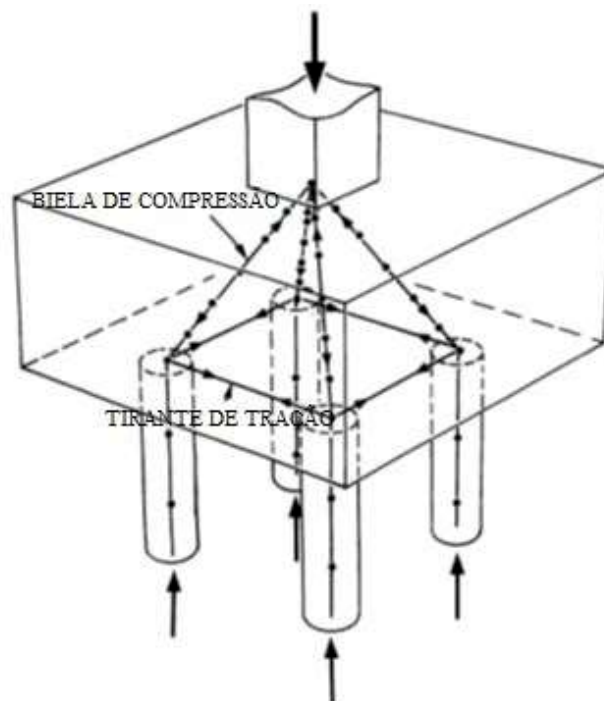
A inspeção do comportamento dos blocos sobre estacas, por serem normalmente enterrados, não é possível, o que faz com que o conhecimento do verdadeiro comportamento dos blocos deva ser realizado por meio de estudos, uma vez que esses elementos estruturais são de fundamental importância para a estabilidade das construções.

Porém, ainda não há um consenso entre os pesquisadores para as melhores soluções com relação ao dimensionamento, análise e verificação dos blocos sobre estacas, fazendo com que diversos estudos sejam realizados, incluindo diversas análises experimentais para o entendimento do comportamento dos blocos.

Para o dimensionamento, mesmo que existam diversas soluções, existe, de maneira geral, a maior utilização de dois métodos: o Modelo de Viga e o Método de Bielas e Tirantes. Quanto à análise e verificação, basicamente são realizadas análises numéricas com métodos e auxílio de programas computacionais, como a utilização do Método dos Elementos Finitos; e por meio de ensaios experimentais dos blocos.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6118 (2014), os blocos podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, em função de suas propriedades geométricas. O Modelo de Viga usualmente é mais utilizado para blocos flexíveis, sendo realizadas outras análises concomitantes; já o Método de Bielas e Tirantes é aplicado aos blocos rígidos, conforme apresentado na Figura 2. Entretanto, a ABNT NBR 6118 (2014) não explicita recomendações na concepção dos modelos para o Método de Bielas e Tirantes, indicando apenas parâmetros e limites a serem adotados para garantir a segurança estrutural dos blocos.

Figura 2 – Exemplo de concepção do Método de Bielas e Tirantes



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

Assim, como a norma brasileira não determina a concepção do modelo, cabe ao engenheiro projetista a decisão sobre o modelo adotado. Dentre os modelos, pode-se destacar os modelos consolidados propostos por Blévot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991) e Fusco (2013).

Embora seja importante ressaltar que grande parte das pesquisas numéricas e experimentais foi realizada em blocos sobre estacas de concreto armado, existe uma pequena literatura de blocos sobre estacas metálicas, citando-se autores como *State of Ohio Department of Highways* – SODH (1947), Oyeledun (1973), Xiao e Chen (2013), Tomaz (2018) e Gonçalves (2020). Como o concreto e o aço são materiais com características tão distintas, o comportamento estrutural

de blocos sobre estacas metálicas pode apresentar características incertas, especialmente sobre o comportamento da região de contato entre o bloco e as estacas, além de qual modelo analítico é o mais adequado para o dimensionamento.

As estacas metálicas se tornaram bastante utilizadas devido às suas vantagens, como a cravação em solos onde estacas de concreto não conseguem atender às exigências de projeto, apresentando também alta resistência à esforços de tração e flexão. Além disso, durante a cravação, os ruídos de vibração são menores se comparados com estacas pré-moldadas cravadas de concreto, e por serem metálicas apresentam facilidade no corte e na emenda.

Como são poucos autores que estudam estacas metálicas, quando empregadas, os engenheiros responsáveis recorrem a recomendações empíricas, modelos simplificados e definições dos fabricantes, pois o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas metálicas não é devidamente registrado. Com isso, os projetos com blocos sobre estacas metálicas podem apresentar elementos superdimensionados ou com verificação à segurança inadequada. Dessa forma, percebe-se a necessidade de estudar o comportamento estrutural de blocos sobre estacas metálicas, compreendendo tanto as tensões no interior do bloco assim como se comporta a região de contato do bloco com as estacas.

Entendendo melhor o comportamento estrutural, é possível melhorar o dimensionamento dos elementos, de forma que se garanta a segurança estrutural e compreenda o que está acontecendo no interior dos blocos. Para isso, o presente trabalho busca analisar como a armadura de tração dos blocos influencia no fluxo de tensões do pilar para as estacas metálicas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo do trabalho é analisar o comportamento de blocos sobre duas estacas metálicas por meio de uma análise experimental desses blocos.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- i) Análise da literatura técnica e normativa quanto às recomendações existentes para blocos sobre estacas;
- ii) Estudo teórico e análise das tensões nodais nos ensaios de Blévy e Frémy (1967) à luz das recomendações normativas atuais;
- iii) Desenvolvimento de programa experimental contemplando quatro modelos em escala real de blocos sobre duas estacas em perfis metálicos, visando analisar a influência da armadura principal de tração nas tensões nodais;
- iv) Análise dos resultados experimentais, comparando-os com a literatura técnica existente.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de seis capítulos, organizados conforme apresentado a seguir:

- Capítulo 1 – *Introdução*: onde é apresentado o tema, assim como a justificativa de sua escolha, objetivo, método empregado e estrutura do trabalho;
- Capítulo 2 – *Revisão bibliográfica*: onde se reúne uma análise dos principais trabalhos envolvidos nos conceitos fundamentais do tema, apresentando uma análise dos principais métodos e análises realizados, e dos limites literários e normativos adotados;
- Capítulo 3 – *Programa experimental*: onde são apresentadas as considerações feitas na realização do programa experimental, como dimensionamento dos blocos, propriedades dos materiais e a instrumentação utilizada;
- Capítulo 4 – *Resultados e discussões*: onde são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos experimentos;
- Capítulo 5 – *Conclusões*: onde são realizadas as conclusões finais sobre o trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O método de bielas e tirantes considera que no interior do bloco sobre estacas existe uma “treliça espacial”, responsável por transmitir os esforços provenientes do pilar para as estacas, por meio das barras da treliça. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto, enquanto as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas armaduras de aço.

Dessa forma, para que esse método seja aplicado, é necessário calcular tanto as dimensões das bielas comprimidas quanto as forças e tensões atuantes em cada uma delas, assim como nos tirantes. No entanto, a análise de tensões, assim como a concepção da treliça tridimensional, são procedimentos complexos, existindo dúvidas quanto ao comportamento estrutural do elemento, principalmente quando utilizadas estacas metálicas.

Foram desenvolvidos diversos estudos que tratam do tema, abrangendo métodos de dimensionamentos, análises e limites no uso do método para blocos sobre estacas. Existem também os textos normativos, nos quais ainda não existe consenso quanto aos parâmetros a serem considerados para o dimensionamento, nem mesmo quanto ao método de cálculo mais adequado, embora a presença do método de bielas e tirantes como sugestão é abordado em diversos textos normativos. Alguns autores que recomendam a utilização deste método são: Blévyot e Frémy (1967), Adebar, Kuchma e Collins (1990), Schlaich e Shcäfer (1991), Adebar e Zhou (1993, 1996), Cavers e Fenton (2004), Souza (2004), Delalibera e Giongo (2008, 2013), Souza *et al.* (2009), Buttignol e Almeida (2012), Fusco (2013), Almeida, Simonetti e Oliveira Neto (2013), Barros e Giongo (2014), Guo (2018), Munhoz e Giongo (2017), Meléndez *et al.* (2019) e Santos, Carvalho e Stucchi (2019).

Com isto, este capítulo apresenta conceitos sobre o método de bielas e tirantes, estudos realizados em blocos sobre estacas e recomendações normativas adotadas.

2.2 MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

O método de bielas e tirantes se trata de uma generalização da “analogia de treliça” clássica proposta por Ritter e Mörsch, desenvolvida no início do século XX, utilizada na teoria de vigas, que foi posteriormente refinada e expandida com sólido embasamento teórico na teoria da plasticidade, mais especificamente no Teorema do Limite Inferior.

Este método foi sendo refinado e estudado por pesquisadores como Blévit (1957), Blévit e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019), apresentando formulações e procedimentos de dimensionamento à ruptura que melhoraram a análise estrutural por meio do método de bielas e tirantes.

As estruturas, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), são divididas em dois tipos: a região B e a região D. As regiões B têm comportamento linear, obedecendo à hipótese de Bernoulli de que as seções permanecem planas após o início das deformações. No entanto, as regiões D são regiões descontínuas, onde a hipótese da distribuição de tensões e deformações se dá de maneira não linear. As metodologias tradicionais de cálculo não podem ser aplicadas nessas regiões, pois é geralmente difícil (ou mesmo impossível) obter uma força de colapso genuína, recorrendo-se ao uso dos Teoremas do Limite Superior e Inferior da Teoria da Plasticidade. O método de bielas e tirantes, especificamente, tem embasamento no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, admitindo a hipótese que os tirantes irão escoar antes do concreto chegar à ruptura.

Com base nisso, o método de bielas e tirantes foi desenvolvido para conseguir a resolução de estruturas que contêm regiões de descontinuidade. Exemplos de estruturas com descontinuidades são: elementos submetidos a forças concentradas elevadas, como regiões de ancoragem de concreto protendido; regiões com abertura na estrutura, como shafts em lajes ou em vigas; imposições do projeto arquitetônico, como alteração de dimensões de pilares por pavimentos; e também os elementos estruturais de fundação, como os bloco de coroamento, também conhecido como bloco sobre estacas.

Basicamente, a análise de segurança é realizada por meio de uma treliça idealizada, composta por bielas, tirantes e nós. Nesta treliça, as bielas representam a resultante das tensões de compressão, resistidas pelo concreto, enquanto os tirantes representam as tensões de tração, resistidas pelas armaduras, sendo os nós a forma de ligação entre as bielas e os tirantes, concentrando as forças aplicadas. A região de concreto ao redor dos nós é denominada zona

nodal ou região nodal, onde são realizadas verificações de tensões e de resistência de modo a se garantir a segurança estrutural e a transmissão das forças entre as bielas e os tirantes, sendo essa verificação de tensões nas zonas nodais um dos principais parâmetros de segurança do dimensionamento de blocos sobre estacas.

2.2.1 *Modelo de Blévy e Frémy (1967)*

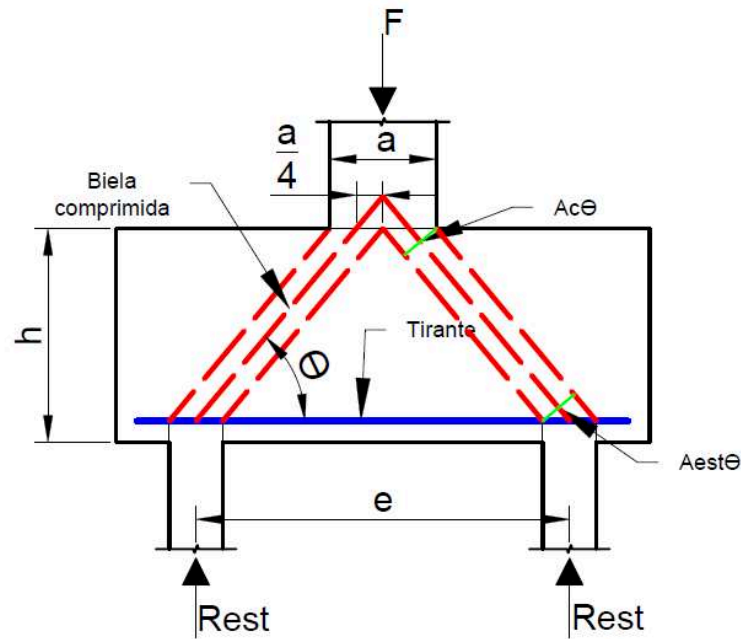
A princípio foi proposto por Blévy a aplicação do Método de Bielas e Tirantes aos blocos sobre estacas supondo-se que a carga do pilar é transmitida às estacas por meio de bielas inclinadas, sendo que na decomposição das forças transmitidas pelas bielas, os esforços horizontais de tração são resistidos pelas armaduras presentes na parte inferior do bloco.

Para a aplicação do método, diversas hipóteses foram adotadas de modo que a transmissão de esforços seja assegurada. Posteriormente, Frémy propôs uma ampliação do Método de Bielas e Tirantes, possibilitando assim um melhoramento nas hipóteses adotadas.

O método simplificado consiste na definição do traçado das bielas, que basicamente inicia na parte superior do bloco, na base do pilar, e finaliza na extremidade inferior do bloco. A extremidade inferior delimita-se como sendo os pontos de interseção dos eixos das estacas e o plano médio das armaduras, que são dispostas de maneira a garantir que não existam esforços de flexão nas estacas.

A área de concreto componente da biela comprimida é responsável por resistir às tensões de compressão e a armadura (tirante) é responsável por resistir às tensões de tração. No modelo proposto por Blévy e Frémy (1967) foram apresentados os equacionamentos das forças e tensões para diversas quantidades de estacas. A Figura 3 apresenta o modelo de Blévy e Frémy (1967) para o bloco sobre duas estacas. Na biela comprimida são projetadas a área de concreto do pilar (A_c) em função do ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal (Θ), assim como a área de concreto da estaca (A_{est}) em função do ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal (Θ). O tirante é composto pela armadura de tração, resistindo às tensões de tração provenientes da decomposição da biela.

Figura 3 – Modelo de Bielas e Tirantes para bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Blévoit e Frémy (1967).

Com base nessas informações, podem ser calculadas as tensões nodais superior (σ_{ns}) e inferior (σ_{ni}), por meio das Equações 1 e 2, respectivamente, onde F é a força atuante do pilar; A_c é a área do pilar; A_{est} é a área da estaca e θ é o ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal.

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{A_c \times \sin^2(\theta)} \quad (1)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{F}{2 \times A_{est} \times \sin^2(\theta)} \quad (2)$$

Blévoit e Frémy (1967) também propuseram limites de validação para o ângulo de inclinação (θ) das bielas entre 45° e 55° , sendo preferível os blocos mais altos. Além disso, a tensão do concreto nas bielas também deve ser limitada, para garantir a segurança estrutural do bloco.

2.2.2 Modelo de Schlaich e Schäfer (1991)

Schlaich e Schäfer (1991) propuseram uma formulação simplificada para o Método de Bielas e Tirantes. No modelo dos autores, existem três configurações básicas de bielas:

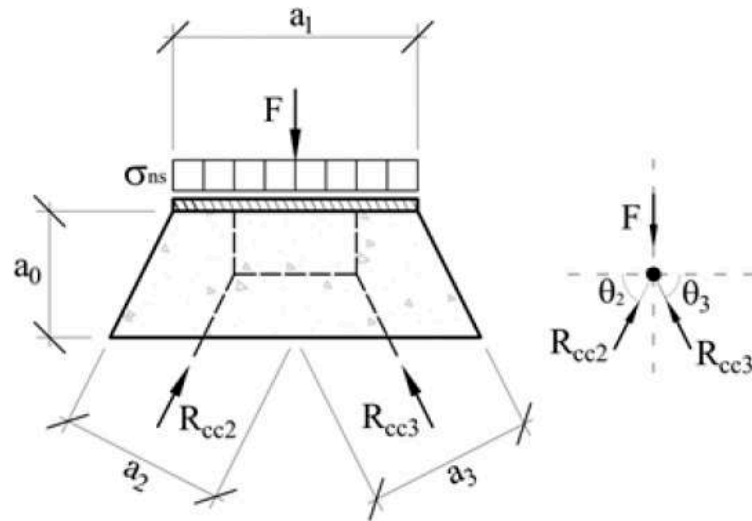
- Regiões onde não se desenvolve tensões transversais, desconsiderando quaisquer possíveis curvaturas;
- Regiões onde há um abaulamento da seção, desenvolvendo tensões transversais (de tração), as quais podem causar fissuras e falha precoce. Para evitar isso, é necessária a adoção de armadura na direção transversal ou considerar a existência das tensões transversais ao realizar a análise de segurança;
- Regiões com tensões prismáticas ou paralelas, típicas de região tipo B.

Com relação aos nós, Schlaich e Schäfer (1991) definem os mesmos como locais onde as forças são concentradas em determinadas regiões e os classificam em dois tipos:

- Nós contínuos onde as regiões de concreto são responsáveis pela distribuição das tensões e desvios de forças de maneira suficiente para garantir a ancoragem das armaduras no concreto, não sendo considerados críticos para o dimensionamento;
- Nós concentrados, ou singulares, onde são aplicadas forças concentradas e o desvio de forças é localmente realizado. Estes nós devem ser cuidadosamente dimensionados para que o equilíbrio de forças das bielas e tirantes seja mantido sem excesso de deformações e fissuras no concreto.

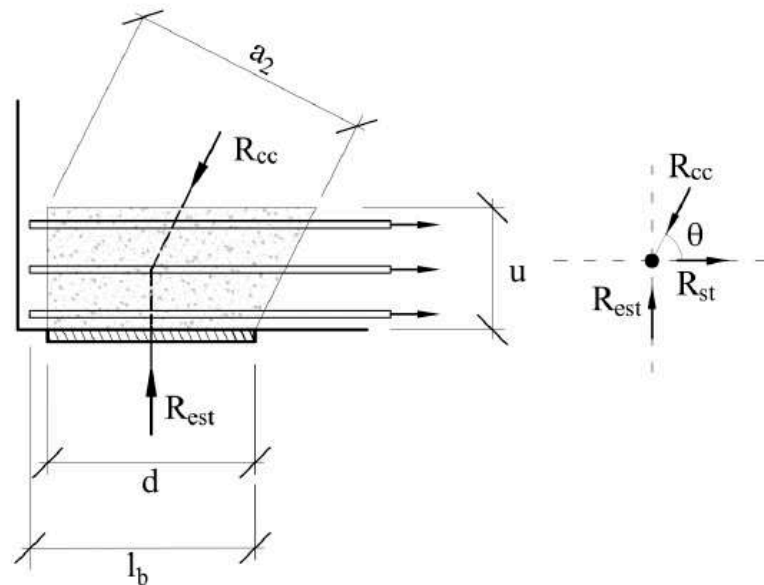
No caso de blocos sobre duas estacas, existem dois tipos de nós: um superior e um inferior. O nó superior é demonstrado pela Figura 4, enquanto o nó inferior é apresentado na Figura 5.

Figura 4 – Nó segundo o modelo de Schlaich e Schäfer (1991) para a zona nodal superior



Fonte: Gonçalves (2020).

Figura 5 – Nó segundo o modelo de Schlaich e Schäfer (1991) para a zona nodal inferior



Fonte: Gonçalves (2020).

Para o dimensionamento e verificações do nó superior, os autores propuseram uma dimensão de a_0 de comprimento suficientemente realístico e conveniente, que pode ser determinado conforme a Equação 3, onde: a_1 é a dimensão do pilar, θ_2 é o ângulo entre a biela da esquerda e a horizontal; e θ_3 é o ângulo entre a biela da direita e a horizontal.

$$a_0 \geq a_1 \times \cos\theta_2 \times \sin\theta_2 = a_1 \times \cos\theta_3 \times \sin\theta_3 \quad (3)$$

Com isso, pode-se determinar a tensão nodal superior (σ_{ns}), conforme a Equação 4, sendo que F é a força aplicada no pilar; a_1 é o comprimento do pilar; b é a largura do pilar.

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{a_1 \times b} \quad (4)$$

O nó inferior é típico de apoios. Segundo Gonçalves (2020), os autores consideram para o cálculo da tensão nodal inferior (σ_{ni}) a influência do arranjo da armadura e da largura do pilar, conforme a Equação 5, onde: R_{est} é a força de reação na estaca; A_{est} é a área da estaca; u é a dimensão vertical do nó inferior; θ é o ângulo de inclinação entre a biela e a horizontal; e a_1 é a dimensão do pilar na direção longitudinal do bloco.

$$\sigma_{ni} = \frac{R_{est}}{A_{est} \times \left[1 + \left(\frac{u \times \cot \theta}{a_1} \right) \right] \times \sin^2 \theta} \quad (5)$$

A dimensão vertical do nó inferior pode ser calculada por meio da Equação 6, sabendo-se que: c é o cobrimento da armadura; n é o número de camadas; $\emptyset$ é o diâmetro da barra da armadura; e e_v é o espaçamento vertical entre barras.

$$u = 2c + n \times \emptyset + (n - 1) \times e_v \quad (6)$$

O ângulo de inclinação entre a biela e a horizontal proposto deve ser maior que 45°, sendo valores próximos de 60° mais ideais, segundo os autores;

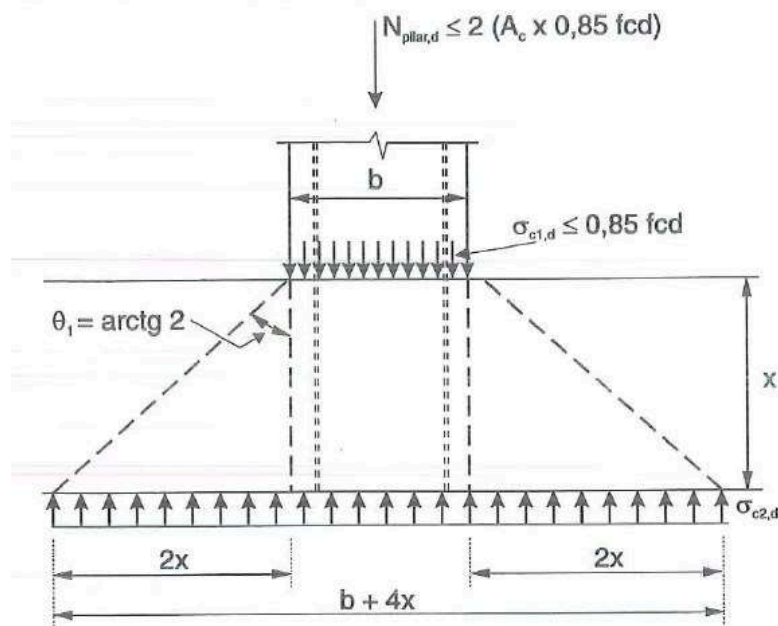
De modo geral, esses nós são obstáculos no dimensionamento e verificação dos blocos sobre estacas, sendo possível assumir a segurança do bloco caso as tensões no concreto não ultrapassem os limites e que todas as tensões de tração sejam resistidas pela armadura de tração, assim como as dimensões do bloco sejam adequadas para o ancoramento das armaduras.

2.2.3 Modelos de Fusco (2013)

O modelo proposto por Fusco (2013) admite que o bloco tenha altura suficiente para que o ângulo de inclinação entre a biela em relação à horizontal seja maior que $\arctg \frac{2}{3}$ (aproximadamente 34°), podendo ir até $\arctg 1$ (45°).

Quanto à verificação das bielas comprimidas, Autor propões que a tensão no topo do bloco proveniente da força normal aplicada ao pilar ($N_{\text{pilar},d}$) seja limitada a $0,85f_{cd}$, conforme apresentado na Figura 6.

Figura 6 - Tensões nos planos horizontais



Fonte: Fusco (2013)

A tensão de compressão ($\sigma_{c2,d}$) atuante nos planos horizontais do bloco à distância x pode ser calculada por meio da Equação 7, onde: N_{pilar} é a força normal aplicada ao pilar e $A_{c,\text{ampliada}}$ é a área resistente à profundidade x considerada. A distância x depende da taxa de armadura do pilar, conforme apresentado na Tabela 1. Já o valor de $A_{c,\text{ampliada}}$ conforme considerado por Fusco (2013) tem como ampliação um leque de $\arctg 2$ (aproximadamente 63°), como visto na Figura 6, sendo assim pode ser calculado conforme a Equação 8.

$$\sigma_{c2,d} = \frac{N_{\text{pilar}}}{A_{c,\text{ampliada}}} \quad (7)$$

Tabela 1 – Valores de x/b de acordo com o tipo de pilar e taxa de armadura do pilar

Tipo de pilar	Taxa de armadura do pilar (ρ)		
	1%	2%	3%
Pilar muito alongado	0,8	1,0	1,2
Pilar quadrado	0,35	0,42	1,0

Fonte: Adaptado de Fusco (2013).

$$A_{c,ampliada} = b + 4x \quad (8)$$

Realizadas as considerações, Fusco (2013) propõe a tensões de compressão das bielas junto ao topo do bloco (tensão nodal superior), conforme apresentado na Equação 9, onde: $\sigma_{c2,d}$ é a tensão atuante na área ampliada na profundidade x e Θ é o ângulo de inclinação entre a biela e a horizontal.

$$\sigma_{ns} = \frac{\sigma_{c2,d}}{\sin^2 \theta} \quad (9)$$

Já na face inferior do bloco, Autor determinou que a tensão nas bielas depende da tensão atuante na seção transversal das estacas, além da ampliação da seção transversal resistente até o nível da armadura, onde há o equilíbrio da biela. A partir das premissas adotadas, pode-se calcular a tensão nodal inferior conforme a Equação 10, sendo que: R_{est} é a força de reação na estaca e A_{est} é a área da estaca.

$$\sigma_{ni} = \frac{R_{est}}{1,4A_{est}} \quad (10)$$

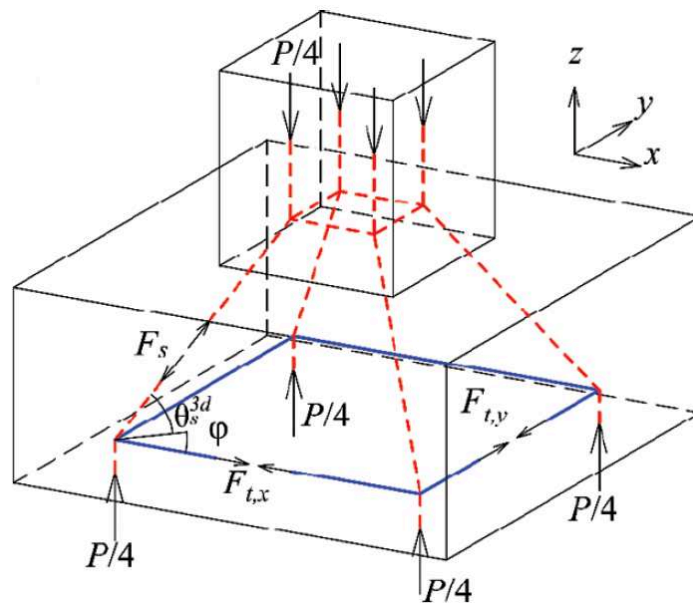
2.2.4 Modelo de Meléndez et al. (2019)

Em uma pesquisa mais recente, Meléndez *et al.* (2019) propuseram um modelo refinado para o Método de Bielas e Tirantes. De acordo com os autores, diversos modelos para o método foram propostos, oferecendo diversos resultados, os quais às vezes podem gerar soluções extremamente conservadoras. Assim, propuseram uma adoção alternativa para o

dimensionamento com um modelo 3D, de modo que o ângulo de inclinação da biela seja determinado maximizando a capacidade do bloco sobre estacas.

Para isso, foram considerados os tipos de ruína do concreto, constantes de compatibilidade e o detalhamento da armadura, o que segundo os autores pode levar a ter um procedimento de dimensionamento mais coerente dos blocos sobre estacas. Foi adotado um modelo 3D representativo do esquema de transmissão das cargas de um pilar para quatro estacas, conforme apresentado na Figura 7, onde a carga P do pilar é distribuída uniformemente para as quatro estacas.

Figura 7 – Representação 3D da transmissão de cargas



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

O modelo proposto pelos autores foi desenvolvido para o cálculo em blocos sobre quatro estacas, no entanto Gonçalves (2020) adaptou as equações de dimensionamento para o caso de bloco sobre duas estacas, os quais serão pesquisados no presente trabalho.

Considerando os tipos de ruínas do concreto, Meléndez *et al.* (2019) consideraram três potenciais proposições: esforço excessivo na armadura de tração (caso I); esmagamento do concreto nas bielas comprimidas próximo ao pilar (caso II); e tração diagonal nas bielas (caso III).

No caso I, definiu-se que o limite corresponde ao escoamento da armadura, obtido ao se fixar o valor das forças no tirante ao limite de escoamento, conforme a Equação 11, onde: Θ é o ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal; A_s é a área da armadura de tração; f_u é a tensão de escoamento das barras de aço da armadura de tração.

$$F_{nt,u} = 2 \times tg(\theta) \times A_s \times f_u \quad (11)$$

No caso II, o esmagamento do concreto na biela comprimida foi considerado limitando-se a força na biela de acordo com a sua capacidade na região nodal superior, de acordo com a Equação 12, onde: f_{cp} é a resistência plástica do concreto segundo Muttoni, Schwartz e Thürlimann (1997, *apud* Meléndez *et al.*, 2019), determinado pela Equação 13; d é a altura útil do bloco; w é a distância horizontal entre a face do pilar e o eixo longitudinal da estaca; e Θ é o ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal.

$$F_{ns,1} = 9 \times f_{cp} \times \left(\frac{d}{\sqrt{2} \times tg(\theta)} - w \right)^2 \times sen^2(\theta) \quad (12)$$

$$f_{cp} \begin{cases} 1,0 \times f_c \text{ se } f_c \leq 20 \text{ MPa} \\ 2,7 \times f_c^{\frac{2}{3}} \text{ se } f_c > 20 \text{ MPa} \end{cases} \quad (13)$$

No caso III, a tração diagonal na biela é considerada ao se limitar a força na biela de acordo com a sua capacidade na região nodal inferior, que pode ser calculado por meio da Equação 14, onde: Θ é o ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal, $A_{est\theta}$ é a área da seção da estaca projetada no eixo da biela; f_{cp} é a resistência plástica do concreto segundo Muttoni, Schwartz e Thürlimann (1997, *apud* Meléndez *et al.*, 2019), determinado pela Equação 13; ε_s é a deformação da armadura; ε_y é a deformação do concreto na zona nodal inferior, na direção y ; ε_b é a deformação da biela na região nodal inferior.

$$F_{ns,2} = \frac{2 \times sen(\theta) \times A_{est\theta} \times f_{cp}}{0,8 + 170 \times (\varepsilon_s + \varepsilon_y - \varepsilon_b)} \quad (14)$$

A área da seção da estaca projetado no eixo da biela pode ser calculada conforme a Equação 15, supondo-se seção retangular, onde: h_{est} é a altura da estaca; Θ é a inclinação da biela em

relação à horizontal; Emb é o comprimento de embutimento da estaca no bloco; e l_{est} é a largura da estaca.

$$A_{est\theta} = [h_{est} \times \text{sen}(\theta) + 2 \times Emb \times \cos(\theta)] \times l_{est} \quad (15)$$

As deformações ε_s , ε_y e ε_b podem ser calculados por meio das Equações 16, 17 e 18, respectivamente, onde: F é a força aplicado no pilar; Θ é a inclinação da biela em relação à horizontal; E_s é o módulo de elasticidade do aço; A_s é a área da armadura de tração; E_c é o módulo de elasticidade do concreto; h_{est} é a altura da estaca; l_{est} é a largura da estaca; e $A_{est\theta}$ é a área da seção da estaca projetada no eixo da biela.

$$\varepsilon_s = \frac{F}{2 \times tg(\theta) \times E_s \times A_s} \quad (16)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\frac{F}{2}}{E_c \times h_{est} \times l_{est}} \quad (17)$$

$$\varepsilon_b = \frac{F}{2 \times \text{sen}(\theta) \times E_c \times A_{est\theta}} \quad (18)$$

Esse caso considera a redução da resistência do concreto à compressão devido às tensões de tração transversal por meio do modelo de Vecchio e Collins (1986, *apud* Meléndez, 2019), além de considerar a compatibilidade das deformações na zona inferior nodal. Conforme os autores, a Equação 14 é implícita, pois as deformações ε_s , ε_y e ε_b dependem da força F , que é inicialmente desconhecida. Assim, sugere-se que o valor inicial seja estimado (obtido independente dos demais valores de forças apresentados nos casos anteriores), realizando, portanto, um processo iterativo até a convergência dos valores a um limite adotado.

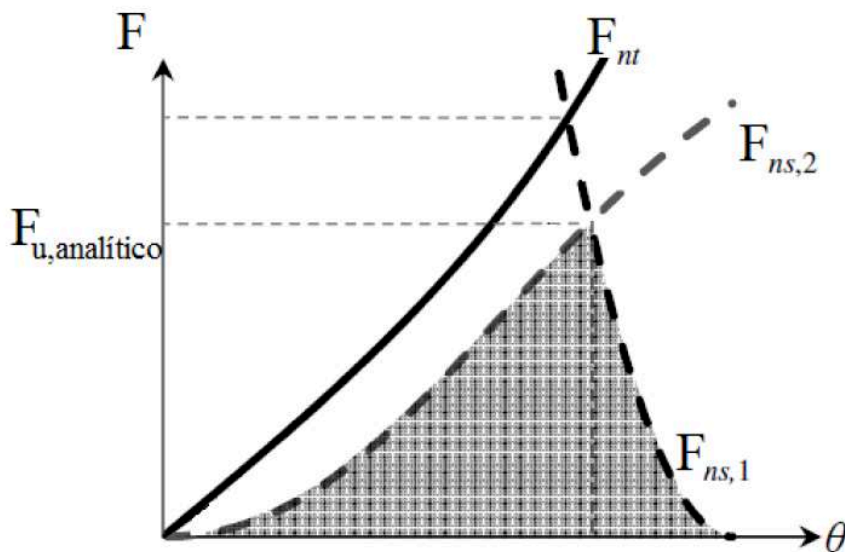
Após determinadas as forças em cada um dos casos, estas são definidas como limites da Equação 19, utilizando as Equações 11, 12 e 14.

$$F_n = \text{mín}(F_{nt,u}, F_{ns,1}, F_{ns,2}) \quad (19)$$

Com base na Equação 19, um gráfico Força $\times$ Ângulo de inclinação da biela pode ser traçado, onde a área abaixo das forças admitidas e do ângulo da biela equilibram-se para que não ocorra a falha segundo Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Dessa forma, a melhor estimativa para a força na estaca será o maior valor entre a interseção de duas funções ($F_{nt,u}$; $F_{ns,1}$; $F_{ns,2}$).

Quando a interseção entre as funções $F_{ns,1}$ e $F_{ns,2}$, denominada F_v , apresenta a melhor estimativa, a ruptura do bloco ocorre devido à força cortante; quando a interseção entre as funções $F_{ns,1}$ e $F_{nt,u}$, denominada F_{flex} , apresenta a melhor estimativa, a ruptura do bloco ocorre devido à flexão. Encontrar a força prevista para a ruptura e o tipo de ruptura pode ser realizado tanto analítica quanto numericamente. Gonçalves (2020) apresentou um modelo típico onde a estimativa de $F_{u,analítico}$ prevê a ruptura por tração diagonal, conforme o Gráfico 1.

Gráfico 1 – Modelo típico de Meléndez *et al.* (2019) com ruptura por tração diagonal



Fonte: Gonçalves (2020).

Conforme apontado Meléndez *et al.* (2019), os modelos de Bielas e Tirantes existentes calculam separadamente as forças de flexão e cortante como variáveis independentes, fixando-se o valor do ângulo de inclinação da biela. O modelo proposto pelos autores foi validado utilizando-se 162 resultados de ensaios experimentais, obtidos da literatura, com um valor médio de $F_{ensaio}/F_{u,analítico}$ de 1,08 com um coeficiente de variação de 12%. Além disso, constatou-se que, em 55% dos casos, os modos de ruptura previstos apresentaram correspondência com os observados. Para os autores, essa análise é razoável devido à incerteza de identificação do tipo

de ruptura dos dados dos ensaios experimentais, pois algumas rupturas podem ser descritas como uma combinação entre os tipos de rupturas apresentados.

A validação do modelo proposto também foi feita com a utilização de resultados apresentados por meio do Método dos Elementos Finitos, onde constataram que os modelos numéricos previam que a ruptura das bielas iniciava devido ao escoamento da armadura, propagando-se para o topo do bloco; sendo esse enfraquecimento responsável pela concentração de tensões na região nodal inferior e superior.

2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

2.3.1 ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o bloco sobre estacas é o elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. Os blocos basicamente são elementos de considerável volume que são responsáveis por transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis.

Para o dimensionamento estrutural, a ABNT NBR 6118 (2014) define que os blocos podem ser definidos como rígidos se verificada a expressão da Equação 20, nas duas direções, onde: h é a altura do bloco; a é a dimensão do bloco em uma determinada direção e a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (20)$$

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o comportamento estrutural de um bloco rígido se caracteriza por:

Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);

Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;

Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Já para o bloco flexível, deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.

A ABNT NBR 6118 (2014) aceita, para o cálculo e dimensionamento dos blocos, modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos de bielas e tirantes tridimensionais. Esses modelos devem contemplar todos os aspectos do comportamento estrutural dos blocos, sejam eles rígidos ou flexíveis.

Quando adotado o modelo de bielas e tirante, devido à importância da verificação das tensões nas zonas nodais, são apresentados valores máximos recomendados para as tensões, conforme as normas utilizadas, podendo classificar as zonas nodais em três tipos:

- Zonas nodais com somente bielas de compressão (nós CCC);
- Zonas nodais com dois ou mais tirantes (nós CTT ou TTT);
- Zonas nodais com apenas um tirante (nós CCT).

As armaduras de flexão dos blocos devem ser dispostas essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as bielas.

2.3.2 *ACI 318-19 (2019)*

De acordo com ACI 318-19 (2019), o dimensionamento de blocos sobre estacas pode ser feito por meio da Teoria da Flexão, onde se dimensiona de acordo com os momentos fletores e verifica-se o bloco aos esforços cortantes. O dimensionamento por meio do Método de Bielas e Tirantes é apresentado pela ACI 318-19 (2019) como um dos métodos aceitos, sendo apresentado todo o roteiro de cálculo a ser utilizado para o dimensionamento.

Quando adotado o método de dimensionamento por meio da Teoria da Flexão, o bloco sobre estacas deve satisfazer as condições de segurança estrutural e verificação de serviço em determinadas seções típicas. Para o dimensionamento, o momento fletor é calculado numa seção na face do pilar, considerando-se todas as forças atuantes de um dos lados da seção de referência. A verificação das seções do bloco sobre estacas quanto aos esforços de cisalhamento deve estar de acordo com a seção crítica, devendo atender aos critérios de segurança.

Quando adotado o Método de Bielas e Tirantes, a ACI 3188-19 (2019) apresenta instruções específicas quanto à adoção das denominadas regiões D. No que se refere às zonas nodais, a classificação das mesmas é semelhante à da ABNT NBR 6118 (2014), onde se tem nós CCC (somente compressão), nós CTT e TTT (dois ou mais tirantes) e CCT (apenas um tirante). O ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal mínimo proposto é de 25° e limitado a 60°.

2.3.3 *Código Modelo do CEB-FIP (2010)*

Segundo o Código Modelo do Comité Euro-Internationale du Béton, CEB-FIP (2010), pode-se utilizar a Teoria da Viga para dimensionamento dos blocos e na verificação das tensões normais e tangenciais, que são realizadas em seções específicas.

De acordo com o Código Modelo do CEB-FIP (2010), quanto adotado o Método de Bielas e Tirantes, existem geometrias para cada nó das regiões nodais, de forma que seja possível a verificação das tensões nessas regiões.

Essas regiões nodais são apresentadas em quatro casos típicos: nós que possuem apenas forças de compressão (na região nodal superior, na interface do pilar com o bloco); nós que possuem ancoragem somente de barras paralelas (na região nodal inferior, na interface da estaca com o bloco de blocos sobre duas estacas); nós que possuem barras dobradas (ancoram tirantes em mais de uma direção, não utilizados em blocos sobre estacas); e nós que possuem tirantes em direções ortogonais (região nodal inferior, na interface da estaca com o bloco de blocos com mais de duas estacas).

2.3.4 EHE-08 (2011)

A Comissão Permanente del Hormigón, na norma espanhola EHE-08 (2011), define como blocos rígidos aqueles que atendam à Equação 21, onde: v é a distância entre a face do pilar e cada eixo da estaca; e h é a altura do bloco. Caso a Equação 21 não seja atendida, os blocos são denominados flexíveis.

$$v_{máx} < 2h \quad (21)$$

Nos blocos flexíveis, a distribuição das deformações pode ser considerada linear em um nível de seção, onde pode-se aplicar no dimensionamento a Teoria da Flexão.

Para os blocos rígidos, a norma espanhola EHE-08 (2011) baseia o dimensionamento com base nas tensões no Método de Bielas e Tirantes, sendo recomendado um modelo diferente para cada caso de blocos sobre estacas. Para o caso de blocos sobre duas estacas, é recomendado o dimensionamento da armadura de tração para resistir à força de tração (F_t) calculada conforme a Equação 22, onde: R_{est} é a força de reação da estaca; v é a distância da face do pilar ao eixo da estaca; a é a dimensão do pilar no sentido longitudinal do bloco; d é distância entre a face superior do bloco e o centro geométrico da armadura de tração; A_s é a área de armadura de tração e f_{yd} é a tensão de escoamento do aço.

$$F_t = \frac{R_{est}(v + 0,25a)}{0,85d} = A_s \times f_{yd} \quad (22)$$

Também é recomendada a utilização de armaduras secundárias e complementares para os blocos sobre duas estacas.

A norma espanhola EHE-08 (2011) possui recomendações bem descritas quanto à análise do Método de Bielas e Tirantes. São apresentadas definições para a verificação das tensões nos tirantes; assim como a verificação dos diferentes tipos possíveis de bielas, que é influenciada pelas tensões e deformações, sejam elas de compressão ou transversais. Os nós, assim como nas demais normas, juntamente com as regiões nodais ao redor dos mesmos, são critérios que devem ser dimensionados e verificados, de modo a garantir o equilíbrio das forças no sistema biela-tirante.

2.4 TENSÕES NODAIS MÁXIMAS

De acordo com cada autor analisado, os valores limites para as tensões nodais diferem entre si, adotando-se diferentes critérios para a tensão nodal máxima, como por exemplo: a quantidade de estacas do bloco, tipos de regiões nodais, características dos materiais (concreto e aço), coeficiente majoradores ou minoradores para a segurança da estrutura, dentre outros fatores a critério d'Autor.

Blévot e Frémy (1967) propõem tensões nodais máximas de acordo com a quantidade de estacas do bloco, com limites quanto à tensão de cisalhamento e a tensão do concreto nas bielas. Os autores Schlaich e Schäfer (1991), adotaram tensões nodais máximas de acordo com características da biela analisada e da região nodal.

Fusco (2013) limita as tensões nodais por meio da análise da maior taxa de armadura dos pilares e de acordo a biela com o menor ângulo de inclinação. Meléndez *et al.* (2019) limitaram as tensões de acordo com as deformações transversais e a resistência plástica do concreto.

Em geral, as normas propõem valores limites que se relacionam principalmente com as características do concreto, majorando os esforços externos e minorando resistências, levando em consideração também as regiões nodais, que são importantes zonas a serem dimensionadas e verificadas quanto à segurança estrutural dos blocos sobre estacas.

Como no presente trabalho serão pesquisados blocos sobre duas estacas, este apresenta as tensões nodais máximas adotadas para blocos sobre estacas pelos autores Blévot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991), Fusco (2013), Meléndez *et al.* (2019), assim como os valores limites propostos pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318-08 (2019), Código de Modelo do CEB-FIP (2010) e EHE-08 (2011), conforme apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Tensões nodais máximas de acordo com a literatura

Autor	Limite proposto na literatura	
	σ_{ns}	σ_{ni}
Blévot e Frémy (1967)	$1,4 \times f_{cd}$	$1,0 \times f_{cd}$

Schlaich e Schäfer (1991)	$1,1 \times f_{cd}$	$0,8 \times f_{cd}$
Fusco (2013)	$0,2 \times f_{cd}$	$0,25 \times f_{cd}$
Meléndez <i>et al.</i> (2019)	$1,0 \times f_{cd}$	$\frac{f_{cd}}{0,8 + 170 \times \varepsilon_{st}^*}$
ABNT NBR 6118 (2014)	$0,85 \times \alpha_{v2}^{**} \times f_{cd}$	$0,72 \times \alpha_{v2}^{**} \times f_{cd}$
ACI 318-19 (2019)	$0,85 \times f_{cd}$	$0,68 \times f_{cd}$
Código Modelo do CEB-FIP (2010)	$1,1 \times \eta_{fc}^{***} \times f_{cd}$	$0,75 \times \eta_{fc}^{***} \times f_{cd}$
EHE-08 (2011)	$1,1 \times f_{cd}$	$0,7 \times f_{cd}$

$$* \varepsilon_{st} = \varepsilon_s + \varepsilon_y - \varepsilon_b$$

$$** \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$*** \eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Fonte: Autor.

No entanto, nenhum autor estudado na literatura para o presente trabalho possui recomendações para os casos de blocos sobre estacas metálicas. Devido à distinção entre os materiais do bloco de concreto e da estaca metálica, existem diferenças relacionadas com os modelos de cálculo para o dimensionamento, em especial quanto à verificação na região nodal inferior. Como a geometria das estacas metálicas podem ser de distintos perfis, como por exemplos perfis I, W e tubulares, há dúvidas relacionadas em como será considerada a geometria do perfil para o cálculo das tensões na região nodal inferior, para que se apresentem resultados coerentes entre o comportamento estrutural apresentado pela literatura e o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

2.5 PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS DE CONCRETO

2.5.1 Blévet e Frémy (1967)

Como já citado anteriormente, Blévet e Frémy (1967) realizaram extensos ensaios de blocos sobre estacas para expandir um modelo simplificado para o Método de Bielas e Tirantes proposto por Blévet (1957).

Para isso, inicialmente diferentes hipóteses foram adotadas para definir as diretrizes básicas, apresentando o modelo simplificado, e posteriormente uma extensão do modelo, que tem como objetivo conduzir a menos restrições para a aplicação do modelo. Após isso, foram ensaiados 116 blocos sobre estacas, sendo 51 modelos reduzidos de blocos sobre quatro estacas, 8 blocos sobre quatro estacas em tamanho real, 37 modelos reduzidos de blocos sobre três estacas, 8 blocos sobre três estacas em tamanho real, 6 modelos reduzidos de blocos sobre duas estacas e 6 blocos sobre duas estacas em tamanho real.

Como o presente trabalho pesquisa blocos sobre duas estacas, serão apresentadas informações pertinentes às conclusões encontradas por Blévy e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas, e posteriormente algumas considerações serão expostas sobre todos os demais ensaios. Foi proposto por Blévy (1957) uma formulação inicial para o cálculo dos esforços de tração a serem resistidos pelo tirante, onde a carga do pilar é supostamente centrada. A altura do bloco também é um fator importante a se considerar, para que o ângulo de inclinação da biela atenda aos valores mínimos e máximos.

Os ensaios realizados por Blévy e Frémy (1967) foram feitos inicialmente uma série de ensaios em modelos de escala reduzida, para que fossem determinados coeficientes de segurança, configurações distintas de armaduras (distribuição e tipo de armadura) e determinar quais condições produzem determinadas rupturas. Após isso, com a análise dos resultados, os autores iniciaram a segunda série de ensaios, com blocos em tamanho real para a validação das observações referentes à primeira série de ensaios.

Com relação aos blocos sobre duas estacas, os ensaios realizados pelos autores foram observados, chegando-se a algumas análises quanto ao comportamento dos blocos:

- Analisou-se que a aplicação do modelo simplificado não deve ser realizada sem ressalvas aos blocos sobre duas estacas, pois pode conduzir a coeficiente de segurança inferiores aos requeridos;
- A extensão do modelo proposta por Frémy conduziu a relações cargas de ruptura / carga calculada para valores entre 1,02 e 1,15;

- Rupturas por esmagamento do concreto da biela próximo ao pilar, ou junto à estaca, ou até mesmo em ambas regiões;
- Tensões de compressão próximo ao pilar acima da resistência à compressão do concreto;
- As forças nas armaduras de tração excederam às forças previamente calculadas, quando realizadas as considerações de Frémy (nos blocos dimensionados pelo modelo simplificado a armadura não chegou à sua tensão de escoamento);
- O ângulo de inclinação da biela adequado deve ser entre 45° e 55° .

É importante ressaltar que nos ensaios em blocos sobre três e quatro estacas o modelo simplificado teve sua validade confirmada, ao contrário do ocorrido nos blocos sobre duas estacas. Outras conclusões importantes relacionadas aos ensaios de blocos sobre três e quatro estacas são que os blocos com armaduras concentradas apresentam capacidade portante maior que aqueles com armaduras distribuídas, no entanto, os blocos com armaduras distribuídas exibiram menor fissuração que os blocos com armaduras concentradas.

2.5.2 *Adebar, Kuchma e Collins (1990)*

Adebar, Kuchma e Collins (1990) realizaram ensaios experimentais de seis blocos sobre estacas, utilizando-se diferentes métodos de dimensionamento (Teoria da Viga e Método de Bielas e Tirantes).

Os blocos denominados pelos autores como A, B, D e E são blocos sobre quatro estacas com dimensões externas idênticas e de geometria octogonal. O bloco A foi dimensionado pela Teoria da Viga proposta pelo modelo de cálculo sugerido por ACI 318-83 (1983). O bloco B foi dimensionado utilizando-se o Método de Bielas e Tirantes, enquanto o bloco D foi construído com o dobro de armadura do bloco B, para investigar falha antes do escoamento da armadura. O bloco E é similar ao bloco D, mudando-se a distribuição da armadura para uma malha distribuída.

O bloco C foi feito sobre seis estacas e dimensionado utilizando-se o Método de Bielas e Tirantes. Por fim, o bloco F é idêntico ao pilar D com relação às armaduras e ao método de

dimensionamento, mas alterando-se a geometria para o tipo cruz, para analisar a influência dos “cantos” faltantes de concreto e sua influência na capacidade do bloco.

Os autores dimensionaram os blocos e ensaiaram, anotando as seguintes observações: deslocamento no centro do bloco; a força aplicada ao bloco; as reações nas estacas mais próximas e nas estacas mais distantes; as deformações na armadura; e as deformações no concreto em diferentes pontos.

Analisando-se o estudo, algumas considerações podem ser feitas:

- O bloco A foi dimensionado para que sua falha ocorresse por flexão. No entanto, assim como todos os demais blocos, a falha foi por cisalhamento;
- O bloco B apresentou uma capacidade portante 23% maior que o bloco A. O bloco D, dimensionado com o dobro da armadura do bloco B, apresentou uma capacidade portante 47% maior;
- O modelo de cálculo sugerido por ACI 318-83 (1983) não apresenta claramente a tendência dos resultados experimentais, pois negligencia a influência da distribuição da armadura, superestima o efeito da profundidade d (entre a base do pilar e o centro geométrico da armadura) e principalmente descreve erroneamente que a retirada dos “cantos” de concreto influenciará significativamente na redução da capacidade portante do bloco. Enquanto segundo a previsão do modelo de cálculo de ACI 318-83 (1983), o bloco D deveria apresentar uma capacidade portante 63% maior que o bloco F, no Método de Bielas e Tirantes a capacidade de ambos deveria ser idêntica. Os ensaios demonstraram que os dois modelos apresentaram uma diferença menor de 7% entre seus resultados;
- Ao contrário da proposta sugerida por ACI 318-83 (1983) da similaridade entre os blocos sobre estacas de lajes armadas em duas direções, o comportamento dos blocos sobre estacas é bem distinto, pois blocos ensaiados demonstraram pouca deformação antes da falha. Os blocos também não podem ser considerados vigas largas, pois apenas uma região acima das estacas é responsável por resistir aos esforços. Além disso, as deformações horizontais no concreto ao longo da altura no meio do vão foram altamente

não-lineares, demonstrando que as seções planas não permanecem planas após o carregamento, o que comprova que os blocos sobre estacas podem ser considerados como regiões tipo D.

- Os modelos do Método de Bielas e Tirantes representaram mais precisamente o comportamento dos blocos sobre estacas.
- A ruptura dos blocos não se dá pelo esmagamento do concreto nas bielas, mas sim após o aumento da compressão das bielas gerar tensões de tração transversais devido ao alargamento da distribuição dos esforços na biela, estas sendo responsáveis pela falha.
- Os autores sugerem que as tensões sejam limitas ao valor de f_{cd} para evitar a falha por cisalhamento.

2.5.3 *Sam e Iyer (1995)*

Sam e Iyer (1995) estudaram o comportamento de blocos sobre quatro estacas por meio de uma análise numérica não linear por meio do Método dos Elementos Finitos. Além da análise numérica, os autores realizaram ensaios experimentais com a finalidade de verificar semelhanças com o comportamento numérico.

Os modelos analisados, tanto numérica quanto experimentalmente, consistem em três tipos de blocos sobre quatro estacas com as mesmas características geométricas, materiais e taxa de armadura, alterando-se entre eles o tipo de detalhamento da armadura, sendo estas: armadura distribuída em malha, armadura paralela aos lados e armadura segundo a direção das diagonais.

Com base nos estudos dos autores, algumas considerações podem ser realizadas:

- Comparando-se os deslocamentos no centro dos blocos, os modelos com armadura distribuída em malha apresentaram os menores valores, enquanto os modelos com armadura paralela aos lados apresentaram os maiores valores. Isso vai de encontro aos resultados experimentais realizados por Blévot e Frémy (1967), onde os blocos com armadura paralela aos lados apresentaram maiores resistências;

- As rupturas dos blocos ocorreram devido à punção seja do pilar ou das estacas, independentemente do tipo de detalhamento de armadura, tanto na análise numérica quanto nos ensaios experimentais. As observações experimentais apresentarem resultados semelhantes ao modelo numérico confirma a validade do procedimento analítico e das hipóteses assumidas pelos autores;
- Independente do detalhamento, as deformações nas armaduras dos blocos, em baixos carregamentos, apresentavam valores distintos quando analisadas próximo aos eixos das estacas e próximos ao centro dos blocos, apresentando maiores valores no centro, em um comportamento que Sam e Iyer (1995) descreveram como semelhante ao de uma viga;
- Já em cargas elevadas e na ruptura, as deformações nas armaduras se tornaram quase uniformes, o que segundo os autores se deve à transmissão dos esforços do concreto para o aço, em um comportamento de bielas e tirantes.

2.5.4 *Delalibera (2006)*

A pesquisa de Delalibera (2006) teve como objetivo analisar e discutir o comportamento de blocos sobre duas estacas submetidos a forças com diferentes excentricidades. Para isso, foram realizadas análises numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos e ensaios experimentais.

Na análise numérica, Delalibera (2006) modelou blocos sobre duas estacas com excentricidades iguais a zero, cinco e dez centímetros, com a finalidade de apresentar tendências de comportamentos dos modelos analisados. As recomendações de Blévo e Frémy (1967) foram utilizados como critérios de dimensionamentos dos blocos, e as variáveis adotadas foram as seções transversais das estacas e dos pilares

Foram analisados 27 blocos para cada modelo de excentricidade. Nos blocos com carga centrada, notou-se que apenas parte das estacas foram solicitadas de maneira mais intensa, diferindo as áreas das bielas de compressão quando comparadas ao critério estabelecido por Blévo e Frémy (1967). Observou-se, também, que a capacidade portante dos blocos é

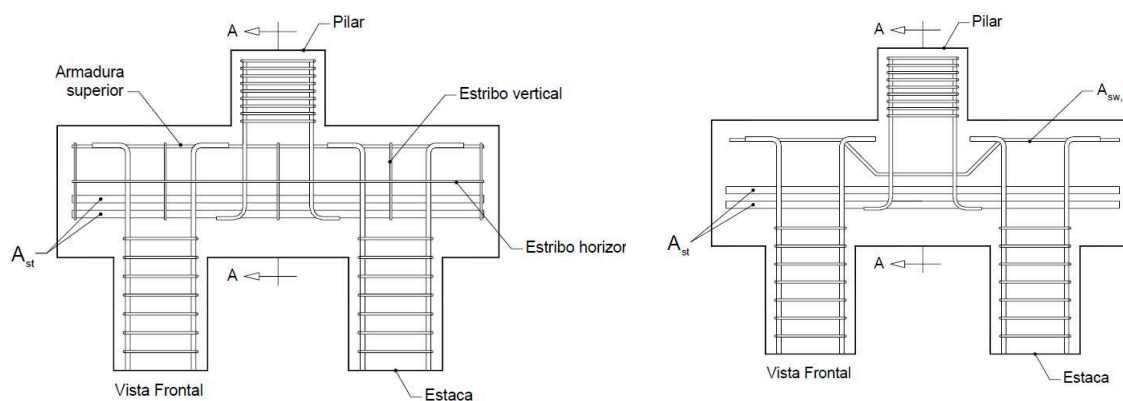
diretamente afetada pelo ângulo de inclinação das bielas de compressão. Esta análise dos modelos pode ser expandida para as excentricidades de cinco e dez centímetros.

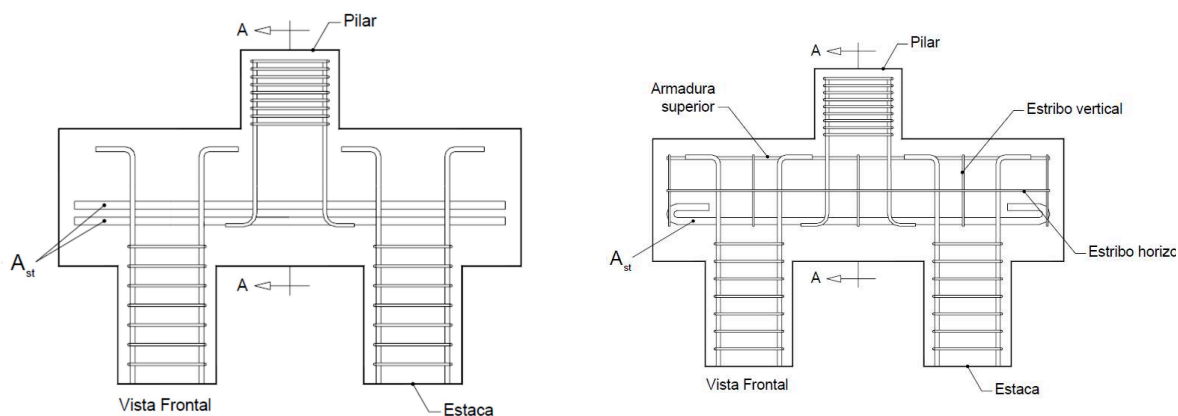
Com a análise dos resultados numéricos, Delalibera (2006) deduziu que a altura do bloco é o fator preponderante para a determinação da força última nos blocos, além de que a seção transversal do pilar, da estaca e o acoplamento entre a altura do bloco e a área do pilar desempenham papel importante para o comportamento estrutural dos blocos. Além disso, verificou-se que a existência da excentricidade reduz a capacidade portante do bloco.

Os modelos dos blocos sobre estacas que foram ensaiados por Delalibera (2006) foram dimensionados conforme as recomendações de Blévoit e Frémy (1967), seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2003) para o detalhamento das armaduras. Como Autor teve a proposta de analisar a ruína do bloco por esmagamento ou fendilhamento (tração perpendicular à tensão de compressão) das bielas de compressão, as armaduras de tração foram dimensionadas de modo a não ocorrer o escoamento delas. Além disso, as resistências do concreto das estacas e dos pilares adotadas foram maiores que a resistência do bloco, para garantir que a ruína realmente ocorresse no bloco.

Assim, foram ensaiados 14 blocos sobre duas estacas, onde foram variados: o detalhamento das armaduras; o ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal, por meio da altura do bloco; as seções transversais das estacas; e a excentricidade na aplicação das cargas. A Figura 8 apresenta os modelos de blocos ensaiados por Delalibera (2006).

Figura 8 – Detalhamento dos blocos ensaiados por Delalibera (2006)





Fonte: Adaptado de Delalibera (2006).

De acordo com Delalibera (2006), todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. Como proposto pelo Autor, a ruína do bloco se deu por meio do esmagamento do concreto junto ao pilar ou à estaca. Observou-se a formação de fissuras devido à distribuição das tensões internas e fissuras devido à ruptura por compressão. Também ocorreram fissuras devido à tração diagonal nas bielas comprimidas, o que contribuiu para a redução da resistência à compressão do concreto. As tensões nas armaduras de tração apresentaram maiores valores no meio do vão do bloco, diminuindo consideravelmente nas seções junto às estacas.

Após a realização e análise dos ensaios, Delalibera (2006) desenvolveu uma análise numérica dos blocos ensaiados experimentalmente, modelando-os com condições de contorno e aplicação de forças de maneira a aproximar o modelo numérico dos ensaiados. Com essa análise numérica, o objetivo do Autor foi analisar como atua o fluxo das tensões principais de compressão, podendo comparar com os ensaios experimentais.

Em geral, a análise numérica apresentou resultados com a mesma tendência dos resultados experimentais. Com a análise das tensões, o Autor verificou maiores concentrações de tensões nas regiões nodais inferior e superior. A tensão nas armaduras de tração apresentou o mesmo comportamento aos modelos experimentais, com a redução das tensões à medida que se afastava do meio do bloco. No entanto, os modelos numéricos apresentaram uma rigidez maior com relação aos ensaiados experimentalmente, onde Delalibera (2006) aponta como possíveis causas da diferença: a acomodação dos modelos experimentais no início do ensaio; a suposição da aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto na análise numérica; e a ligação perfeita considerada entre o bloco e as estacas.

Com base nos estudos de Delalibera (2006), algumas considerações podem ser adotadas:

- Pela análise do fluxo das tensões principais de compressão, constatou-se que somente parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa, ou seja, deve-se considerar apenas parte da estaca, mais precisamente a metade, na verificação da tensão na biela junto à zona nodal inferior;
- O esmagamento da biela comprimida se deu após o fendilhamento dela, ou seja, após as fissuras de tração diagonal nas bielas comprimidas reduzirem a resistência do concreto;
- Como os blocos sobre estacas são elementos estruturais que em serviço ficam enterrados, é necessário limitar a abertura das fissuras, adotando os limites estabelecidos pelas normas vigentes;
- O ângulo de inclinação da biela de compressão, que pode ser encontrado em função da altura do bloco e da distância entre os eixos das estacas, tem fundamental importância na capacidade portante dos blocos;
- Os blocos dimensionados com armaduras complementares (estribos verticais e horizontais) apresentaram melhor comportamento do que os blocos desprovidos dessas armaduras, se, e somente se, essas armaduras atravessarem as bielas de compressão;
- A armadura de fendilhamento aumentou de maneira significativa a capacidade portante dos blocos, pois absorveu as tensões de tração na direção perpendicular às bielas de compressão, limitando as aberturas de fissuras e aumentando a resistência à compressão da biela;
- As deformações não são constantes ao longo das barras da armadura de tração, apresentando maiores valores próximo ao meio do vão do bloco. A redução das tensões e deformações próximo da extremidade das barras, sendo pequenas ou quase nulas, levanta a hipótese que não é necessária a utilização de ganchos de ancoragem.

Os blocos sobre estacas podem ser carregados tanto por uma força concentrada simulando um pilar, como por um carregamento linearmente distribuído ao longo da largura dos blocos. As armaduras utilizadas foram dobradas em formato de U, de modo a oferecer completa ancoragem, e foi distribuída tanto lateral quanto longitudinalmente nos blocos uniformemente.

Após a realização dos ensaios, alguns resultados podem ser analisados:

- As primeiras fissuras apresentadas em todos os modelos ensaiados foram devido à flexão no meio do vão do bloco. Embora essas fissuras devido à flexão sejam bem abertas, indicando o escoamento da armadura de tração, a ruptura dos modelos se deu pelo cisalhamento devido ao esmagamento do concreto nas bielas comprimidas;
- Ao comparar os resultados experimentais com as forças últimas previstas obtidas pela aplicação da Teoria da Flexão propostas pelas normas britânicas BS 8110-1 (1997) e BS 5400-4 (1990), notou-se que as cargas de ruptura dos blocos são muito maiores que as previstas.

Com essa análise, Cao e Bloodworth (2007) concluíram que a utilização do Método de Bielas e Tirantes apresenta previsões mais precisas das forças últimas, se comparados à Teoria da Flexão, que apresenta resultados mais conservadores.

2.5.6 *Miguel, Takeya e Giongo (2008)*

A pesquisa realizada por Miguel, Takeya e Giongo (2008) aborda uma análise do comportamento de blocos sobre três estacas sujeitos a carregamentos normais. Os modelos utilizados apresentam as mesmas características geométricas e mantiveram a armadura principal (3 exemplares sem armaduras secundárias) e variaram o arranjo da armadura secundária, onde foram utilizadas três variações: armaduras partindo da estaca e passando pela projeção do pilar (2 exemplares); armadura distribuída em malha (2 exemplares); armadura de estribos horizontais e verticais (2 exemplares). Com esses ensaios, os autores buscam analisar o comportamento dos blocos de acordo com as fissuras e os modos de ruptura.

Por meio dos resultados experimentais, algumas análises podem ser realizadas:

- Os blocos sobre estacas apresentaram por ruptura devido ao esmagamento do concreto nas bielas comprimidas, seguido pelo escoamento da armadura em uma direção;
- Os blocos com armaduras secundárias partindo da estaca e passando pela projeção do pilar e com armaduras de estribos horizontais e verticais apresentaram as maiores forças últimas;
- O Método de Bielas e Tirantes apresentou valores de forças últimas conservadores, uma vez que todos os modelos ensaiados tiveram forças últimas superiores aos valores previstos, com uma margem de segurança de 12%.

Com isso, os autores sugeriram limitar as tensões nodais de modo que não ocorra a ruptura devido ao esmagamento do concreto nas bielas comprimidas.

2.5.7 *Buttignol e Almeida (2012)*

Na pesquisa realizada por Buttignol e Almeida (2012), foi realizado um estudo comparativo entre o comportamento experimental de blocos sobre duas estacas dos modelos experimentais de Delalibera (2006) e dos modelos da análise numérica tridimensional não-linear. A modelagem numérica foi realizada para cinco blocos sobre duas estacas, conforme as propriedades geométricas, de armaduras e características dos materiais conforme os blocos apresentados por Delalibera (2006).

Três modelos foram realizados alterando-se a porcentagem de impedimento de deslocamento dos apoios, para que se estudasse a influência das áreas dos apoios das estacas na rigidez dos blocos. Em um quarto modelo, os autores adicionaram armadura de fendilhamento, com a finalidade de analisar a contribuição dessa armadura para a capacidade portante do bloco. O quinto e último modelo teve redução na largura da estaca para observar como seria alterado o comportamento estrutural do bloco e como a concentração de tensões nas bielas de compressão se comportaria.

Com isso, Buttignol e Almeida (2012) realizaram a análise numérica dos blocos sobre duas estacas, realizando as modificações supracitadas. Em todos os modelos numéricos, assim como nos ensaios experimentais de Delalibera (2006), ocorreu a formação de fissuras na zona nodal inferior, propagando-se até a face inferior do pilar pelas bielas. No panorama geral, os autores observaram que o processo de abertura de fissuras dos resultados numéricos encontrados aproximou-se dos resultados experimentais obtidos por Delalibera (2006). Deve-se ressaltar que no bloco com armadura de fendilhamento, esta contribuiu efetivamente para a redução e controle das fissuras no bloco.

Da análise dos resultados numéricos de Buttignol e Almeida (2012), algumas observações podem ser realizadas:

- A variação da vinculação dos apoios influenciou diretamente na capacidade portante dos blocos e não pode ser considerada desprezível na rigidez deles;
- O estudo comparativo entre os resultados dos modelos numéricos e experimentais apresentou uma aproximação entre si, apresentando em todos a ruína frágil por esmagamento do concreto na biela comprimida e fendilhamento do bloco;
- Os autores ressaltaram a importância da consideração dos efeitos de confinamento das estacas no bloco, pois as estacas apresentam grande influência na rigidez do bloco, conforme analisaram nas alterações de vinculação dos modelos numéricos;
- Assim como Delalibera (2006), verificou-se que a tensão nas armaduras de tração não é constante em todo o comprimento, apresentando valores maiores no meio do vão do bloco, reduzindo-se consideravelmente à medida que se aproxima das extremidades das barras. Segundo os autores, isso comprova a não necessidade de utilização de ganchos de ancoragem;
- A armadura de fendilhamento absorveu as tensões de tração perpendiculares às bielas de compressão, conforme previsto por Delalibera (2006) em seu modelo para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas, contribuindo com o aumento da resistência do bloco, além do controle de fissuras.

2.5.8 *Munhoz e Giongo (2017)*

Para estudar a influência da variação da seção de pilares quadrados e retangulares, com diferentes taxas de armaduras, na armadura principal de tração dos blocos sobre duas estacas, Munhoz e Giongo (2017) elaboraram 12 modelos de blocos reduzidos na escala 1:2 para a análise experimental. Essa proposição de que geometria da seção transversal do pilar e a sua taxa de armadura influenciam na distribuição de tensões fora feita por Fusco (2003) e os autores buscaram verificar experimentalmente essas recomendações.

Para isso, as variáveis adotadas pelos autores para os modelos foram a área da seção transversal e taxa de armadura dos pilares, totalizando 12 tipos diferentes de pilares. Quanto aos blocos, para evitar uma grande variedade de modelos, a altura e o ângulo das bielas comprimidas foram os mesmos para todos os blocos.

Com a realização dos ensaios experimentais por Munhoz e Giongo (2017), notou-se que todos os blocos apresentaram comportamento semelhante, ocorrendo a formação de fissuras na zona nodal inferior, propagando-se até a face inferior do pilar pelas bielas comprimidas, evoluindo até a ruína dos blocos. As deformações nas armaduras foram maiores nos modelos com menor taxa de armadura, além de verificar as deformações próximo ao eixo das estacas tem valores menores que a deformação média no escoamento, mas ainda assim sendo significativo, sendo necessária ancoragem em gancho das barras.

Após os ensaios dos autores, algumas análises sobre os resultados podem ser feitas:

- Os resultados demonstram que a seção e a taxa de armadura do pilar influenciam no comportamento do bloco, como proposto por Fusco (2003);
- As forças experimentais últimas nas barras das armaduras de tração dos blocos ocorreram no meio do vão, assim como apontado por outros pesquisadores, reduzindo à medida que se aproxima do apoio nas estacas. O mesmo ocorre com as deformações nessas barras;
- A seção transversal do pilar influencia nas solicitações do tirante, uma vez que a redução das forças e deformações nas armaduras de tração dos blocos foi menor em pilares de

seção retangular. Os autores sugerem que seja realizada a ancoragem da armadura de tração com por meio de ganchos.

Segundo os autores, o fato das forças e deformações nas armaduras de tração dos blocos reduzirem à medida que se distanciam do meio do vão se deve devido à influência das distribuições de tensões de compressão nas regiões nodais próximas às estacas.

2.6 PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS

2.6.1 *State of Ohio Department of Highways - SODH (1947)*

Um estudo realizado pelo *State of Ohio Dpartment of Highways* – SODH (1947) teve como objetivo obter informações sobre a resistência e o comportamento da conexão entre blocos de concreto e estacas metálicas, na região do embutimento dessas estacas, quando há o carregamento do bloco até a falha. Até o estudo, os dimensionamentos eram baseados na premissa da necessidade de uma placa de aço no topo das estacas, para prevenir tensões de compressão excessivas no seu topo.

Para o estudo, foram realizadas quatro séries de ensaios, totalizando um total de 47 blocos sobre estacas metálicas. As séries de ensaio foram definidas como: A, B, C e D, conforme as seguintes características:

- Série A: foram ensaiados nove blocos onde as variáveis adotadas foram o tipo de concreto e o perfil metálico utilizado. Para os ensaios, toda a base dos blocos foi apoiada sobre uma superfície metálica;
- Série B: foram ensaiados quatro blocos onde as variáveis adotadas foram o comprimento de embutimento da estaca no bloco e o perfil metálico utilizado. Para os ensaios, as bordas dos blocos foram apoiadas sobre uma estrutura de madeira;
- Série C: foram ensaiados 22 blocos onde as variáveis adotadas foram: a altura do bloco; o comprimento de embutimento da estaca no bloco; o tipo de armação (estribos circulares ou estribos segundo os lados); e o tipo de arranjo da ligação entre o bloco e a

estaca (utilização de placa de aço no topo da estaca embutido nos perfis ou com os perfis diretamente no concreto). Para os ensaios, as bordas dos blocos foram apoiadas sobre uma estrutura de aço;

- Série D: foram ensaiados 12 blocos onde as variáveis adotadas foram: a altura do bloco; o tipo de armação (estribos circulares ou armadura em malha); e o tipo de arranjo da ligação entre o bloco e a estaca (utilização de placa de aço no topo da estaca embutido nos perfis ou com os perfis diretamente no concreto). Para os ensaios, as bordas dos blocos foram apoiadas igual aos blocos da série C.

Em todas as séries de ensaio, diversos modelos de blocos foram construídos utilizando-se concreto simples, enquanto outros foram de concreto armado.

Com os ensaios, notou-se que a falha dos blocos de concreto simples foi típica de um material frágil, ocorrendo rapidamente e rompendo o bloco por completo. Nos blocos de concreto armado, a falha deles ocorreu gradualmente, iniciada por diversas pequenas fissuras devido à tração diagonal do concreto antes da força última ser atingida.

O SODH (1947) concluiu que quando o topo da estaca metálica está adequadamente embutido no bloco, com dimensões geométricas tanto da estaca quanto do bloco adequadas, e o bloco estando com uma armadura devidamente calculada, não há preocupação quanto a tensões de compressão excessivas no topo da estaca. Assim concluíram que não há necessidade da aplicação da placa de aço no topo das estacas.

2.6.2 *Oyeledun (1973)*

Oyeledun (1973) ensaiou dois blocos sobre seis estacas metálicas com perfil H com o topo embutido em 15 cm nos blocos, com o objetivo de analisar o tipo de falha do bloco, as condições de resistência da ligação de ancoragem das barras da armadura do bloco, o efeito da adoção de placas de aço no topo das estacas na resistência e como é a distribuição de tensões nas estacas na força última.

Para os ensaios, as variáveis adotadas por Oyeledun (1973) foram a altura dos blocos e a taxa de armadura deles. Também foi adotado um pilar de perfil metálico tipo W. O bloco com menor

altura recebeu placas de aço no todo de duas de suas estacas. Não foi feita ancoragem por meio de ganchos das armaduras, pois a premissa era que a aderência do concreto com as barras nervuradas garantiria a ancoragem.

O bloco de menor altura apresentou fissuração iniciando no nível das barras da armadura, se espalhando por todo o comprimento delas antes ruptura do bloco. Algumas barras escoaram, no entanto, a grande maioria apresentou tensões abaixo da tensão de escoamento. As estacas sem as placas de aço tiveram uma penetração no concreto duas vezes maior que aquelas com as placas de aço, mas não afetou a resistência do bloco. A ruptura do bloco aconteceu devido à má ancoragem da armadura principal.

O bloco com a maior altura apresentou inicialmente fissuras devido à flexão, sendo que essas foram aumentando à medida que a carga aumentou, estendendo-se até meia altura do bloco. A tensão nas barras da armadura permaneceu abaixo da tensão de escoamento durante todo o teste. A ruína do bloco ocorreu devido às falhas locais.

As fissuras inclinadas são as mais importantes dos ensaios, pois elas influenciam no comportamento do bloco como vigas-parede. Elas se iniciam próximo das estacas e se propagam até meia altura do bloco. O padrão das fissuras demonstra uma redistribuição interna de tensões, resultando em uma formação de um efeito de arco.

Com os ensaios, concluiu-se que as placas de aço não são necessárias no topo das estacas metálicas, pois o comportamento estrutural do bloco, quando garantido o embutimento adequado, não se altera com a aplicação de placas de aço.

2.6.3 *Xiao e Chen (2013)*

Xiao e Chen (2013) realizaram ensaios experimentais em blocos sobre estacas metálicas de perfil H submetidas a forças de tração ou forças horizontais, simulando uma situação de abalo sísmico. A pesquisa teve como intuito estudar dois tipos de ancoragem das estacas sujeitas à tração, sendo que as barras foram ancoradas, que poderiam ser retas ou inclinadas, por meio da solda nas estacas.

O bloco ensaiado foi construído com 16 estacas metálicas do tipo, sendo armado por uma malha distribuída e por barras verticais. Nos ensaios, a força horizontal foi aplicada em ambos sentidos dos eixos de inércia dos perfis, considerando também a posição relativa da estaca no bloco. A força horizontal última se relacionou diretamente, como se esperado, com os eixos de inércia dos perfis.

As fissuras iniciaram próximas das estacas na face inferior do bloco e eventualmente progrediram para os lados. Pode-se observar gradativamente uma formação de um efeito de arco das fissuras nas estacas. Os blocos submetidos à força horizontal apresentaram falha tipicamente dúctil, sendo que a ruína foi causada pela perda de resistência do concreto à flexão.

Após os ensaios, Xiao e Chen (2013) realizaram uma modelagem numérica para analisar detalhadamente o comportamento da ligação do bloco com as estacas. Nesta análise, constataram que a modelagem numérica adotada pelos autores foi capaz de simular razoavelmente o comportamento experimental apresentado pelos blocos, com resultados próximos aos ensaios.

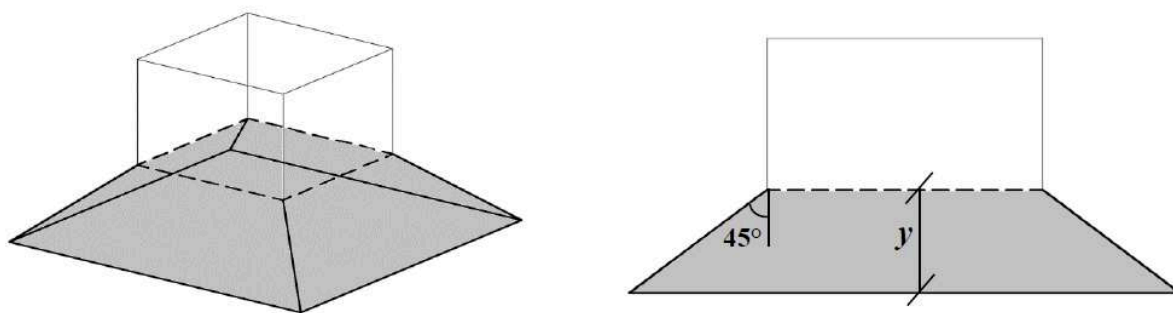
2.6.4 Mendonça e Horowitz (2017)

Mendonça e Horowitz (2017) estudaram ensaios experimentais de blocos sobre estacas de concreto para propor um modelo, utilizando o Método de Bielas e Tirantes, que seja adequado para dimensionar as armaduras de flexão de blocos de fundações sobre estacas metálicas submetidas a cargas verticais centradas.

Para a proposta do modelo, os autores avaliaram os modelos propostos por Fusco (2013), pela ABNT NBR 6118 (2014) e pela ACI 318-14 (2014), adaptando os modelos para o caso de estacas metálicas. Basicamente, para o desenvolvimento do modelo adaptado às estacas metálicas, algumas propriedades foram modificadas: foram adotadas áreas expandidas para as seções do pilar e das estacas; é adotada uma seção de concreto contribuinte próximo da estaca; o confinamento das zonas nodais; e a influência das tensões transversais na ancoragem da armadura.

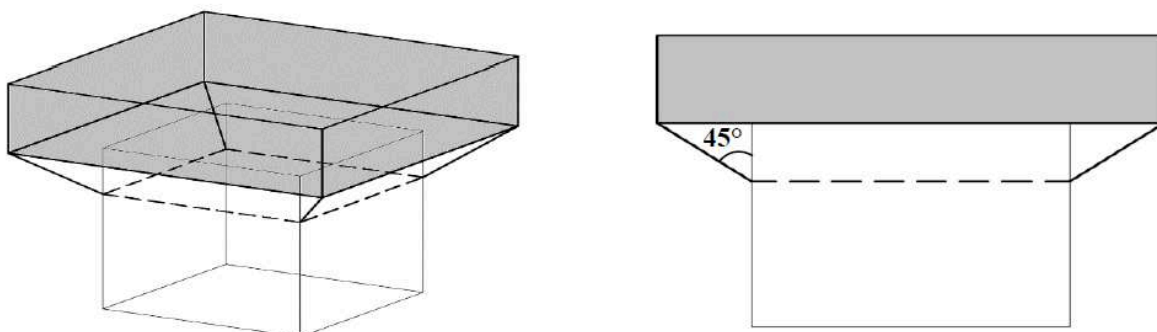
A área expandida proposta por Mendonça e Horowitz (2017) é uma adaptação da área ampliada desenvolvida por Fusco (2013), que é utilizada para formar tanto as zonas nodais inferiores quanto superior dos blocos, conforme apresentado nas Figuras abaixo.

Figura 10 – Vista em perspectiva e elevação da zona nodal superior expandida, conforme Mendonça e Horowitz



Fonte: Mendonça e Horowitz (2017).

Figura 11 – Vista em perspectiva e elevação da zona nodal inferior expandida, conforme Mendonça e Horowitz



Fonte: Mendonça e Horowitz (2017).

O cálculo das tensões nodais expandidas é feito basicamente com as equações propostas por Blévot e Frémy (1967), adaptando-se as áreas utilizadas para a área expandida proposta. A verificação das tensões nodais expandidas pode ser realizada utilizando como limites os valores apresentados pela ABNT NBR 6118 (2014), conforme apresentado na Tabela 2.

A seção de concreto contribuinte depende do perfil da estaca a ser utilizado, mas que corresponde basicamente a porção de concreto que fica entre as mesas e a alma do perfil, atua de forma solidária com o perfil metálico, conforme apontado por Mendonça e Horowitz (2017).

O confinamento das zonas nodais e bielas foi proposto por Mendonça e Horowitz (2017) para, segundo os autores, favorecer a segurança do bloco, pois tanto a ABNT NBR 6118 (2014) quanto a ACI 318-14 (2014) indicam fatores que aumentam a resistência quando considerado essa condição. A tensão resistente de cálculo (σ_b) à pressão de contato nas zonas nodais deve ser limitada, para prevenir a ruptura do concreto na biela por fendilhamento, conforme as Equações 23, 24 e 25, onde: f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto; A_1 é a área carregada; A_2 é a área ampliada; $\frac{h_{bie}}{b_{bie}}$ é a razão entre a projeção vertical e a projeção horizontal da biela.

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{cd} + \alpha \times \beta \times 6 \times \sqrt{f_{cd}} \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \times \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 1 \right) \leq 1 \quad (24)$$

$$\beta = \frac{1}{3} \times \left(\sqrt{\frac{h_{bie}}{b_{bie}}} - 1 \right) \leq 1 \quad (25)$$

Segundo Mendonça e Horowitz (2017), para a verificação da zona nodal localizada abaixo do pilar a razão que diz respeito ao aspecto da biela pode ser simplificada como $2d/c$, onde d é a altura efetiva do bloco e c é a dimensão do pilar quadrado. Enquanto para a verificação da zona nodal localizada acima da estaca esta razão pode ser simplificada como d/d_e , onde d_e é o diâmetro da estaca.

Quando comparadas as hipóteses de verificação com estudos experimentais da literatura, os Mendonça e Horowitz (2017) encontraram valores bastante próximos, compatíveis com as recomendações normativas. Assim, os autores concluíram que a utilização das adaptações propostas auxilia positivamente na previsão da carga a ser suportada pelo bloco.

Dessa forma, o dimensionamento das armaduras principais de flexão de blocos sobre estacas metálicas pode ser feito com as adaptações propostas, apresentando resultados confiáveis e seguros.

2.6.5 Tomaz (2018)

Tomaz (2018) estudou as tensões nodais nos blocos de fundação quando utilizadas duas estacas metálicas. Para isso, Autor realizou uma análise teórica de diferentes modelos de cálculo de tensões para avaliar as diferenças entre os modelos, para uma posterior determinação de um programa experimental onde foram ensaiados quatro blocos sobre duas estacas com perfil metálico. As variáveis adotadas por Tomaz (2018) foram o comprimento de embutimento do perfil metálico no bloco e a influência da adoção de uma chapa soldada no topo da estaca.

O modelo de referência adotado foi retirado dos ensaios de Delalibera (2006), apresentando, portanto, características geométricas e distribuição da armadura principal conforme apresentados na Figura 8, substituindo as estacas de concreto por estacas em perfil metálico. Foram adotados dois blocos com embutimentos de 10 cm, sendo um sem chapa de topo da estaca e com chapa soldada no topo da estaca, um bloco com embutimento de 20 cm e um bloco com embutimento de 30 cm.

Os blocos foram ensaiados, e assim como o bloco de referência, apresentaram ruína bem definida por fendilhamento da biela comprimida, com exceção do modelo com 30cm de embutimento da estaca, que apresentou ruína por efeito de punção. O perfil com a chapa soldada no topo da estaca apresentou o melhor desempenho entre os blocos ensaiados, apresentando os maiores de tensões últimas.

Quanto às deformações da armadura principal, notou-se que nenhuma barra apresentou a deformação máxima de 2,7‰, assim como as deformações foram maiores próximas ao meio do vão, reduzindo à medida que se aproxima das estacas, como já observado por outros autores. Os perfis metálicos das estacas também não apresentaram deformações uniformes, onde os maiores valores foram encontrados na parte mais próxima da extremidade do bloco.

Com os resultados dos ensaios experimentais, algumas conclusões podem ser feitas:

- Assim como o modelo de referência, a ruína dos blocos foi por fendilhamento da biela comprimida, sendo que à medida que o embutimento da estaca no bloco aumentava, a ruína passou a ser definida pelo efeito de punção;

- O uso da chapa de topo aumentou a capacidade portante do bloco, o que não colabora com os estudos apresentados de outros autores;
- Tomaz (2018) fez uma consideração de uma área de concreto colaborante com a estaca para a análise, de maneira parecido com a proposta de Mendonça e Horowitz (2017), pois a análise das tensões nodais inferiores considerando apenas a área do perfil metálico não condizem com o observado experimentalmente;
- O tipo de estaca adotado não interferiu na rigidez do bloco, uma vez que o comportamento dos blocos ensaiados com perfis metálicos aproximou-se do comportamento do modelo de referência ensaiado com estacas metálicas;
- A diferença de deformações nos perfis indica que estão sujeitos a flexo-compressão, o que vai contra as recomendações feitas por Blévy e Frémy (1967) de que os blocos tenham que estar submetidos à compressão.

2.6.6 *Gonçalves (2020)*

Gonçalves (2020) estudou o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas de perfil I com diferentes tipos de arranjos de ligação entre a estaca e o bloco por meio de armaduras complementares. Para isso, Autor realizou uma modelagem computacional utilizando o Método dos Elementos Finitos, para obter parâmetros utilizados para determinar quais são as principais variáveis que influenciam na capacidade portante do bloco.

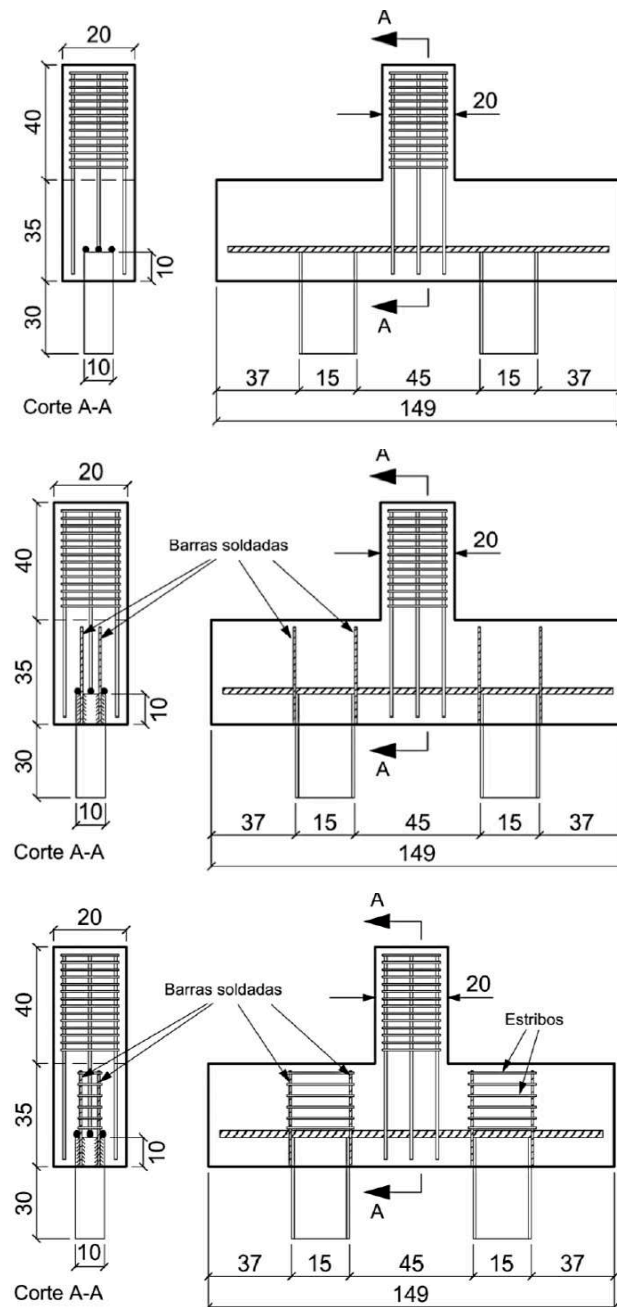
Na análise numérica realizada pelo Autor, ele utilizou os resultados experimentais de Tomaz (2018) como valores de calibração de seu modelo, utilizando os parâmetros para modelar 63 blocos. Com a análise de variância dos resultados, Gonçalves (2020) verificou que as variáveis na capacidade portante do bloco eram o comprimento de embutimento da estaca no bloco e a resistência à compressão do concreto, sendo que os arranjos de ligação do perfil metálico com o bloco não proporcionaram mudanças significativas.

Com isso, Gonçalves (2020) elaborou três blocos em escala real para apurar os resultados numéricos, onde a variável adotada foi o tipo de arranjo da ligação da estaca metálica com o bloco. No primeiro bloco não foi adotada armadura complementar; no segundo modelo quatro

barras foram soldadas em cada uma das estacas; e no terceiro quatro barras foram soldadas em cada uma das estacas, com estribos envolvendo as barras.

Os blocos foram dimensionados seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), utilizando-se as recomendações de Blévyot e Frémy (1967) para o Método de Bielas e Tirantes. Os blocos ensaiados por Gonçalves (2020) estão apresentados na Figura 12.

Figura 12 – Blocos ensaiados por Gonçalves (2020)



Fonte: Gonçalves (2020).

Todos os blocos apresentaram fissuras iniciais junto às estacas nas faces dos blocos em formato vertical, posteriormente abrindo no meio do vão. Com o aumento da carga, as fissuras propagaram-se pelas bielas de compressão, junto com as fissuras inclinadas ao longo da biela. A ruína dos blocos foi devido ao fendilhamento da biela de compressão com esmagamento do concreto na zona nodal superior, semelhante ao comportamento dos blocos ensaiados por Delalibera (2006) e Tomaz (2018).

Os modelos com armaduras complementares apresentaram um comportamento mais dúctil, enquanto o modelo sem essas armaduras apresentou um colapso brusco, típico de uma ruptura frágil. Além disso, no modelo sem armaduras ocorreu o escorregamento da armadura principal de tração após o esmagamento na zona nodal superior.

A força última de todos os blocos foi muito próxima entre si, provando que as armaduras complementares não influenciavam na capacidade portante dos blocos, conforme previamente analisado numericamente pelo Autor. Analisando as forças experimentais com os modelos de cálculo apresentados por Blévot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019), Gonçalves (2020) constatou que o modelo proposto pelos autores Meléndez *et al.* (2019) apresentaram melhor correspondência com os valores experimentais.

Assim como outros autores, Gonçalves (2020) constatou que a deformação na armadura não foi constante em todo seu comprimento, apresentando os maiores valores no meio do vão e reduzindo à medida que se aproxima das estacas. Autor também observou que houve concentração de tensões na aba mais interna da estaca, como observado por Tomaz (2018).

Com a análise dos resultados de Gonçalves (2020), concluiu-se que o comportamento estrutural de todos os blocos foi semelhante, independentemente do tipo de arranjo da ligação, embora a armadura em estribos melhorou a distribuição de fissuras e a ductibilidade do bloco.

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Percebe-se que existe um bom embasamento técnico na literatura sobre o dimensionamento de blocos sobre estacas, e, como focado no presente trabalho, no Método de Bielas e Tirantes e os modelos propostos pelos diversos autores para a utilização do método. Os modelos

desenvolvidos apresentam soluções que podem ser mais conservadores ou precisas, que devem ser adotadas de acordo com a análise realizada pelo engenheiro projetista.

Os blocos sobre estacas de concreto são os modelos mais amplamente estudados na literatura técnica, apresentando informações pertinentes, com desenvolvimentos teóricos analíticos aprofundados respaldados em diversos ensaios experimentais, que validam os modelos propostos. Assim, percebe-se que a utilização do Método de Bielas e Tirantes para blocos sobre estacas de concreto conduziram a resultados satisfatórios e seguros, aproveitando as características dos blocos de maneira eficiente.

Quanto aos blocos sobre estacas em perfis metálicos, a literatura é escassa, porém os modelos propostos para blocos sobre estacas de concreto podem ser expandidos para estacas metálicas quando realizadas adaptações, como as propostas por Mendonça e Horowitz (2017) e analisadas por Tomaz (2018), pois a analogia de treliça do método pode ser adaptada conforme a necessidade.

No que se refere ao dimensionamento conforme as referências normativas, é importante conhecer as diretrizes de cada norma analisada, pois cada norma apresenta seus valores limites a serem adotados, além de não apresentarem preferência para qual método e modelo a ser utilizado. Dessa forma, de acordo com a recomendação normativa adotada, os métodos e modelos a serem utilizados devem garantir a segurança estrutural e a eficiência dos blocos sobre estacas.

Notou-se pela análise dos estudos dos blocos sobre estacas que, quando adotado o Método de Bielas e Tirantes, o comportamento dos blocos pode ser seguramente analisado, compreendendo os modos de falha aos quais os blocos podem ser sujeitos (conforme apresentado principalmente falhas por fendilhamento da biela, flexão e punção), além das tensões atuantes e deformações nos elementos componentes.

No entanto, embora os estudos apresentem um bom entendimento do funcionamento dos blocos sobre estacas, alguns pontos podem ser mais bem explanados, como por exemplo:

- Quais os valores máximos admitidos para as tensões limites nas zonas nodais apresentam um dimensionamento mais eficiente, pois valores propostos por autores e normas são bastantes distintos entre si, embora todos garantam a segurança estrutural;
- Diversos autores verificaram que as tensões atuantes e as deformações nas armaduras de tração dos tirantes não são uniformes por todo o comprimento, apresentando valores que vão reduzindo à medida que se aproxima das estacas. Entende-se que essa redução próxima às estacas se deve à ação das tensões nas bielas comprimidas, no entanto não se sabe até que ponto estas tensões das bielas influenciam na armadura de tração nem vice-versa;
- Conforme apresentado por Delalibera (2006), as dimensões da biela não são exatamente conforme propostas por modelos mais consagrados na literatura, como o de Blévo e Frémy (1967). Assim, o formato e as dimensões das bielas de compressão ainda não são uma informação afirmativamente precisa.

Com base no estudo dos autores apresentados, além das normativas existentes, realizou-se um estudo comparativo entre os resultados de Blévo e Frémy (1967) e alguns limites de tensões adotados pela literatura e por normas técnicas, para analisar a aproximação desses limites com os ensaios experimentais. Com as análises do estudo foi realizado um artigo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. O estudo realizado é apresentado

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão apresentadas as etapas do programa experimental, discutindo-se o dimensionamento e detalhamento dos blocos ensaiados, detalhes construtivos dos modelos, a instrumentação utilizada nos ensaios e as configurações gerais dos ensaios.

Para o programa experimental foi analisado basicamente como a distribuição das armaduras principais de tração dos blocos influencia no comportamento dos blocos. Para isso, foram feitos quatro blocos em escala real, variando como o posicionamento das barras de aço sobre os apoios nas estacas e o detalhamento das armaduras, conforme apresentado a seguir:

- a) Bloco 1 - B20L: bloco com armaduras de 20 mm de diâmetro posicionadas lateralmente à cabeça das estacas;
- b) Bloco 2 – B20S: bloco com armaduras de 20 mm de diâmetro posicionadas apoiando-se sobre a cabeça das estacas;
- c) Bloco 3 – B16-12,5L: bloco com armaduras de 16 e 12,5 mm de diâmetro posicionadas lateralmente à cabeça das estacas;
- d) Bloco 4 – B16-12,5S: bloco com armaduras de 16 e 12,5 mm de diâmetro posicionadas apoiando-se sobre a cabeça das estacas.

3.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

O modelo de referência adotado para os ensaios foi baseado nos modelos ensaiados previamente por Gonçalves (2020), que adaptou seus modelos com base nos estudos realizados por Delalibera e Giongo (2008) e Tomaz (2018).

Para o dimensionamento dos blocos ensaiados foram seguidas as recomendações normativas apresentadas pela ABNT NBR 6118 (2014) e empregado o modelo de bielas e tirantes de Blévyot e Frémy (1967), conforme apresentado na Figura 3. As considerações iniciais para o dimensionamento foram: concreto com resistência à compressão de 25 MPa, armadura de aço CA-50, cobrimento da armadura de 25 mm e ângulo de inclinação da biela em relação à

horizontal (Θ) de 45°. Tais valores de resistência foram adotados de acordo com a capacidade portante do pórtico de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia e demais parâmetros adotados de acordo com valores usuais para blocos sobre duas estacas em escala real.

Como o objetivo do trabalho é analisar as tensões e o comportamento dos blocos, as armaduras principais de tração dos blocos foram calculadas para que não atingissem o limite de escoamento. Com base nos ensaios de Tomaz (2018) e Gonçalves (2020) e conhecendo-se a instrumentação do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, pôde-se determinar a armadura necessária para que a força aplicada durante o ensaio não escoasse as barras da armadura.

Conforme apresentado por Tomaz (2018) e Gonçalves (2020), o embutimento das estacas no bloco foi de 10 cm. Considerando-se a altura da estaca como o diâmetro equivalente da seção transversal, adotou-se um distanciamento de 45 cm entre as estacas, resultando em uma distância entre eixos de 60 cm. A largura do bloco foi adotada conforme Gonçalves (2020) com o valor de 20 cm e sua altura foi de 35 cm.

Como se trata de um ensaio experimental, é importante ressaltar que os coeficientes de segurança que são utilizados para o dimensionamento e cálculo de blocos foram desconsiderados, uma vez que o objetivo do ensaio é que o comportamento do bloco nos cálculos seja reproduzido experimentalmente, retirando ponderações de cálculo referentes à fluência do concreto e ao efeito Rüsçh, por exemplo.

3.2.1 Dimensionamento da armadura principal

Como já citado, para que se analise o comportamento dos blocos, é necessário garantir que a armadura principal de tração não atinja o limite de escoamento. Com base nos estudos de Tomaz (2018) e Gonçalves (2020), foram adotados dois detalhamentos de armadura: dois blocos com 2 barras de 20 mm e dois blocos com 2 barras de 12,5 mm e e 2 barras de 16 mm. Esses detalhamentos proporcionam áreas de armaduras próximas.

Com o detalhamento foi verificado se a adoção desses detalhamentos apresenta um dimensionamento que garanta a hipótese de não escoamento das armaduras, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensionamento das armaduras principais de tração

Detalhamento	A_s (cm²)	R_{est} (kN)	R_{st} (kN)	F_u (kN)
2 barras de 20 mm	6,28	314	314	628
2 barras de 12,5 mm e 2 barras de 16 mm	6,18	309	309	618

Fonte: Autor.

A ancoragem da armadura principal de tração foi garantida de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), adotando-se ancoragem por aderência sem gancho, e, para isso, foi utilizado um comprimento adicional reto. Este comprimento adicional é medido a partir das faces internas dos perfis metálicos das estacas, conforme apresentado na norma.

O comprimento de ancoragem necessário foi calculado para os dois tipos de detalhamento e fora adotado o mesmo valor para ambos, para garantir que a geometria dos blocos seja a mesma. Dessa forma, encontrou-se um comprimento de ancoragem de 49,5 cm para garantir a ancoragem por aderência da armadura principal de tração.

3.2.2 *Dimensionamento do pilar*

O pilar foi dimensionado conforme as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), considerando-se todos os coeficientes ponderadores, com o intuito de evitar a ruína do pilar antes da ruína do bloco.

A seção transversal do pilar foi adotada como quadrada de dimensão 20 × 20 cm e com altura de 40 cm, determinada para que fosse adequada para dissipar as tensões da seção transversal para o bloco e que o pilar fosse considerado curto, podendo assim desprezar os efeitos de segunda ordem.

Assim, utilizou-se as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) para assegurar que o índice de esbeltez do pilar fosse menor que o valor mínimo do índice de esbeltez de referência, desconsiderando-se, assim, os efeitos de segunda ordem. A força normal aplicada no pilar

considerada para dimensionamento foi a maior carga entre os dois detalhamentos das armaduras, adotada então a carga de 628 kN.

A ABNT NBR 6118 (2014) exige que seja considerado no dimensionamento do pilar a atuação de um momento mínimo, calculado conforme a Equação 26, onde N_d é a força normal de cálculo em kN; h_p é a dimensão da seção transversal do pilar em cm

$$M_{1d,min} = N_d \times (1,5 + 0,03 \times h_{1d,min}) \quad (26)$$

Com os valores da força normal aplicada e do momento mínimo considerado, pode-se utilizar as Equações 27, 28 e 29, que são utilizadas para determinar os parâmetros de entrada que servirão para encontrar o valor da taxa mecânica de aço (ω), onde: d' é a distância entre o eixo de uma barra e a face do pilar; h é a dimensão o pilar no sentido de d' ; F_d é a força normal de cálculo aplicada ao pilar; A_c é a área da seção transversal do pilar; f_{cd} é a resistência à compressão do concreto; f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço.

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad (27)$$

$$v = \frac{F_d}{A_c \times f_{cd}} \quad (28)$$

$$\mu = \frac{M_{1d,min}}{A_c \times h \times f_{cd}} \quad (29)$$

Com esses parâmetros calculados, encontra-se o valor da taxa mecânica de aço (ω), por meio da utilização dos ábacos de Araújo (2014), e por fim calculando a armadura necessária por meio da Equação 30.

$$A_{s,calc} = \omega \times A_p \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (30)$$

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura mínima do pilar ($A_{s,min}$) deve ser o maior valor entre $0,15 \times N \times f_{yd}$ e 0,4% da área da seção transversal do pilar, e a armadura máxima não pode ultrapassar 8% da área da seção transversal do pilar.

Com base em todo equacionamento apresentado, foi possível determinar os parâmetros de entrada e a taxa mecânica de aço, conforme apresentado na Tabela 4, e por fim determinar as armaduras de aço, conforme a Tabela 5, resultando em um detalhamento de 8 barras de 10 mm no pilar.

Tabela 4 – Parâmetros de entrada para o cálculo da armadura do pilar

N_d (kN)	M_{1d,min} (kNcm)	δ (adimensional)	v (adimensional)	μ (adimensional)	ω (adimensional)
879,2	1846,32	0,15	0,5495	0,057698	0,05

Fonte: Autor.

Tabela 5 – Dimensionamento do pilar

A_{s,min} (cm²)	A_{s,máx} (cm²)	A_{s,calc} (cm²)	A_{s,ef} (cm²)
3,03	32	1,84	6,28

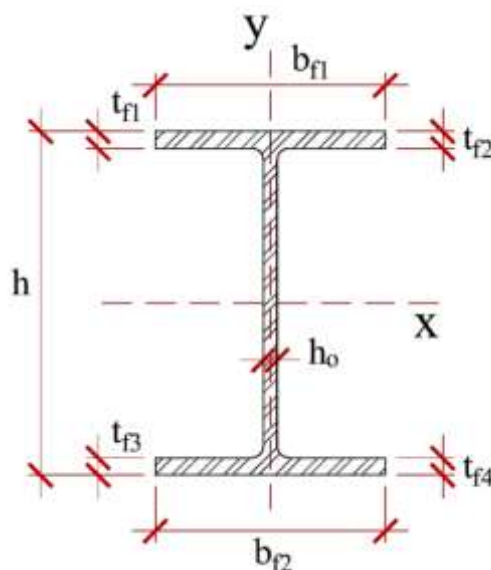
Fonte: Autor.

A armadura transversal do pilar é composta por estribos de 6,3 mm espaçados a cada 2,5 cm, sendo detalhado juntamente uma armadura de fretagem, responsável por absorver as elevadas tensões no topo do pilar em virtude da aplicação da carga no pilar. Estas armaduras foram detalhadas em toda altura do pilar até o bloco.

3.3 PROPRIEDADES DOS PERFIS METÁLICOS

Os perfis metálicos I utilizados nas estacas dos ensaios foram fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Da peça foram cortados 8 perfis com 40 cm de comprimento. As dimensões da seção transversal dos perfis estão apresentadas na Tabela 6, cujas dimensões são apresentadas de acordo com a nomenclatura apresentada na Figura 13. Todas as medidas foram aferidas por meio da utilização de um paquímetro, onde os valores apresentados representam a média de 3 medidas feitas.

Figura 13 – Seção transversal do perfil metálico



Fonte: Gonçalves (2020).

Tabela 6 – Medidas da seção transversal dos perfis metálicos utilizados

Perfil	t_{f1} (mm)	t_{f2} (mm)	t_{f3} (mm)	t_{f4} (mm)	b_{f1} (mm)	b_{f2} (mm)	h (mm)	h_0 (mm)
1	7,65	7,57	7,52	7,61	100,08	101,04	152,78	5,99
2	7,6	7,65	7,92	7,75	101,01	101,14	152,83	6,04
3	7,67	7,58	7,22	7,4	101,01	100,33	152,82	6,02
4	7,95	7,8	7,76	7,7	101,08	100,31	153,21	6,05
5	7,67	7,41	7,44	7,37	100,64	100,84	153,08	6,06
6	7,96	7,67	7,78	7,5	100,35	100,83	153,85	6,04
7	7,74	7,52	7,56	7,32	101,1	101,04	153,39	5,99
8	7,83	7,77	7,88	7,75	100,02	100,79	1539,9 3	6,07
Valores médios	7,76	7,62	7,64	7,55	100,66	100,79	326,49	6,03

Fonte: Autor.

As propriedades geométricas da seção transversal dos perfis metálicos foram calculadas conforme apresentadas na Tabela 7, onde I_{x0} é o momento de inércia relativo ao eixo centroidal x em cm^4 e I_{y0} é o momento de inércia relativo ao eixo centroidal y em cm^4 . O chanfro existente

entre as abas da mesa e a alma dos perfis foi considerado como um triângulo retângulo de catetos iguais a 1 cm.

Tabela 7 – Propriedades geométricas dos perfis metálicos

Perfil	Área (cm ²)	I _{x0} (cm ⁴)	I _{y0} (cm ⁴)
1	23,50	935,02	128,84
2	23,92	953,73	133,29
3	23,34	926,36	127,26
4	24,04	962,77	133,05
5	23,43	931,80	127,58
6	23,90	964,01	131,33
7	23,52	942,87	129,91
8	24,07	971,54	131,98
Valores médios	23,72	948,49	130,40

Fonte: Autor.

Com as dimensões e as propriedades dos perfis utilizados, verificou-se que os valores encontrados estão de acordo com as características do perfil comercial W150×18,0 do Manual de Estacas Metálicas Gerdau (2018), sendo as diferenças apresentadas provenientes do processo de fabricação dos perfis.

As estacas metálicas devem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), considerando-se uma seção reduzida da estaca, devido à corrosão. Assim, pode-se calcular a capacidade de carga dos perfis de acordo com a Equação (31, onde: χ é o coeficiente relacionado à flambagem global; Q é o coeficiente relacionado à flambagem local; A_{est} é a área da seção do perfil em cm²; f_{yp} é a tensão de escoamento do perfil em kN/cm²; γ_f é o coeficiente de ponderação de resistências; e γ_m é o coeficiente de ponderação de ações permanentes.

$$F_{yp} = \frac{\chi \times Q \times A_{est} \times f_{yp}}{\gamma_f \times \gamma_m} \quad (31)$$

Utilizando-se aço com tensão de escoamento de 345 MPa, adotando-se o valor de 1 para os coeficientes de ponderação devido a ser uma análise experimental e adotando também o valor de 1 para os coeficientes correlacionados à flambagem, pois são perfis curtos, obteve-se que a

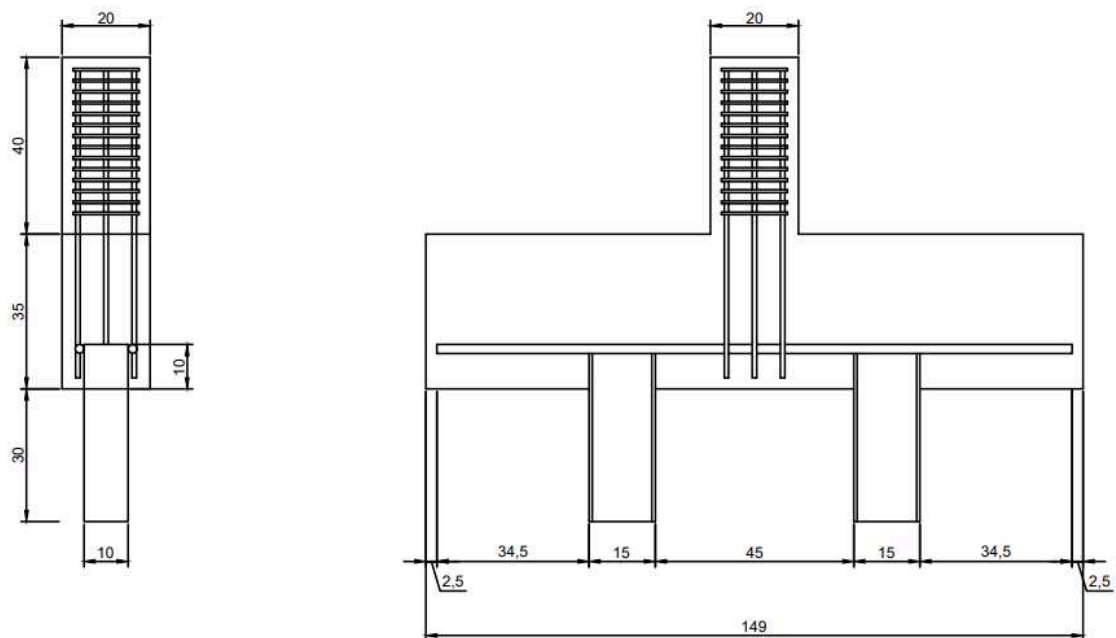
capacidade de carga média dos perfis metálicos equivale a 818,34 kN, valor que atende à força aplicada pelos equipamentos do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia e ao valor da carga a ser aplicada nos ensaios.

3.4 DETALHAMENTO DOS MODELOS

Após os dimensionamentos dos blocos e dos pilares, o detalhamento de cada modelo foi realizado. Conforme já mencionado, o presente trabalho consiste no ensaio experimental de quatro modelos com diferentes distribuições da armadura principal de tração do bloco com relação ao topo das estacas.

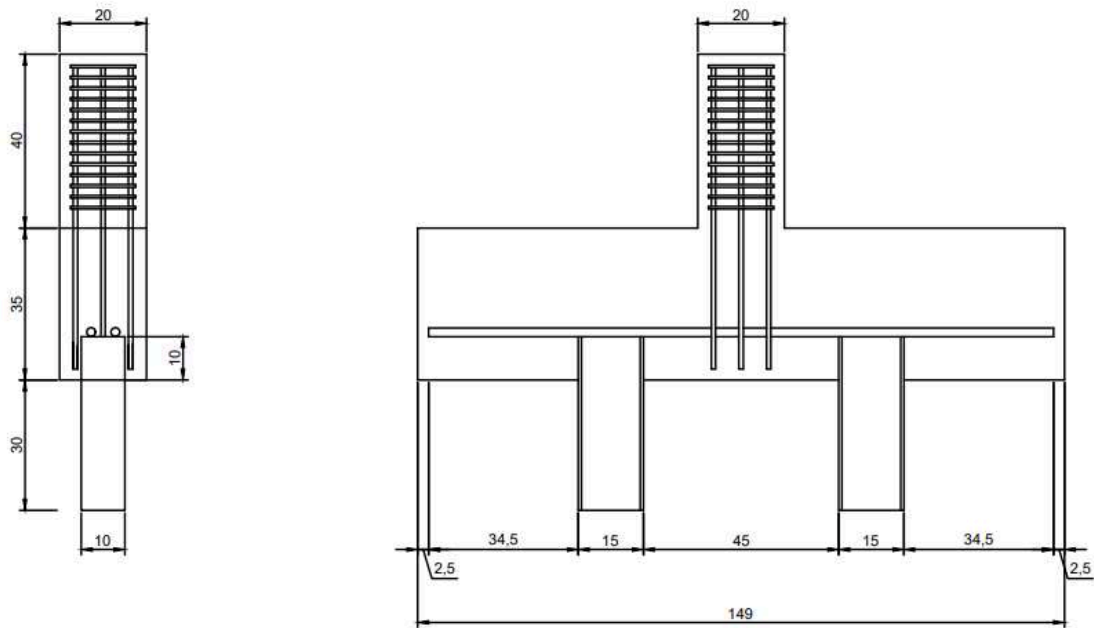
Os detalhamentos simplificados dos modelos são apresentados pelas Figuras abaixo. O Apêndice A apresenta o detalhamento completo dos quatro modelos ensaiados.

Figura 14 – Corte transversal do modelo B20L (à esquerda) e Vista do modelo B20L (à direita)



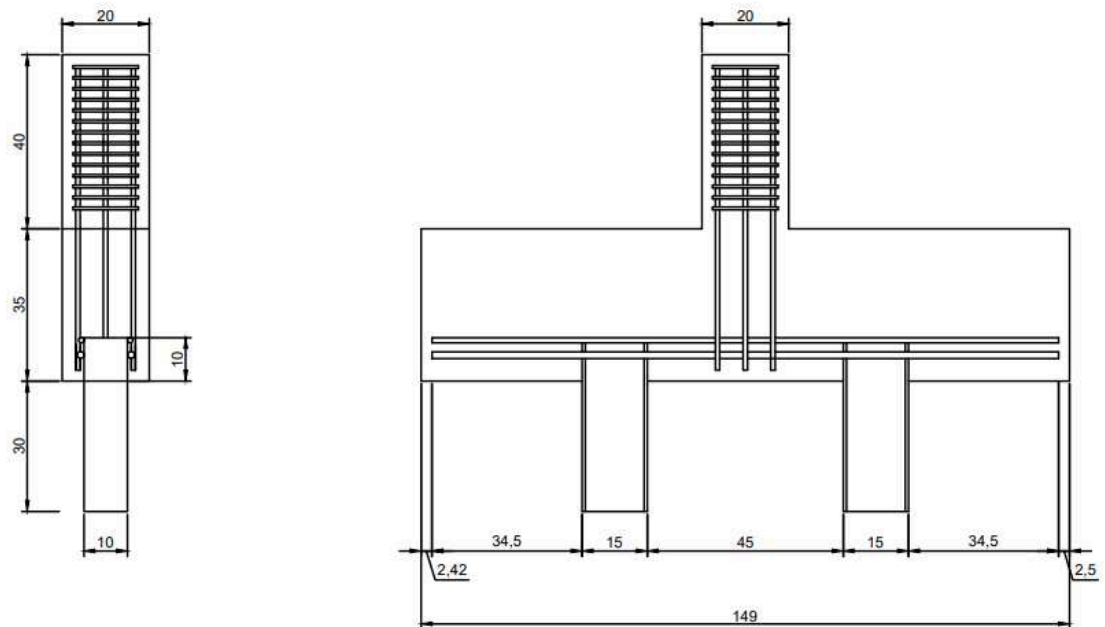
Fonte: Autor.

Figura 15 – Corte transversal do modelo B20S (à esquerda) e Vista do modelo B20S (à direita)



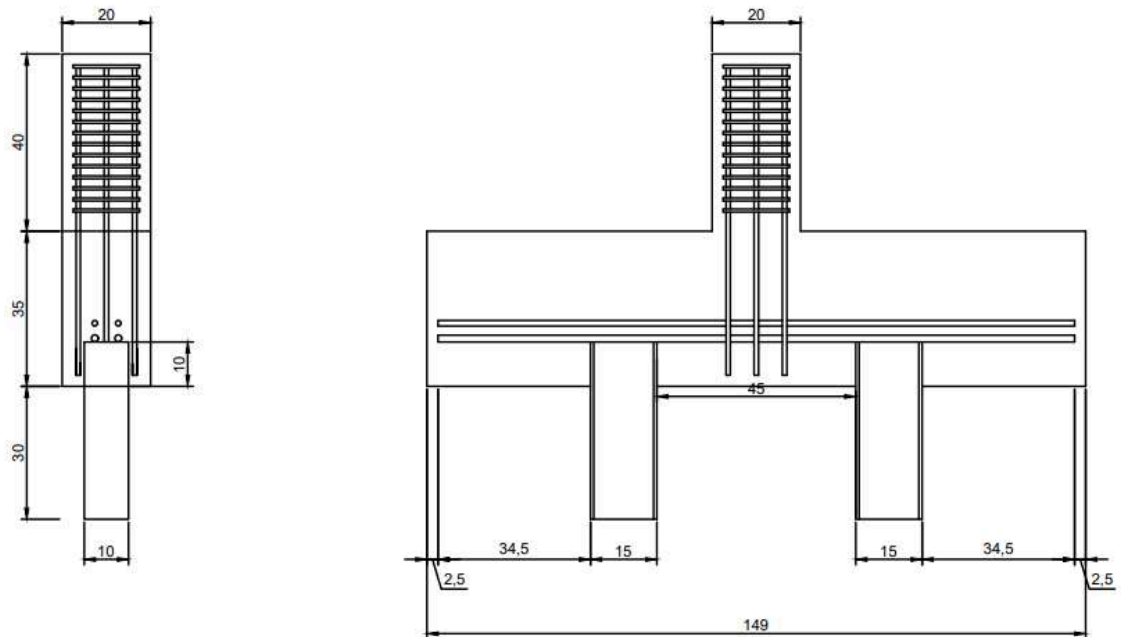
Fonte: Autor.

Figura 16 – Corte transversal do modelo B16-12,5L (à esquerda) e Vista do modelo B16-12,5L (à direita)



Fonte: Autor.

Figura 17 – Corte transversal do modelo B16-12,5S (à esquerda) e Vista do modelo B16-12,5S (à direita)



Fonte: Autor.

3.5 MONTAGEM DOS MODELOS

3.5.1 Concreto utilizado

Foi utilizado nos blocos concreto do tipo usinado, com especificações de resistência à compressão de 25 MPa e *slump* de 10 ± 2 cm. O volume total de concreto nos blocos foi de 0,417 m³ e o traço do concreto não foi informado.

Embora os pilares dos modelos tenham sido dimensionados com concreto de resistência de 40 MPa, devido a imprevistos os pilares foram concretados com o mesmo concreto dos blocos. A armadura detalhada foi verificada, notando-se que, com a utilização dos coeficientes ponderados, o valor da armadura de aço necessária foi ligeiramente superior à armadura efetiva, conforme apresentado na Tabela 8 e verificado na Tabela 9.

Tabela 8 – Verificação dos parâmetros de entrada para o cálculo da armadura do pilar com concreto C25

N_d (kN)	M_{1d,min} (kNcm)	δ (adimensional)	v (adimensional)	μ (adimensional)	ω (adimensional)
879,2	1846,32	0,15	0,8792	0,092316	0,29

Fonte: Autor.

Tabela 9 – Verificação do dimensionamento do pilar com concreto C25

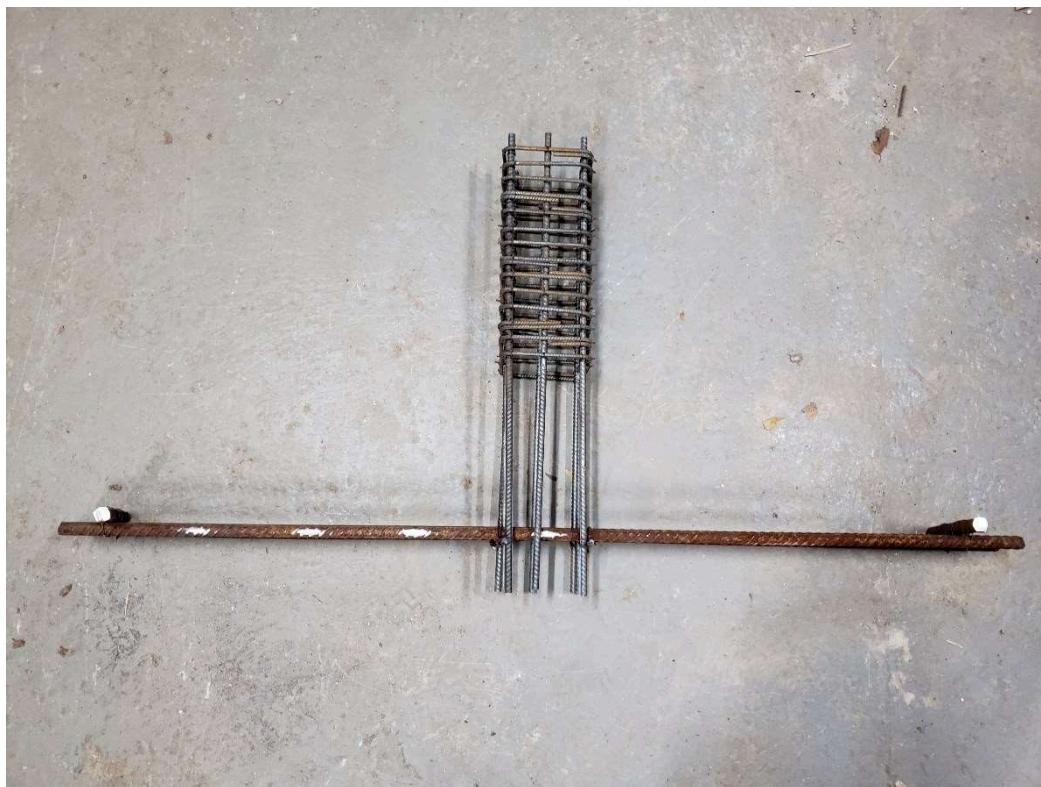
A_{s,min} (cm²)	A_{s,máx} (cm²)	A_{s,calc} (cm²)	A_{s,ef} (cm²)
3,03	32	6,67	6,28

Fonte: Autor.

3.5.2 Execução dos blocos

A execução dos blocos foi feita na Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Os pilares foram armados conforme o dimensionamento realizado, e logo após foi realizada a amarração da armadura de cada pilar com as armaduras de cada bloco, conforme exemplificado pela Figura 18. Os extensômetros, que posteriormente serão descritos, foram soldados em uma das barras da armadura principal de tração em cada bloco.

Figura 18 – Detalhamento da armadura do modelo B20S



Fonte: Autor.

Após isso, foram construídas as fôrmas dos blocos com madeira compensada plastificada de espessura igual a 20 mm. As estacas foram posicionadas garantindo que o embutimento previsto de 10 cm seja atendido. A Figura 19 apresenta as fôrmas dos modelos B20L, B20S, B16-12,5L e B16-12,5S.

Figura 19 – Fôrmas dos modelos: (a) B20L; (b) B20S; (c) B16-12,5L; (d) B16-12,5S

(a)



(b)



(c)



(d)



Fonte: Autor.

Após o posicionamento das estacas e das armaduras do modelo dentro da fôrma, foi feita a moldagem dos blocos e dos pilares com o uso de vibradores manuais, para garantir a uniformidade da massa de concreto pelo bloco. Foram posicionadas duas alças de barras dobradas na parte superior de cada bloco, destinadas a auxiliar no transporte e no travamento dos modelos no sistema de ensaio. Foi realizado o processo de cura dos modelos com a aspersão de água durante 7 dias, utilizando-se uma lona plástica para proteção das faces expostas. As Figuras apresentam, respectivamente, os modelos B20L, B20S, B16-12,5L e B16-12,5S, após a retirada das fôrmas que foi feita após 15 dias da concretagem.

Figura 20 – Modelo B20L



Fonte: Autor.

Figura 21 – Modelo B20S



Fonte: Autor.

Figura 22 – Modelo B16-12,5L



Fonte: Autor.

Figura 23 – Modelo B16-12,5S



Fonte: Autor.

Foram utilizados ao total 0,481 m³ de concreto e 55,66 kg de aço. O aço utilizado foi fornecido pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia.

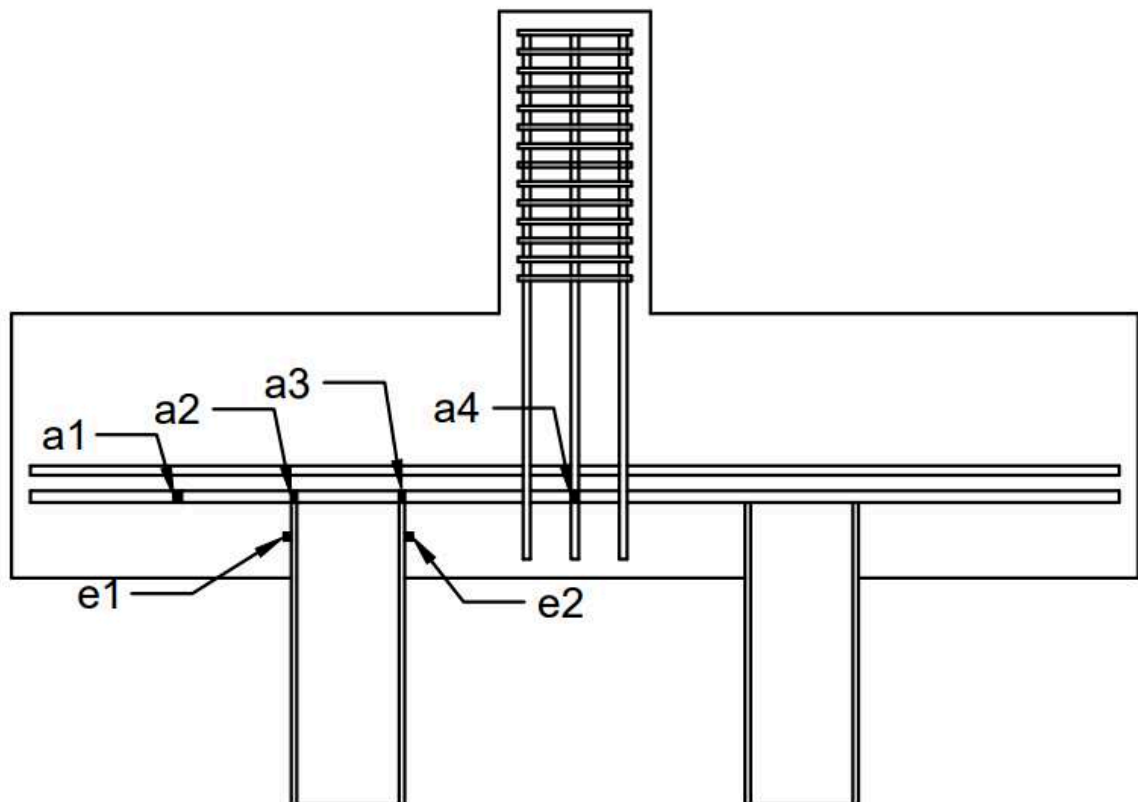
3.6 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

Com a finalidade de obter a maior quantidade de informações relacionadas ao comportamento mecânico dos modelos, empregou-se extensômetros uniaxiais elétricos de resistência com resistência igual a 120 Ohm e fator de correção variado: fator de correção 2,13 para os extensômetros nos componentes metálicos dos modelos; fator de correção 2,17 para os extensômetros no concreto do modelo B16-12,5L; 2,18 para os extensômetros do concreto do modelo B20S; 2,19 para os extensômetros do concreto dos modelos B20L e B16-12,5S.

Para analisar o comportamento da armadura principal, foram instalados extensômetros em quatro locais diferentes: um extensômetro a 20 cm do final da ancoragem (a1); um em cada ponto em que a armadura encontra as abas do perfil (a2 e a3) e um no meio da armadura (a4).

Nos modelos que possuem duas camadas de barras, os extensômetros foram instalados na barra de diâmetro de 16 mm. Nos perfis metálicos foram instalados um extensômetro em cada aba (e1 e e2), a 5 cm do topo da estaca. Levando-se em consideração a simetria dos modelos, apenas um lado de cada bloco foi instrumentado. A Figura 24 apresenta o posicionamento dos extensômetros instalados nos elementos metálicos do modelo B16-12,5S, denominados a1, a2, a3, a4, e1 e e2.

Figura 24 – Posicionamento dos extensômetros nos perfis e na armadura principal de tração



Fonte: Autor.

Assim como os elementos metálicos, a face do bloco também recebeu instrumentação com extensômetros, posicionados na face lateral do bloco, próximos aos nós da biela de compressão proposta por Blévoit e Frémy (1967). Dessa forma, foram instalados quatro extensômetros: um extensômetro no meio do bloco, 5 cm abaixo do final do pilar (c1); um extensômetro junto à projeção da face do pilar, 5 cm abaixo do final do pilar (c2); um extensômetro na posição próxima à face interna da estaca, 10 cm acima da face inferior do bloco (c3); e um extensômetro na posição próxima à face externa da estaca, 10 cm acima da face inferior do bloco (c4). Este

extensômetros foram instalados para a verificação do comportamento da biela de compressão. A Figura 25 mostra a instalação dos extensômetros em um dos modelos ensaiados.

Figura 25 – Posicionamento dos extensômetros na face lateral do bloco



Fonte: Autor.

Para a análise dos deslocamentos durante o ensaio foram empregados três transdutores de deslocamento variável linear (LVDT). O primeiro foi instalado no centro geométrico da face inferior do bloco, o segundo foi instalado no final da face inferior do bloco sobre o eixo dele e o terceiro foi instalado na face lateral do bloco a 10 cm da face inferior do bloco. Para medir a intensidade da carga aplicada durante o ensaio, foi empregada uma célula de carga posicionada no topo do pilar, onde a força é aplicada.

3.7 SISTEMA DE ENSAIO

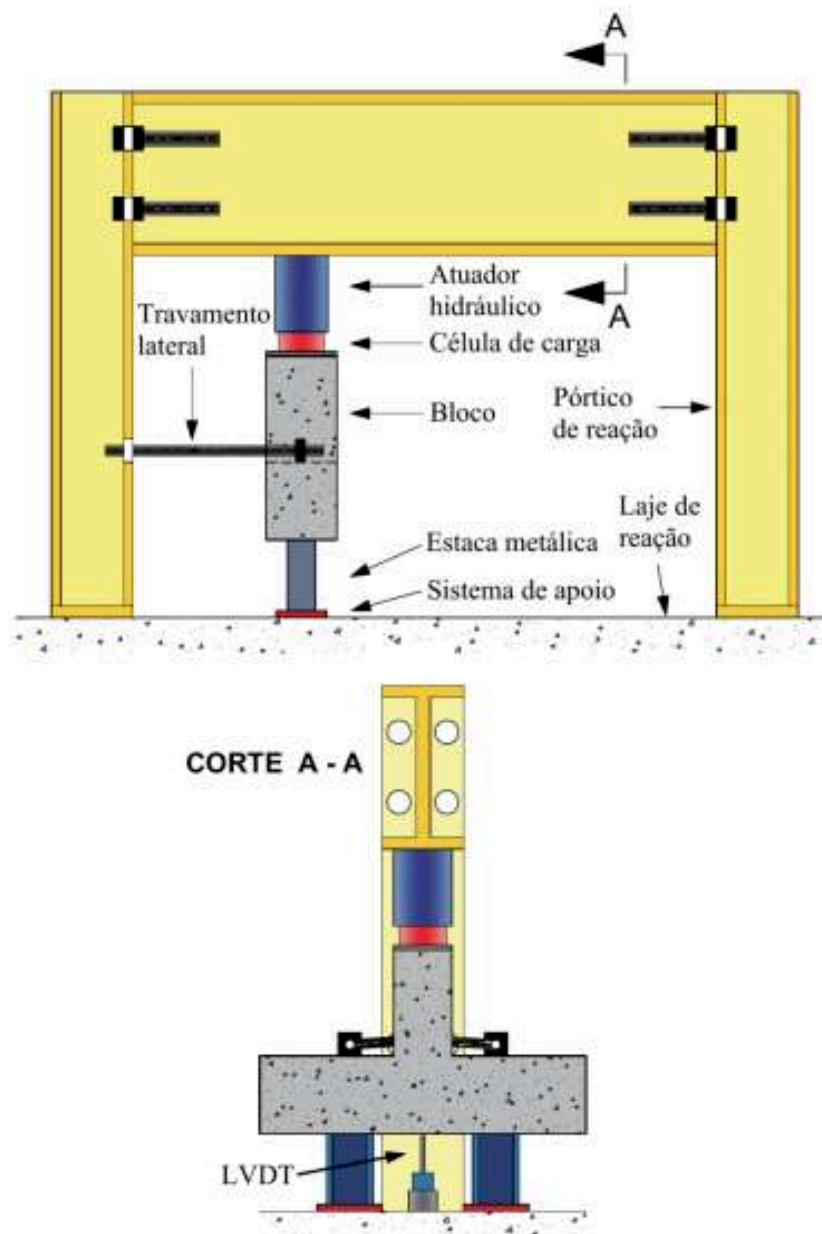
Para o ensaio, foi utilizado o esquema do sistema de ensaio desenvolvido por Tomaz (2018), utilizado também por Gonçalves (2020), onde o modelo é posicionado sob o pórtico de reação, ajustado e posteriormente travado lateralmente. Esse esquema de ensaio busca garantir a segurança durante o ensaio e assegurar que as condições de contorno previstas funcionem.

A aplicação das cargas é constituída por um mecanismo composto por um atuador hidráulico sobre uma célula de carga, posicionados no topo do pilar de forma centralizada. O travamento

lateral do modelo é garantido por duas barras rosqueadas que são afixadas nas alças de barras dobradas que foram concretadas junto ao modelo. A Figura 26 apresenta o esquema do sistema de ensaio, ilustrado por Gonçalves (2020), e a Figura 27 mostra o sistema de ensaios montado em um dos modelos.

Para o sistema de apoio foram simulados apoios fixos, sendo composto por três camadas: uma camada de neoprene, uma camada de chapa metálica espessa e uma camada de chapa metálica fina; de maneira que as tensões das estacas sejam dissipadas sem danificar a laje de reação.

Figura 26 – Esquema do sistema de ensaio



Fonte: Gonçalves (2020).

Figura 27 – Configuração do sistema de ensaio



Fonte: Autor.

A primeira etapa em cada ensaio consiste em realizar uma aplicação de uma carga para a acomodação do modelo, iniciando assim a execução do ensaio. A cada aproximadamente 5% da carga aplicada, eram verificadas em quais condições que os modelos se encontravam, observando possíveis aberturas de fissuras, deslocamentos imprevistos ou até mesmo problemas durante o ensaio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A desforma dos modelos ocorreu com 15 dias e os ensaios dos modelos começaram com 18 dias após a concretagem. Porém, a resistência do concreto utilizado já era próxima do valor de resistência de cálculo previsto, conforme poderá ser observado nos resultados dos ensaios de resistência do concreto.

4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os ensaios realizados para a determinação das propriedades mecânicas dos materiais utilizados nos modelos foram feitos de acordo com as orientações normativas existentes. Com relação ao concreto dos modelos, foram realizados ensaios para a determinação da resistência à compressão e à tração por compressão diametral, assim como a determinação do módulo de elasticidade. Com relação às barras de aço, foram determinadas a tensão de escoamento, o módulo de elasticidade e a tensão última. Os corpos de prova de concreto foram moldados, após 24h foram retirados do molde cilíndrico e colocados em condições de cura úmida até os ensaios.

4.2.1 *Aço da armadura dos blocos*

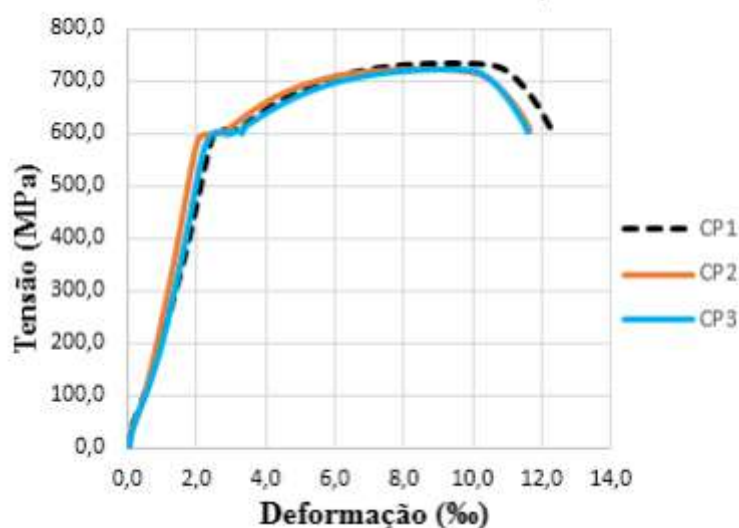
Conforme apresentados pela ABNT NBR 6892-1 (2013) para a determinação das propriedades mecânicas da armadura dos blocos, foram realizados ensaios de tração em três corpos de prova de 20 mm de diâmetro, extraídos do mesmo lote de barras de aço utilizados para armar os modelos. A Tabela 10 mostra as propriedades mecânicas das armaduras, já a Figura 28 apresenta as curvas de tensão versus deformação dos corpos de prova de aço. O módulo de elasticidade foi determinado graficamente sendo a média dos valores obtidos nos três corpos de prova.

Tabela 10 – Propriedades mecânicas da armadura do bloco

C.P.	ε_y (‰)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	$\varepsilon_{y,m}$ (‰)	$f_{y,m}$ (MPa)	$F_{u,m}$ (MPa)	$E_{s,m}$ (GPa)
1	2,72	607,2	733,7	2,45	601,5	726,6	258
2	2,17	598,0	723,4				
3	2,46	599,2	722,7				

Nota: ε_y é a deformação específica de escoamento do aço; f_y é a tensão de escoamento do aço; f_u é a tensão última do aço; $\varepsilon_{y,m}$ é a média das deformações específicas do aço; $f_{y,m}$ é a média das tensões de escoamento do aço; $f_{u,m}$ é a média das tensões últimas do aço; $E_{s,m}$ é a média dos módulos de deformação longitudinal do aço.

Fonte: Autor.

Figura 28 – Curvas de tensão *versus* deformação das barras de aço

Fonte: Autor.

4.2.2 Concreto dos modelos

Como já mencionado, o concreto utilizado nos modelos foi o mesmo tanto para os blocos quanto para os pilares, sendo assim os ensaios para a determinação das propriedades mecânicas foram únicos. Os ensaios foram realizados no primeiro dia de ensaios dos modelos, utilizando-se as instruções normativas presente na ABNT NBR 5739 (2018) e ABNT NBR 7222 (2011), contabilizando 19 dias desde a moldagem dos modelos. Cada ensaio foi realizado com três corpos de prova, conforme solicitado pelas instruções normativas.

As Tabelas abaixo apresentam os resultados de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade, respectivamente.

Tabela 11 – Resistência à compressão dos corpos de prova

C.P.	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Idade (dias)
1	21,59	24,38	19
2	25,73		
3	25,82		

Nota: f_c é resistência à compressão do concreto.

Fonte: Autor.

Tabela 12 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kgf)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)
1	9570,68	1,33	1,18
2	8754,04	1,21	
3	7127,98	0,99	

Nota: $f_{ct,sp}$ é resistência à tração por compressão diametral do concreto.

Fonte: Autor.

Tabela 13 – Módulo de elasticidade secante dos corpos de prova

C.P.	Tensão ruptura (MPa)	$E_{cs,exp}$ (GPa)	$E_{cs,m}$ (GPa)
1	24	27,9	28,4
2	22,8	28	
3	26,3	29,3	

Nota: $E_{cs,exp}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto,

Fonte: Autor.

4.3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS

Os ensaios dos modelos foram realizados durante dois dias, sendo dois blocos por dia. No primeiro dia de ensaios foram ensaiados os modelos B16-12,5S e B16-12,5L, enquanto no segundo dia foram ensaiados os modelos B20S e B20L. Em todos ensaios, os carregamentos eram feitos em estágios crescentes, aplicando-se um valor percentual da carga última, mantendo

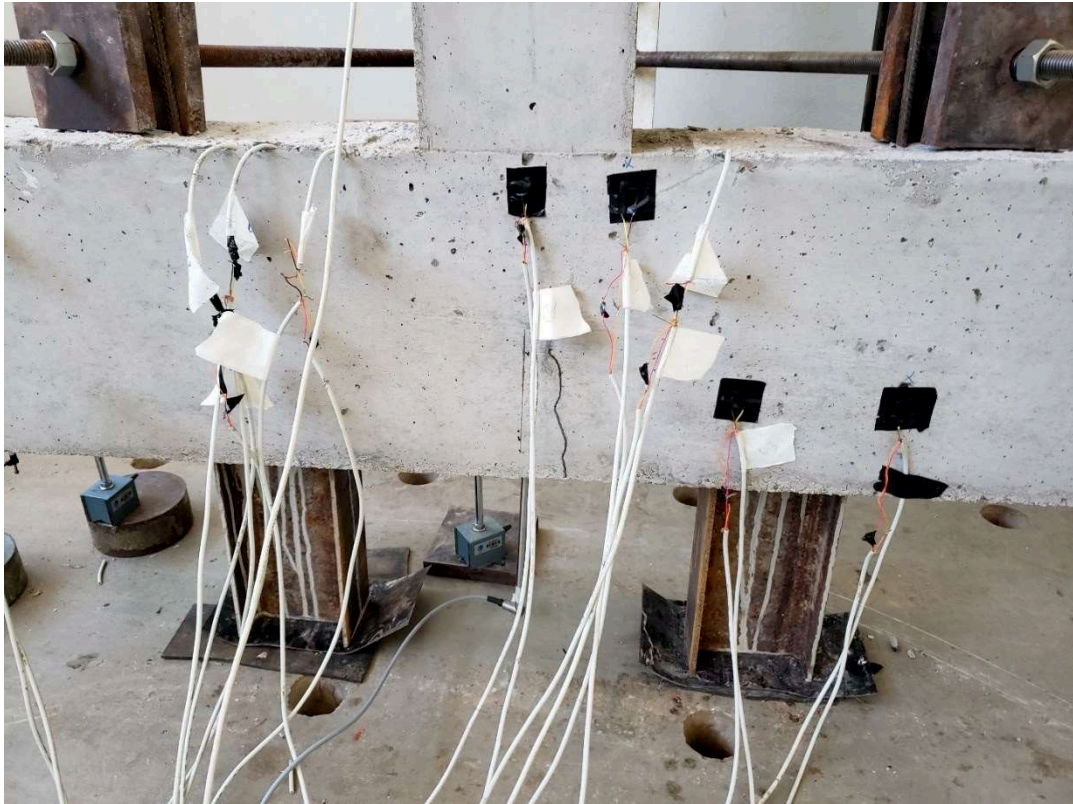
por um período a carga estática em cada estágio para que se pudessem verificar o comportamento do modelo, abertura de fissuras na medida que surgiam e/ou se propagavam, deslocamentos imprevistos e até mesmo problemas durante o ensaio.

4.3.1 Comportamento geral dos modelos

Todos os modelos ensaiados apresentaram um comportamento similar durante o carregamento. As primeiras fissuras visíveis nas faces dos blocos abriram inclinadas na direção da biela de compressão, aproximadamente na metade da altura dos blocos, e posteriormente abriram fissuras verticais no meio do vão. Conforme a carga foi aumentando, as fissuras ao longo da biela de compressão se propagaram, até se juntarem a fissuras que foram abrindo. É importante ressaltar que, como a estaca metálica, que recebe a carga aplicada no pilar, tem largura de 10 cm, menor do que a largura do bloco, de 20 cm, o fluxo de tensões principais de compressão se desenvolve majoritariamente no interior do bloco e, por isso, as fissuras visíveis apresentam parte do comportamento da biela de compressão.

A abertura das fissuras se deu de maneira progressiva nas bielas, com o bloco resistindo à carga aplicada. As Figuras abaixo apresentam as primeiras fissuras no bloco B20S. No entanto, em determinado momento o pilar apresentou fissuras e, poucas aplicações de cargas após as primeiras fissuras, acabou rompendo por esmagamento do concreto próximo do topo do pilar. Assim, em todos os modelos o ensaio foi finalizado devido à ruptura do pilar por esmagamento do concreto.

Figura 29 – Primeiras fissuras do bloco B20S na face instrumentada



Fonte: Autor.

Figura 30 – Primeiras fissuras do bloco B20S na face posterior



Fonte: Autor.

A força última de cada modelo ficou abaixo do valor esperado, devido ao fato do tempo entre a concretagem e o ensaio ser menor, consequentemente resultando em menor resistência à compressão dos concretos, além da ruptura ter acontecido no pilar. Com a ruína do pilar próximo ao topo dele, uma das possibilidades é que a ruptura ocorreu devido à diferença da armadura de fretagem adotada para o pilar previamente dimensionado para resistência à compressão de 40 MPa, mas moldado com concreto de resistência à compressão de 25 MPa. Durante a verificação do pilar para o novo valor de resistência, apenas a armadura principal de tração foi verificada, e a falta da verificação da armadura de fretamento pode ter prejudicado os resultados quanto à ruptura do ensaio.

O comportamento dos blocos, antes da ruptura dos modelos no pilar, conforme descrito anteriormente, assemelhou-se aos comportamentos verificados nos modelos ensaiados por Delalibera (2006), Tomaz (2018) e Gonçalves (2020), nos quais os modelos foram ensaiados blocos sobre duas estacas em condições semelhantes. É importante destacar que os dois últimos autores ensaiaram blocos sobre duas estacas metálicas, com modelos que possuíam embutimento da estaca no bloco e ângulo de inclinação da biela em relação à horizontal iguais aos modelos do presente estudo.

Embora as análises do comportamento dos blocos durante diversos estágios do carregamento sejam possíveis, informações relacionadas ao comportamento durante a ruptura não podem ser avaliadas devido à ruptura no pilar. Dessa forma, a análise dos resultados se baseia no comportamento dos blocos até o momento da ruína do pilar, não sendo possível, já que não ocorreu a ruptura do bloco, analisar o comportamento de cada bloco quanto à ruptura.

4.3.2 *Comportamento do bloco B16-12,5S*

O bloco B16-12,5S foi o primeiro bloco ensaiado. Para a sua montagem e travamento sob o pórtico de reação, assim como os demais, foi seguido o sistema de travamento proposto por Tomaz (2018) e utilizado também por Gonçalves (2020).

A primeira fissura visível apareceu na parte inferior junto à estaca e se estendendo até meia altura do bloco, de maneira inclinada, quando o carregamento estava em 266,51 kN. À medida que o carregamento foi aumentando, as fissuras formaram a biela ao se espalharem da face

inferior até a face superior junto ao pilar, e surgiram também fissuras na parte inferior central. A Figura 31 apresenta como as fissuras se propagaram pelo bloco.

Figura 31 – Propagação das fissuras no bloco B16-12,5S



Fonte: Autor.

A formação das fissuras ocorria conforme apresentados pelos demais estudos, com elas abrindo tanto nas bielas quanto no meio da face inferior. No entanto, como o pilar rompeu antes do rompimento do bloco, não se pôde verificar como seria a ruptura do bloco.

Com relação à ruptura do modelo, pode-se ressaltar a formação de fissuras no topo do pilar e sua ruptura por esmagamento do concreto, proveniente da distribuição da força aplicada na célula de carga, conforme notado na Figura 32. A força última observada no modelo foi de 313,30 kN, valor bem abaixo do calculado.

Figura 32 – Ruptura do bloco B16-12,5S por esmagamento do concreto no topo do pilar



Fonte: Autor.

4.3.3 Comportamento do bloco B16-12,5L

O bloco B16-12,5L foi o segundo bloco ensaiado.

A primeira fissura visível apareceu à meia altura do bloco, de maneira inclinada na direção diagonal da estaca para o pilar, quando o carregamento estava em 265,0 kN. À medida que o carregamento foi aumentando, as fissuras na biela de compressão também se espalharam da face inferior junto à estaca até a face superior junto ao pilar, e surgiram também fissuras na parte inferior central. Neste modelo, as fissuras junto à estaca se ramificaram. A Figura 33 apresenta como as fissuras se propagaram pelo bloco.

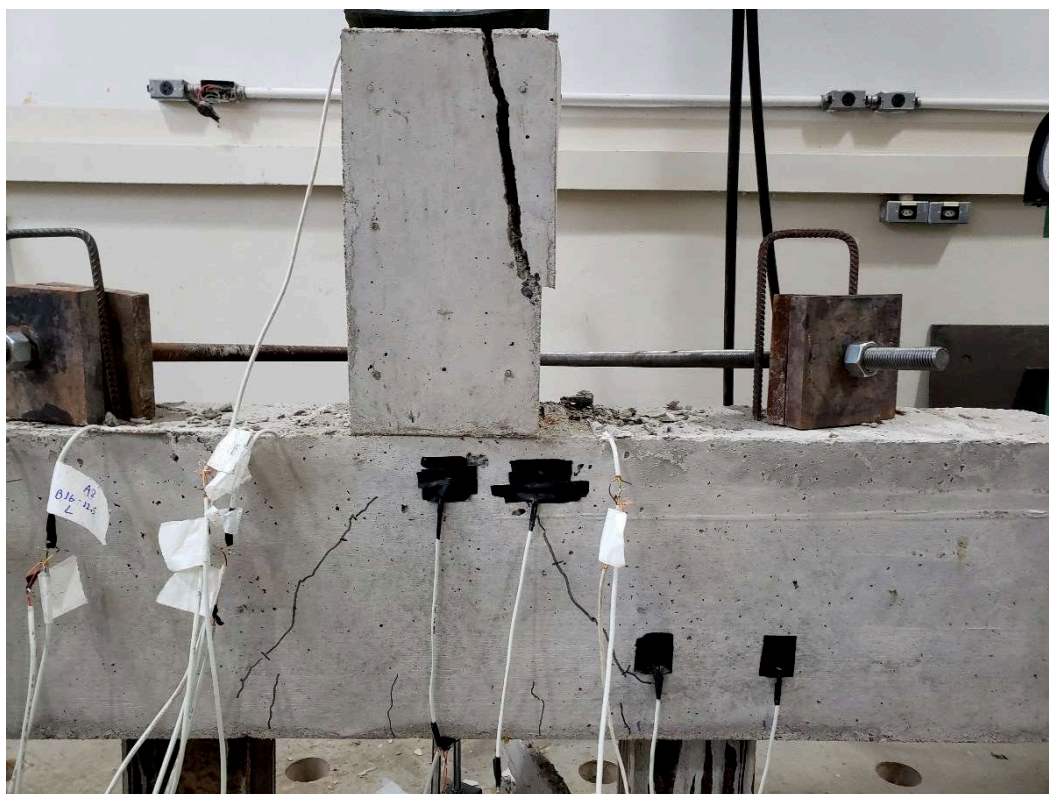
Figura 33 – Propagação das fissuras no bloco B16-12,5L



Fonte: Autor.

Com relação à ruptura do modelo, assim como no modelo anterior, pode-se ressaltar a formação de fissuras no topo do pilar e sua ruptura por esmagamento do concreto, proveniente da distribuição da força aplicada na célula de carga, conforme notado na Figura 34. A força última observada no modelo foi de 371,38 kN.

Figura 34 – Ruptura do bloco B16-12,5L por esmagamento do concreto no topo do pilar



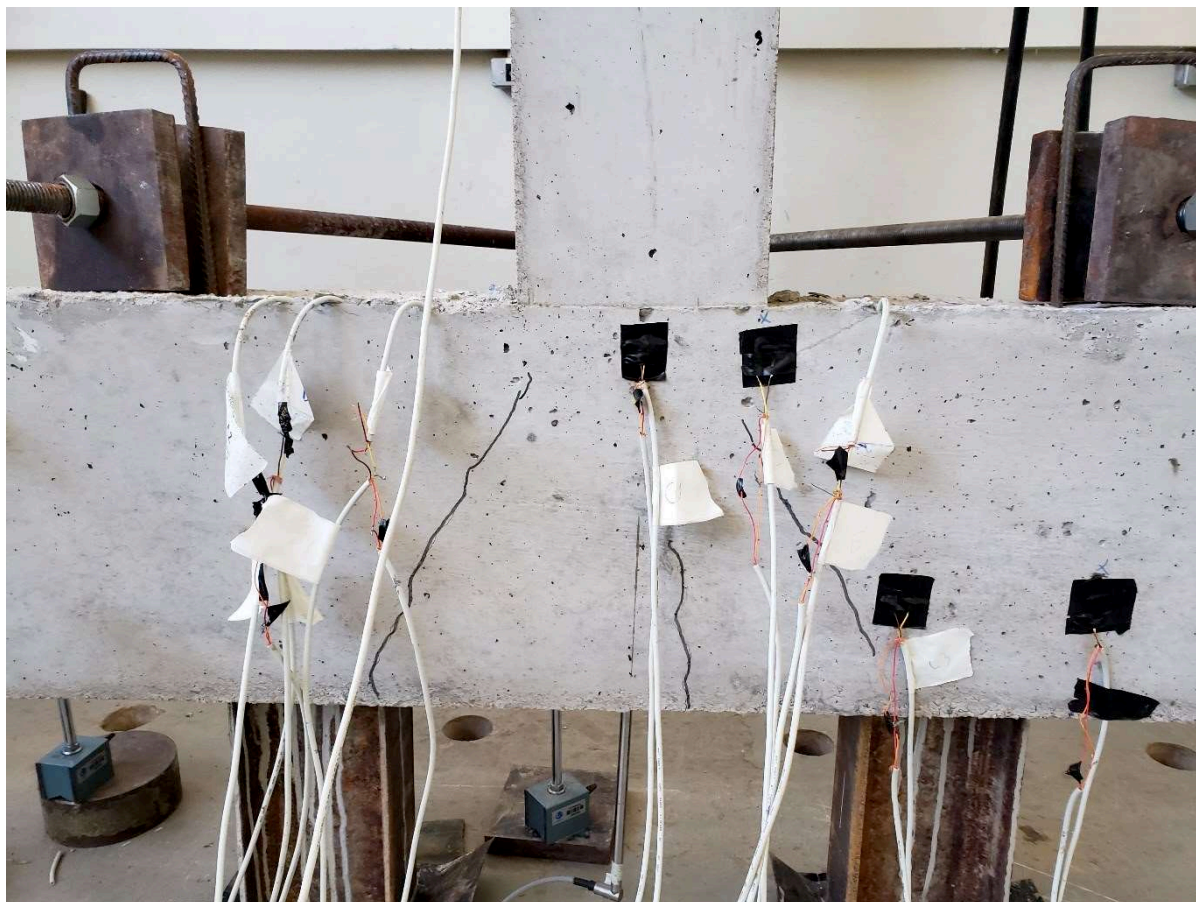
Fonte: Autor.

4.3.4 Comportamento do bloco B20S

O bloco B20S foi o terceiro bloco ensaiado.

A primeira fissura visível apareceu na parte inferior central, de maneira vertical, quando o carregamento estava em 182,32 kN. À medida que o carregamento foi aumentando, começaram a surgir fissuras na parte inferior junto à estaca que se propagaram até próximo da face superior junto ao pilar, formando a biela. A Figura 35 apresenta como as fissuras se propagaram pelo bloco.

Figura 35 – Propagação das fissuras no bloco B20S



Fonte: Autor.

Com relação à ruptura do modelo, pode-se ressaltar a formação de fissuras no topo do pilar e sua ruptura por esmagamento do concreto, proveniente da distribuição da força aplicada na célula de carga, conforme notado na Figura 36. A força última observada no modelo foi de 380,69 kN.

Figura 36 – Ruptura do bloco B20S por esmagamento do concreto no topo do pilar



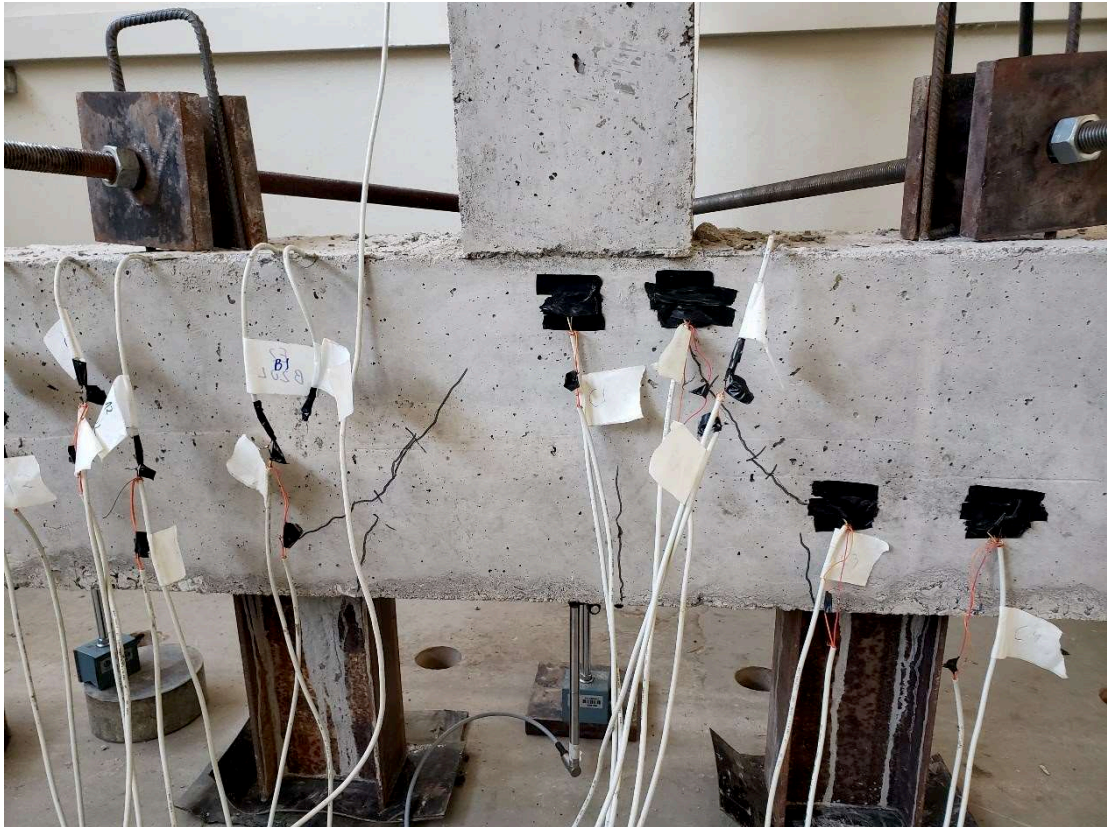
Fonte: Autor.

4.3.5 Comportamento do bloco B20L

O bloco B20L foi o segundo bloco ensaiado.

A primeira fissura visível apareceu à meia altura do bloco, de maneira inclinada na direção diagonal da estaca para o pilar, quando o carregamento estava em 206 kN. À medida que o carregamento foi aumentando, as fissuras na biela de compressão também se espalharam da face inferior junto à estaca até próximo da face superior junto ao pilar, e surgiram também fissuras na parte inferior central. Neste modelo, assim como no bloco B16-12,5L, as fissuras junto à estaca se ramificaram. A Figura 37 apresenta como as fissuras se propagaram pelo bloco.

Figura 37 – Propagação das fissuras no bloco B20L



Fonte: Autor.

Com relação à ruptura do modelo, assim como no modelo anterior, pode-se ressaltar a formação de fissuras no topo do pilar e sua ruptura por esmagamento do concreto, proveniente da distribuição da força aplicada na célula de carga, conforme notado na Figura 38. A força última observada no modelo foi de 345,35 kN.

Figura 38 – Ruptura do bloco B20L por esmagamento do concreto no topo do pilar



Fonte: Autor.

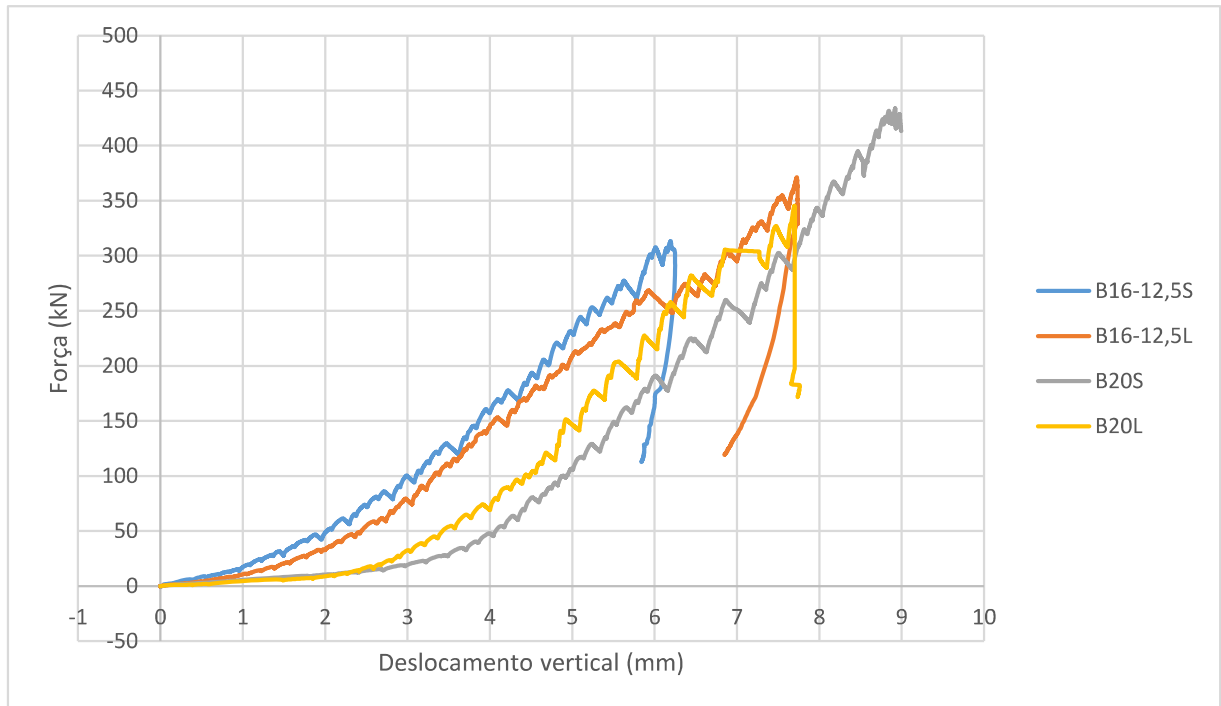
4.4 INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DA ARMADURA

Conforme já apresentado, a propagação das fissuras nos blocos com a armadura posicionada lateralmente à estaca apresentou ramificações. Esse comportamento pode estar relacionado com o posicionamento da armadura, que altera levemente o fluxo de tensão, causando as ramificações da armadura.

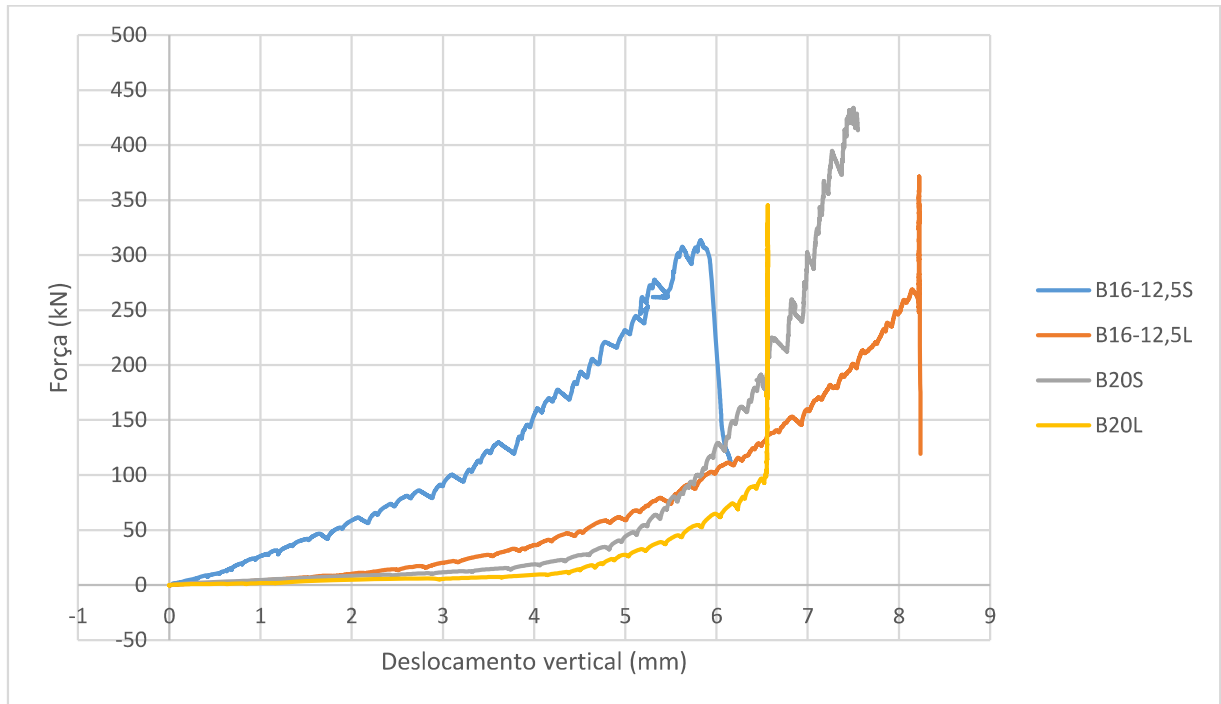
Outro ponto em que é possível notar a influência da posição da armadura se refere aos deslocamentos dos modelos. As Figuras abaixo apresentam os diagramas força *versus*

deslocamento dos transdutores utilizados, onde o valor positivo representa nos transdutores instalados na face inferior, deslocamento de cima para baixo, enquanto no transdutor instalado na lateral representa deslocamento horizontal se afastando do pilar.

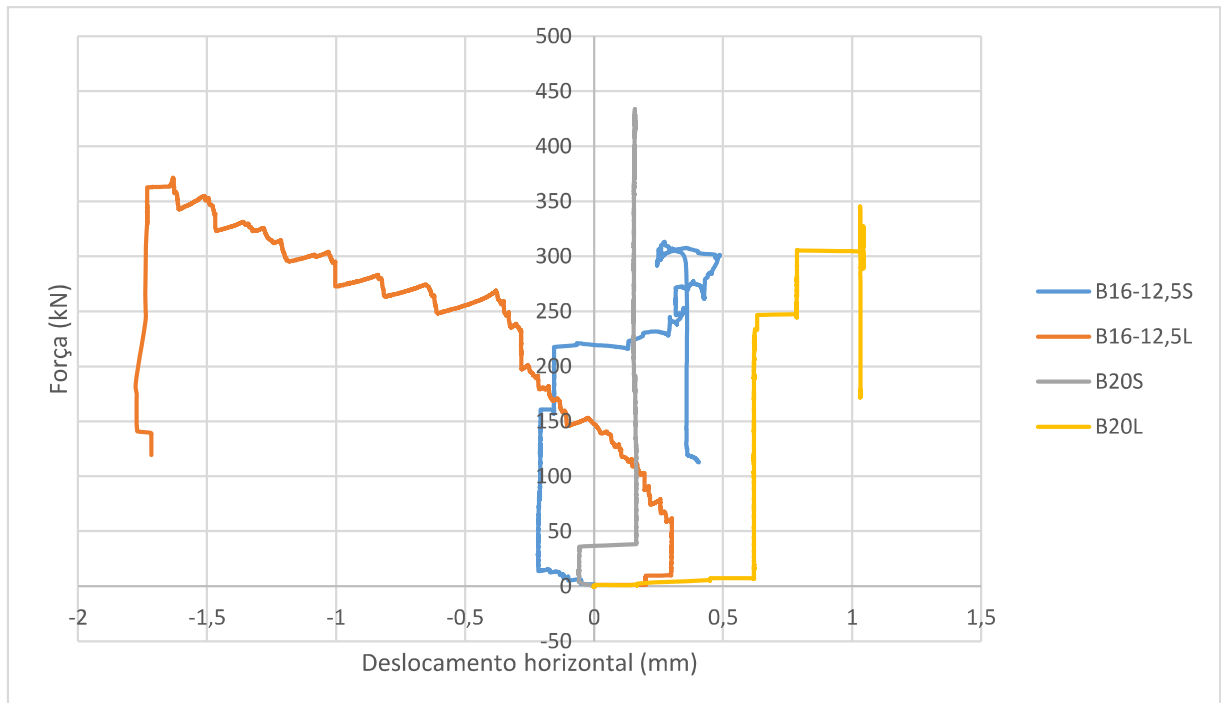
Figura 39 – Diagrama força *versus* deslocamento no transdutor do meio do vão



Fonte: Autor.

Figura 40 – Diagrama força *versus* deslocamento no transdutor do canto na face inferior

Fonte: Autor.

Figura 41 – Diagrama força *versus* deslocamento no transdutor lateral

Fonte: Autor.

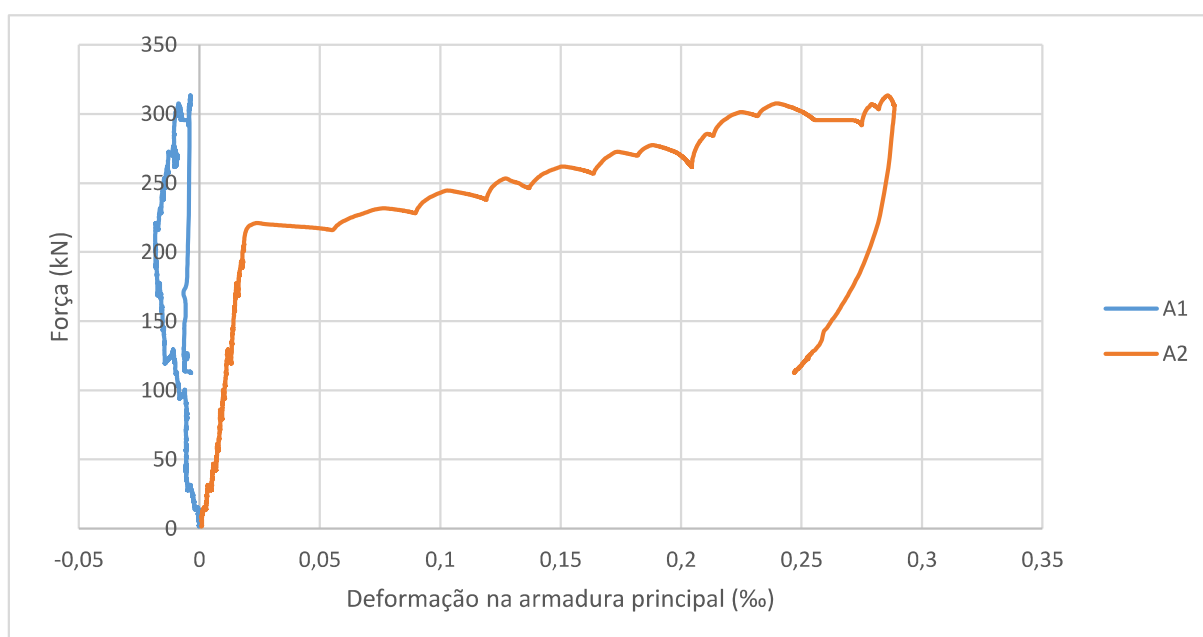
Conforme apresentado na Figuras acima, pode-se verificar que os modelos B16-12,5S e B20S apresentaram maior rigidez que os modelos com a armadura posicionada lateralmente à estaca, com valores menores tanto para os deslocamentos verticais na face inferior dos blocos quanto para o deslocamento horizontal na face lateral do bloco.

4.5 EXTENSÔMETROS DA ARMADURA PRINCIPAL E DO PERFIL METÁLICO

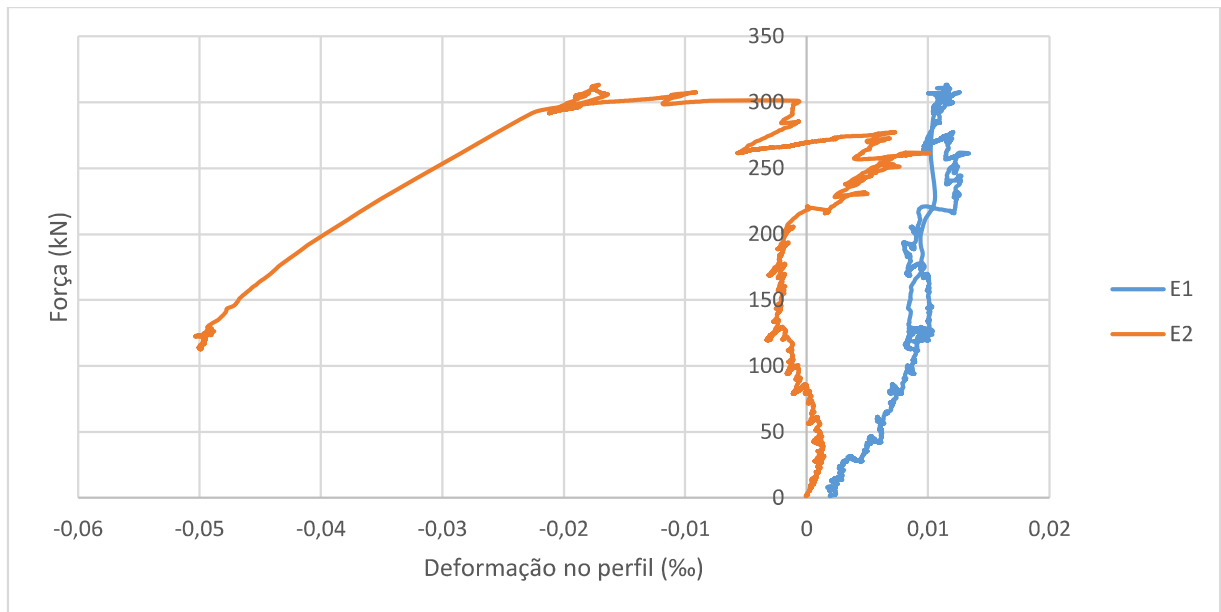
Conforme já mencionado, cada modelo foi instrumentado com quatro extensômetros na armadura principal de tração e dois extensômetros na estaca metálica. Durante o ensaio, cinco extensômetros das armaduras apresentaram problemas, sendo eles: extensômetros a3 e a4 do bloco B16-12,5S; extensômetros a3 e a4 do bloco B16-12,5L; e extensômetro a3 do bloco B20L. Quatro extensômetros das estacas metálicas também apresentaram problemas, sendo eles: os dois extensômetros do bloco B16-12,5L e os dois extensômetros do bloco B20S.

As Figuras abaixo apresentam os diagramas de força *versus* deformação para os modelos ensaiados, onde os valores positivos representam deformações de tração e os valores negativos representam deformações de compressão. Com esses diagramas, algumas análises podem ser feitas sobre o comportamento das armaduras e das estacas metálicas nos modelos.

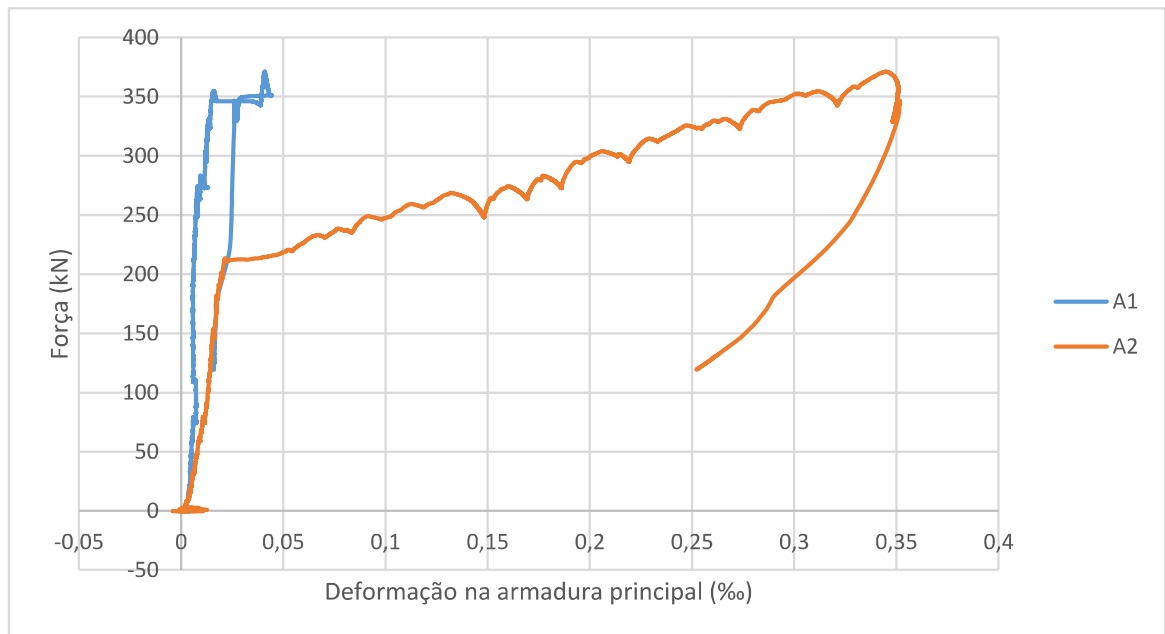
Figura 42 – Diagramas de força *versus* deformação da armadura do bloco B16-12,5S



Fonte: Autor

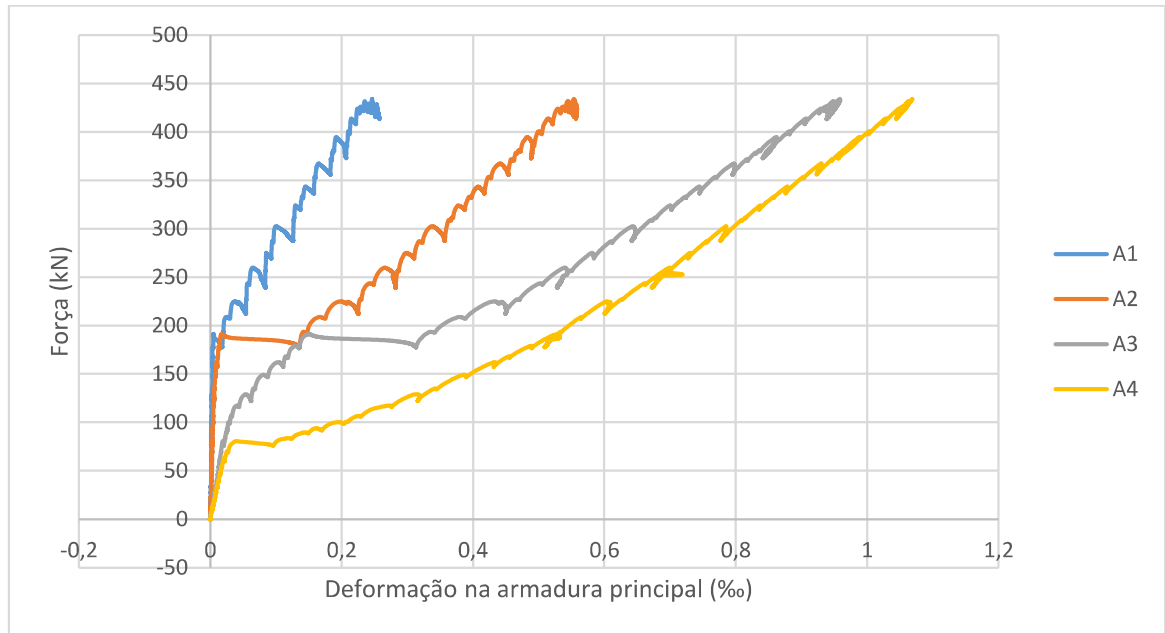
Figura 43 – Diagramas de força *versus* deformação dos perfis metálicos do bloco B16-12,5S

Fonte: Autor.

Figura 44 – Diagramas de força *versus* deformação da armadura do bloco B16-12,5L

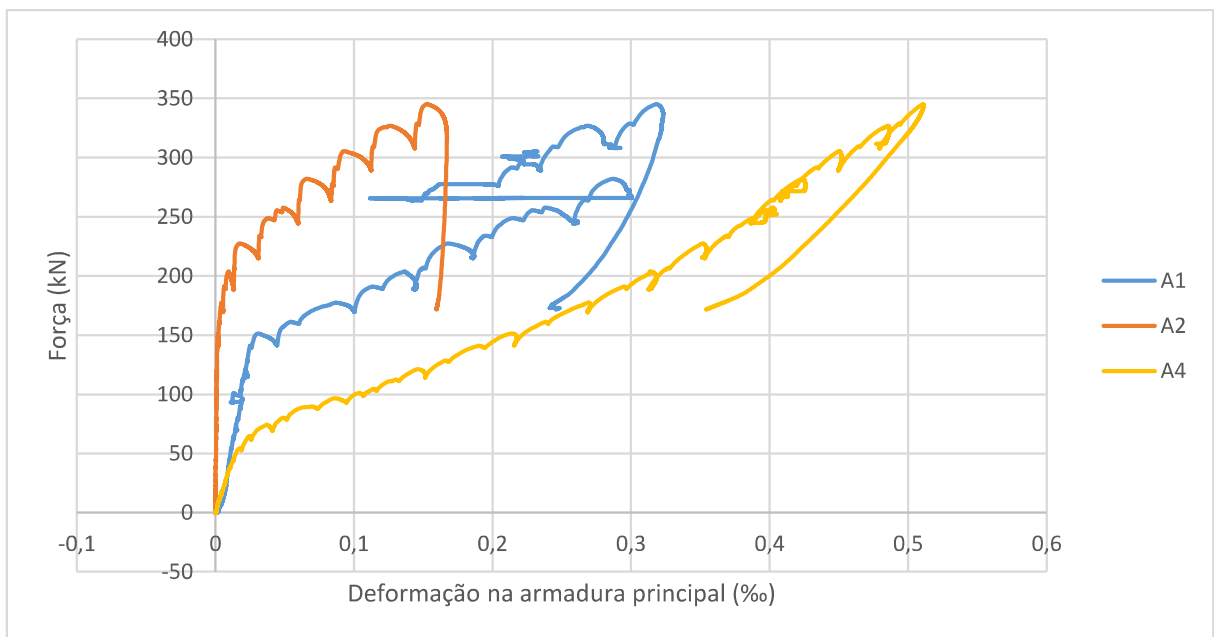
Fonte: Autor.

Figura 45 – Diagramas de força *versus* deformação da armadura do bloco B20S

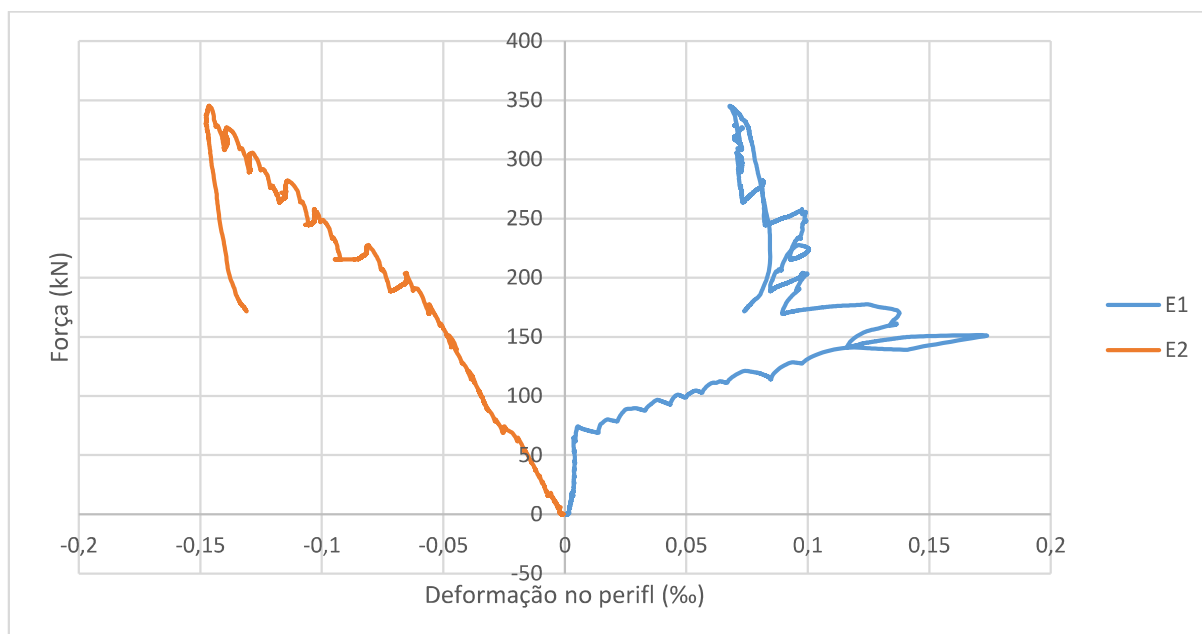


Fonte: Autor.

Figura 46 – Diagramas de força *versus* deformação da armadura do bloco B20L



Fonte: Autor.

Figura 47 - Diagramas de força *versus* deformação dos perfis metálicos do bloco B20L

Fonte: Autor.

Nenhuma das barras atingiu a deformação máxima de 2,7%. Analisando as deformações dos extensômetros da armadura, percebe-se que as tensões na armadura não foram constantes, conforme idealizado pelos modelos de bielas e tirantes, sendo que o valor das tensões vai aumentando à medida que se aproxima do meio do vão. Isso pode ser notado analisando que o extensômetro a1 apresentou as menores deformações, e as deformações aumentaram conforme o extensômetro analisado se aproximava até o meio do vão, com o extensômetro a4 apresentando as maiores deformações. Nota-se que a premissa de tensão constante na barra do tirante está equivocada, já que a deformação na armadura do tirante não é constante. Este comportamento observado também foi verificado por outros autores, como Adebar, Kuchma e Collins (1990), Delalibera (2006), Buttignol e Almeida (2012), Munhoz e Giongo (2017), Tomaz (2018) e Gonçalves (2020).

Nota-se também que o perfil metálico não foi solicitado de maneira uniforme, onde a aba externa apresentou menores deformações do que a aba interna sendo, portanto, menos solicitada. Com isso, infere-se que a seção transversal do perfil metálico da estaca não está submetida a uma solicitação uniforme, conforme idealizado pelos modelos de bielas e tirantes, logo o perfil está sujeito à flexo compressão, ao contrário da recomendação de Blévoit e Frémy (1967) de que as estacas estejam sujeitas apenas à ação de forças de compressão. Outros autores

verificaram o mesmo comportamento, dentre eles Delalibera (2006), Buttignol e Almeida (2012), Tomaz (2018), Meléndez *et al.* (2019) e Gonçalves (2020).

Percebe-se que os blocos, mesmo não sendo analisados até a sua ruptura, apresentaram um comportamento quanto às tensões e às deformações das armaduras principais e dos perfis metálicos das estacas muito semelhante ao comportamento verificado em estudos feitos por outros autores.

4.6 EXTENSÔMETROS DO CONCRETO

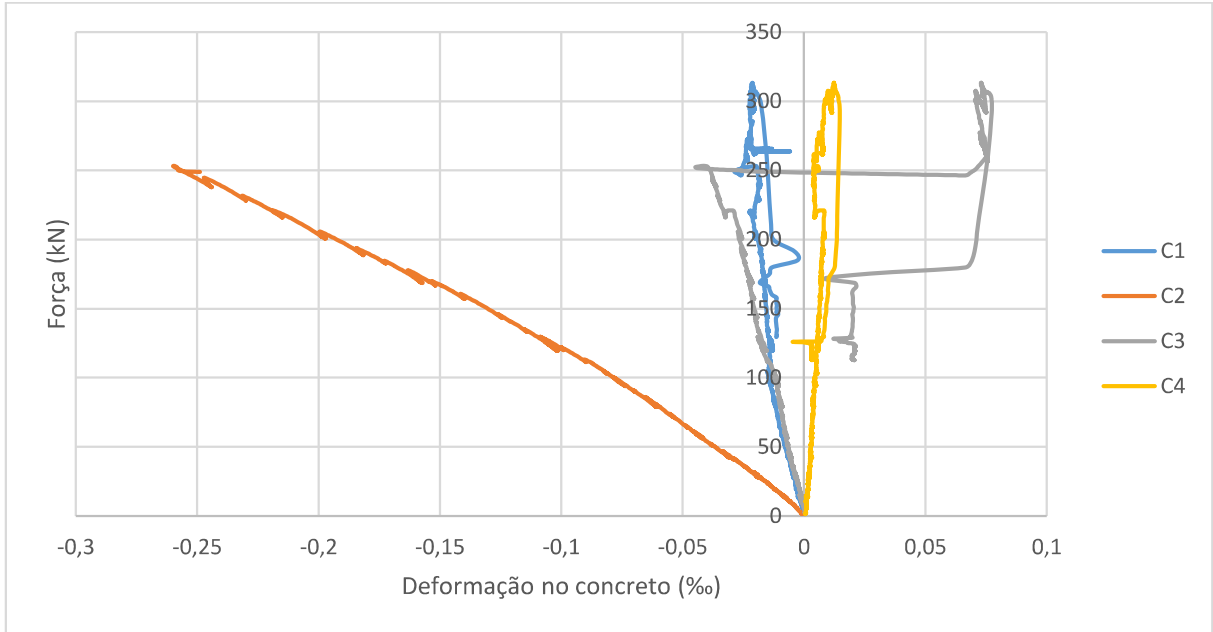
Como previamente apresentado, para a verificação do comportamento das deformações nas zonas nodais foram instalados quatro extensômetros, para analisar se as tensões de compressão apresentam os mesmos resultados estudados por outros autores.

Conforme já citado, deve-se ressaltar a diferença das larguras entre a estaca metálica e o bloco, o que faz com que o fluxo de tensões principais de compressão se desenvolve majoritariamente no interior do bloco e, por isso, os resultados apresentados pelos extensômetros não são representativos das deformações principais de compressão, servindo apenas como referenciais do comportamento interno no bloco.

Além disso, como o concreto possui baixa resistência à tração, ou seja, fissura facilmente, quando esta fissura cruza o extensômetro, as leituras apresentadas por ele podem ser prejudicadas, pois há um grande aumento nas deformações sem o respectivo aumento da força aplicada. Para que a compreensão dos dados seja a melhor possível, quando o extensômetro começa a apresentar leituras prejudicadas, estes valores passaram a ser descartados.

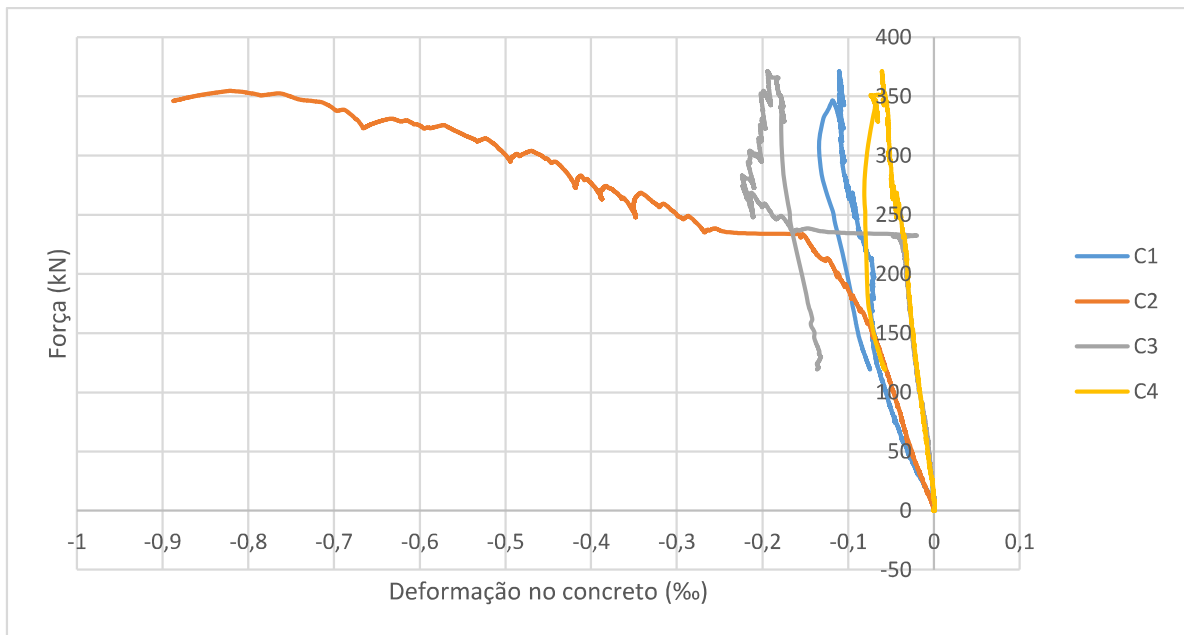
As Figuras abaixo apresentam o gráfico força *versus* deformação dos extensômetros do concreto. É possível observar que em todos os modelos apresentaram um padrão de deformações inicialmente semelhante.

Figura 48 – Diagramas de força *versus* deformação do concreto do bloco B16-12,5S

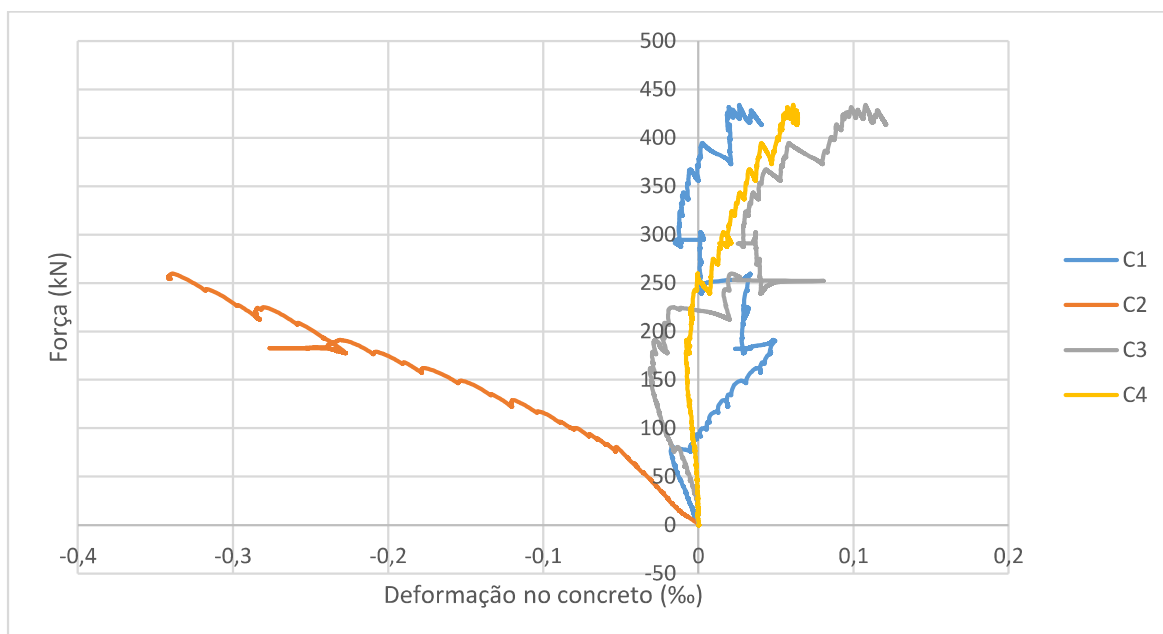


Fonte: Autor.

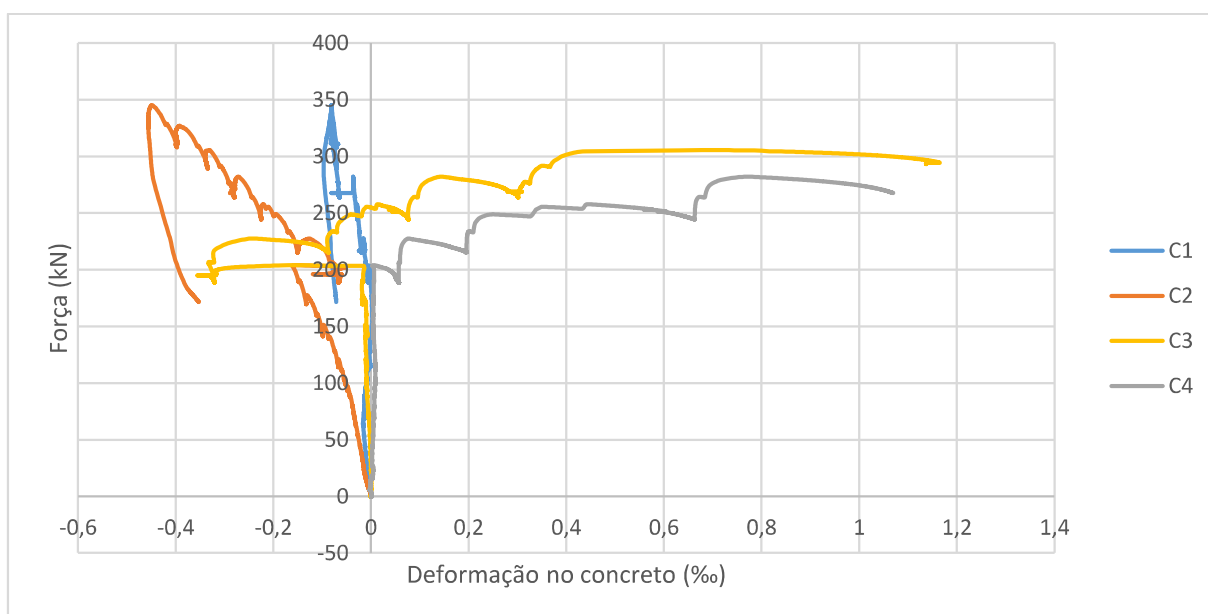
Figura 49 – Diagramas de força *versus* deformação do concreto do bloco B16-12,5L



Fonte: Autor.

Figura 50 – Diagramas de força *versus* deformação do concreto do bloco B20S

Fonte: Autor.

Figura 51 – Diagramas de força *versus* deformação do concreto do bloco B20L

Fonte: Autor.

Verifica-se que o extensômetro c2, instalado próximo à face do pilar apresentou as maiores deformações. Este comportamento para a zona nodal superior era esperado, conforme já apresentado nos estudos realizados por Delalibera (2006), Tomaz (2018) e Gonçalves (2020), onde os modelos ensaiados pelos autores romperam na zona nodal superior junto à face do pilar.

Dessa forma, o acúmulo de deformações nessa região da zona nodal nos modelos do presente trabalho é compatível com as análises dos demais autores.

Na zona nodal inferior, nota-se que, enquanto as fissuras do concreto não prejudicaram as leituras dos extensômetros, as deformações apresentadas pelo extensômetro c3 foram maiores que aquelas apresentadas pelo outro extensômetro instalado na zona nodal inferior. Esse comportamento também foi verificado nos estudos de autores como Delalibera (2006), Tomaz (2018) e Gonçalves (2020), evidenciando que os modelos do presente trabalho apresentam comportamento parecido com os estudos dos autores mencionados.

Assim como nas análises das deformações nas armaduras e nos perfis metálicos, nota-se que os blocos, mesmo não sendo analisados até a sua ruptura, apresentaram um comportamento muito semelhante ao comportamento verificado em estudos feitos por outros autores, onde foram verificados que as tensões de compressão têm maior intensidade na parte mais interna da estaca e na face lateral do pilar.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A presente pesquisa teve como finalidade avaliar como o posicionamento da armadura principal de tração no topo da estaca metálica interfere no comportamento de um bloco sobre duas estacas metálicas em perfil I quando submetido à aplicação de forças. Para isso, desenvolveu-se um programa experimental onde foram ensaiados quatro blocos sobre duas estacas metálicas.

É importante ressaltar que o cronograma inicial de ensaios foi alterado, o que fez com que fosse necessário moldar os modelos com o mesmo concreto para o bloco e o pilar, diferente da literatura que propõe o emprego de concreto mais resistente no pilar para garantir a ruptura do modelo no bloco. Com isso, mesmo verificando a armadura principal de tração do pilar, a ruptura dos modelos ocorreu nos pilares, prejudicando a análise dos blocos quanto à ruptura.

A metodologia empregada atendeu às demandas para o ensaio e o objetivo proposto pode ser avaliado de maneira satisfatória.

5.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Todos os modelos analisados apresentaram comportamento similar, com ruptura por esmagamento do concreto no topo do pilar, em decorrência do acúmulo de tensões provenientes da célula de carga.

A deformação da armadura principal de tração foi maior no meio do vão, diminuindo gradativamente até as extremidades dos blocos, diferente do que foi proposto pelos modelos de bielas e tirantes. Além disso, a aba interna da estaca teve uma concentração de tensões, de modo que a seção transversal da estaca esteja submetida a flexo-compressão, o que também difere das recomendações propostas pelos modelos de bielas e tirantes. Todavia, esses resultados encontrados corroboram com os estudos de outros autores que verificaram os mesmos comportamentos em seus experimentos.

A análise da biela de compressão permitiu observar que, assim como outros autores verificaram, as tensões de compressões são maiores na zona nodal superior próximo à face do pilar e na zona nodal inferior próximo à aba interna da estaca.

Com relação à influência do posicionamento da armadura principal de tração, verificou-se que, quando posicionada lateralmente ao topo da estaca, o bloco apresenta uma propagação de fissuras mais ramificada. Isso também influenciou no comportamento do bloco, tornando o bloco com esse posicionamento de armadura menos rígido que um bloco com a armadura posicionada sobre a estaca.

5.3 SUGESTÕES DE TEMAS

Mesmo que as análises realizadas no presente trabalho sejam satisfatórias, a quantidade de ensaios realizados foi limitada. Com isso, torna-se necessário a realização de mais experimentos que aperfeiçoem as informações relativas à influência das questões analisadas.

Dessa forma, a seguir são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Análise experimental e numérica de diferentes detalhamentos de armaduras para os dois posicionamentos estudados nos blocos sobre duas estacas;
- Analisar se a alteração do embutimento melhora o comportamento de blocos com armadura lateralmente posicionada;
- Estudo da viabilidade de fixação da armadura posicionada lateralmente, com a finalidade de melhorar o comportamento do bloco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study. **ACI Structural Journal**, v. 87, n. 1, p. 81–89, fev. 1990. <https://doi.org/10.14359/2945>

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 5, p. 534–541, 1993. <https://doi.org/10.14359/3948>

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 4, p. 1–12, 1996. <https://doi.org/10.14359/9703>

ALMEIDA, V. S.; SIMONETTI, H. L.; OLIVEIRA NETO, L. The strut-and-tie models in reinforced concrete structures analysed by a numerical technique. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 1, p. 139–157, fev. 2013. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952013000100008>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318. **ACI 318-83**: Building code requirements for structural concrete. Michigan, 1983.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318. **ACI 318-19**: Building code requirements for structural concrete. Michigan, 2019.

ARAÚJO, J.M. **Curso de concreto armado III**. 4. Ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6892-1:** Materiais metálicos - Ensaio de tração. Rio de Janeiro, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARROS, R.; GIONGO, J. S. Locking beam influence on behavior of reinforced concrete two pile caps with embedded socket. **Acta Scientiarum. Technology**, v. 36, n. 2, p. 211–2020, jun. 2014. <https://doi.org/10.4025/actascitechnol.v36i2.19285>

BLÉVOT, J. Semelles en béton armé sur pieux. **Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Public**, Paris, v. 10, n. 44, p. 111-112, mar./abr. 1957.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Analles d’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, feb. 1967.

BRITISH STANDARDS. **BS 5400-4:** Steel, concrete, and composite bridges – Part 4: Code of practice for design of concrete bridges. London, 1990.

BRITISH STANDARDS. **BS 8110-1:** Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction. London, 1997.

BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Three-dimensional analysis of two-pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 2, p. 252–283, abr. 2012. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952012000200008>

CAO, J.; BLOODWORTH, A. G. **Shear Capacity of Reinforced Concrete Pile Caps**. . In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING SYMPOSIUM REPORT. Zurique: 2007. <https://doi.org/10.2749/weimar.2007.0438>

CAVERS, W.; FENTON, G. A. An evaluation of pile cap design methods in accordance with the Canadian design standard. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 31, n. 1, p. 109–119, 1 jan. 2004. <https://doi.org/10.1139/l03-075>

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **Código Modelo do CEB-FIP 2010**: Final Draft. Suíça, 2012.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE-08**: Instrucción de Hormigón Estructural. Madri, 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)—São Carlos: Universidade de São Paulo, 2 jun. 2006.

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, jun. 2008. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952008000200002>

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 3, p. 436–474, jun. 2013. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952013000300007>

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

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

GONÇALVES, V. **Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado)—Uberlândia: Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 20 fev. 2020.

GUO, H. Investigation on Punching Behavior of Pile Cap under Column Reinforced by Section Steel Truss. **ACI Structural Journal**, v. 115, n. 2, mar. 2018. <https://doi.org/10.14359/51700948>

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

MENDONÇA, F. C.; HOROWITZ, B. **DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS**. . In: XXXVIII IBERIAN-LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING. Florianopolis, Brazil: 2017. <https://doi.org/10.20906/CPS/CILAMCE2017-0487>

MIGUEL, M. G.; TAKEYA, T.; GIONGO, J. S. Structural behaviour of three-pile caps subjected to axial compressive loading. **Materials and Structures**, v. 41, n. 1, p. 85–98, 21 nov. 2007. <https://doi.org/10.1617/s11527-007-9221-5>

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 3, p. 760–787, jun. 2017. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000300011>

OYELEDUN, A. O. **Analysis of reinforced concrete pile caps**. Dissertação (Mestrado)—Bethlehem: Lehigh University, 1973.

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers & Structures**, v. 57, n. 4, p. 605–622, nov. 1995. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00068-R](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00068-R)

SANTOS, D. M.; CARVALHO, M. L.; STUCCHI, F. R. Design of deep pile caps by strut-and-tie models. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 4, p. 832–857, ago. 2019. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000400007>

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**, v. 69, n. 6, p. 113-125, 19 mar. 1991.

SOUZA, R. **Concreto estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (doutorado)—São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

SOUZA, R. et al. Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 2, 2009. <https://doi.org/10.14359/56352>

STATE OF OHIO DEPARTMENT OF HIGHWAYS. **Investigation of the strength of the connection between a concrete cap and the embedded end of a steel h-pile: Research Report No. 1**. Ohio: SODH, 1947.

TOMAZ, M. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado)—Uberlândia: Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 27 fev. 2018.

TOMAZ, M.A.; DELALIBERA, R.G; GIONGO, J.S.; GONÇALVES, V.F. Análise das tensões nodais em blocos sobre estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 6, p. 1208-1257, dez. 2018. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952018000600005>

XIAO, Y.; CHEN, L. Behavior of model steel H-pile-to-pile-cap connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 153–162, jan. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.09.008>

APÊNDICE A

ANÁLISE DAS TENSÕES NODAIS NOS ENSAIOS DE BLÉVOT E FRÉMY (1967)

INTRODUÇÃO

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos sobre estacas, são adotados modelos tridimensionais lineares, não lineares e modelos de biela-tirante, sendo este último modelo o modelo mais recomendado e utilizado, pois tem um amplo amparo experimental, entre os ensaios cita-se o realizado por Blévote e Frémy (1967).

O método de bielas e tirantes tridimensional considera a existência no interior do bloco, de uma treliça, compostas por barras tracionadas e comprimidas, unidas por meio de nós, responsáveis pela transmissão dos esforços provenientes do pilar para as estacas. Com isso, as forças atuantes nas barras comprimidas da treliça (bielas ou escoras) são resistidas pelo concreto, enquanto as forças atuantes nas barras tracionadas (tirantes) são resistidas pelas armaduras.

Blévote (1957) e Blévote e Frémy (1967) estudaram o comportamento dos blocos sobre estacas, por meio da análise experimental de blocos sobre diferentes quantidades de estacas e concluíram que os resultados dos modelos propostos constituíram um modelo consistente para a análise e dimensionamento de blocos, propondo limites de segurança para o ângulo de inclinação das bielas e as tensões nas regiões nodais.

Desde então, a análise de blocos sobre estacas é amplamente estudada, com diversos pesquisadores propondo limites distintos para os elementos, considerando ou não a taxa de armadura longitudinal dos pilares, de acordo com a maneira que o Método de bielas fora aplicado.

Justificativa

Embora a ABNT NBR 6118 (2014) não defina um método específico para o dimensionamento de blocos sobre estacas, sugere a adoção do Método de bielas devido à sua idealização do comportamento estrutural dos blocos.

A ABNT NBR 6118 (2014) bem como normas internacionais, apresentam limites para as tensões nas regiões nodais que são convergentes com os limites apresentados por Blévyot e Frémy (1967). Assim, esse trabalho se justifica pelo fato de que existem divergências sobre os limites de tensões e verificação dos blocos sobre estacas.

Objetivo

O objetivo deste trabalho foi avaliar as tensões nodais obtidas pelos ensaios de Blévyot e Frémy (1967), comparando-as com os limites propostos por Schlaich e Schäfer (1991), assim como os limites normativos existentes e também considerando o efeito multiaxial do concreto junto à zona nodal superior realizando uma análise comparativa entre esses limites e os resultados experimentais.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS

Blévyot e Frémy (1967) propuseram uma metodologia para o cálculo dos esforços internos nos blocos sobre estacas e realizaram ensaios com modelos reduzidos e em modelos com tamanho real.

No total foram ensaiados 116 blocos sobre estacas, sendo 51 modelos reduzidos de blocos sobre quatro estacas, oito blocos sobre quatro estacas em tamanho real, 37 modelos reduzidos de blocos sobre três estacas, oito blocos sobre três estacas em tamanho real, seis modelos reduzidos de blocos sobre duas estacas e seis blocos sobre duas estacas em tamanho real.

Os primeiros ensaios foram realizados em modelos reduzidos de blocos, com o objetivo de determinar quais os coeficientes de segurança conduzem a aplicação do Método de bielas. Os modelos apresentaram rupturas nas armaduras inferiores por punção no centro do bloco e/ou junto às estacas. Além disso, analisou-se as diversas configurações de armaduras que, teoricamente são eficazes, de acordo com a segurança à ruptura e à fissuração.

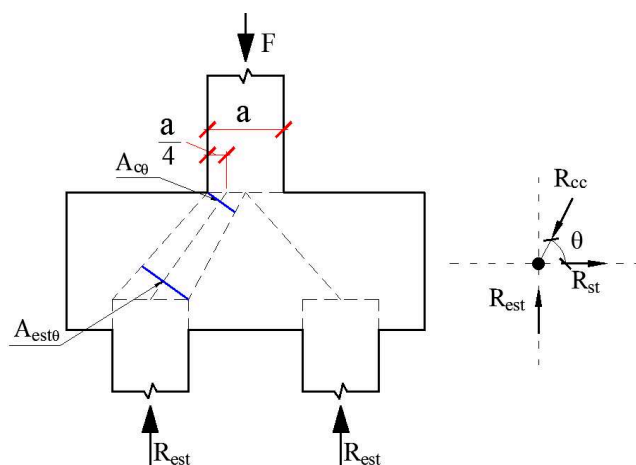
Após os primeiros ensaios, Blévyot e Frémy (1967) avançaram para os ensaios de modelos em tamanho real, adotando-se as observações realizadas dos modelos reduzidos e respostas quanto

à eficácia de diferentes tipos de armaduras. Os resultados dos ensaios em tamanho real confirmaram, de maneira geral, os ensaios realizados sobre os modelos reduzidos.

Para ambas as etapas de ensaios foram verificadas a altura dos blocos, a disposição das armaduras, a característica do aço. As características dos materiais utilizados também foram controladas, de modo que os ensaios de corpos-de-prova para a determinação da resistência à compressão do concreto foram realizados, assim como os ensaios de tração para os aços utilizados. Os resultados dos ensaios foram anotados, ressaltando-se, para efeitos de utilização neste trabalho, as informações com relação à inclinação das bielas em relação ao plano horizontal, a carga de ruptura e os modos de ruptura.

O estudo desenvolvido teve como objetivo o cálculo das tensões e, para tal, o modelo utilizado foi o desenvolvido por Blévy e Frémy (1967). Para a utilização desse modelo, é necessário o cálculo das forças atuantes nas bielas e a reação nas estacas, sendo feito o equilíbrio das forças conforme apresentado na Figura 52.

Figura 52 - Equilíbrio das forças na região nodal inferior para cálculo de R_{st} (resultante da força de tração - tirante) e R_{cc} (resultante da força de compressão - biela)



Fonte: Adaptado de Blévy e Frémy (1967).

Com o equilíbrio de forças nas direções x e y (x na direção horizontal e Y na direção vertical), obtém-se as Equações 32, 33 e 34, onde Q_u é a carga de ruptura; n é o número de estacas; R_{est} é a reação de Q_u em cada estaca; R_{cc} é a força resultante no concreto comprimido; R_{st} é a força resultante no aço tracionado e θ é o ângulo de inclinação da biela.

$$R_{est} = \frac{Q_u}{n} \quad (32)$$

$$R_{est} = R_{cc} \times \sin(\theta) \quad (33)$$

$$R_{st} = R_{cc} \times \cos(\theta) \quad (34)$$

As Equações 32, 33 e 34 foram usadas para determinar as tensões atuantes nas bielas e nos nós de acordo com o modelo de bielas proposto. A formulação de Blévo e Frémy (1967) consiste na utilização dos valores da força aplicada no pilar, da área da seção transversal do pilar e da área da seção transversal da estaca, ambas em relação à inclinação da biela, conforme a Figura 52.

A tensão nodal superior pode ser calculada conforme a Equação 35, enquanto as tensões nodais inferiores são calculadas de acordo com as Equações 36, 37 e 38 para blocos sobre duas, três e quatro estacas, respectivamente, sendo que Q_u a carga de ruptura; A_c a área da seção transversal do pilar; A_{est} a área da seção transversal da estaca e θ o ângulo de inclinação da biela.

$$Q_{zns} = \frac{Q_u}{A_c \times \sin^2(\theta)} \quad (35)$$

$$Q_{zni} = \frac{Q_u}{2 \times A_{est} \times \sin^2(\theta)} \quad (36)$$

$$Q_{zni} = \frac{Q_u}{3 \times A_{est} \times \sin^2(\theta)} \quad (37)$$

$$Q_{zni} = \frac{Q_u}{4 \times A_{est} \times \sin^2(\theta)} \quad (38)$$

Limites utilizados para os valores de tensões

Como o objetivo do trabalho foi comparar os limites indicados pelas normas com os resultados experimentais obtidos por Blévo e Frémy (1967), consideraram-se os limites propostos pelos autores Blévo e Frémy (1967) e Schlaich e Schäfer (1991), bem como os limites estabelecidos pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), EHE-08 (2008), ACI 318-19 (2019) e o Código Modelo do CEB-FIP (2010).

Todos os coeficientes de ponderação das ações foram desconsiderados, como o coeficiente de minoração γ_c do concreto, o efeito Rüsç e o coeficiente α_{v2} .

A Tabela 14 apresenta os limites utilizados para a análise dos resultados de acordo com a zona nodal (superior ou inferior), em função de f_c (resistência à compressão do concreto) e f_{ct} (resistência à tração do concreto).

Tabela 14 – Tensões nodais limites sem considerar γ_c , o efeito Rüsç e α_{v2}

Zona nodal inferior			
Limite	Bloco sobre quatro estacas	Bloco sobre três estacas	Bloco sobre duas estacas
Blévo e Frémy (1967)		f_c	
Schlaich e Schäfer (1991)		$0,8 f_c$	
ABNT NBR 6118 (2014)	$0,706 f_c$		$0,847 f_c$
EHE-08 (2011)	$0,824 f_c$		$0,824 f_c$
ACI-318 (2019)	$0,6 f_c$		$0,8 f_c$
Código Modelo do CEB-FIP (2010)		$0,882 f_c$	
Zona nodal superior			
Limite	Bloco sobre quatro estacas	Bloco sobre três estacas	Bloco sobre duas estacas
Blévo e Frémy (1967)	$2,1 f_c$	$1,75 f_c$	$1,4 f_c$
Schlaich e Schäfer (1991)		$1,1 f_c$	
ABNT NBR 6118 (2014)		f_c	
EHE-08 (2011)		$3,882 f_c$	
ACI-318 (2019)		f_c	
Código Modelo do CEB-FIP (2010)		$1,176 f_c$	
Estado triplo de tensão		$f_c + 4f_{ctk}$	

Fonte: Adaptado de Blévo e Frémy (1967); Schlaich e Schäfer (1991); ABNT NBR 6118 (2014); EHE-08 (2011); ACI-318 (2019); Código Modelo do CEB-FIP (2010).

Segundo Tomaz *et al.* (2018), a região nodal superior, região de contato entre bloco e o pilar, está submetida ao estado triplo de tensões, assim, é proposto que o limite de tensão para a zona nodal superior seja igual à resistência no estado triplo de tensões de acordo com as indicações da ABNT NBR 6118 (2014). Dessa forma o limite considerado no estado triplo de tensões $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$, é apresentado na Equação 39, sendo que $\sigma_1 \geq -f_{ct}$ (onde as tensões de tração são consideradas negativas).

$$\sigma_3 = f_c + 4 \times \sigma_1 \quad (39)$$

Assim, o valor limite para a tensão na zona nodal superior é um valor maior que o valor proposto pela ABNT NBR 6118 (2014).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os blocos ensaiados por Blévy e Frémy (1967) apresentaram as informações referentes à carga de ruptura e ao ângulo de inclinação das bielas. Com isso, utilizando-se as Equações 32, 33 e 34, determinou-se as forças de reação em cada estaca, nas bielas e nos tirantes. Os resultados estão apresentados nas Tabelas abaixo.

Com base nas forças encontradas e nas propriedades geométricas dos blocos, aplicou-se o método de bielas de Blévy e Frémy (1967) para o cálculo das tensões nodais. Estas tensões foram posteriormente comparadas com as tensões limites, apresentadas na Tabela 14. Os valores para estas tensões atuantes encontram-se nas Tabelas abaixo.

Tabela 15 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Blévy e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas.

Modelo reduzido					
Número de identificação do bloco	R_{est} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
5,a	19250,00	26733,63	18550,59	189,42	330,01
5,b	16875,00	24510,47	17776,32	181,64	316,45
5 bis,a	12375,00	20379,19	16191,68	171,23	298,32
5 bis,b	9625,00	17982,68	15190,00	171,42	298,65
5 bis,c	13750,00	21848,97	16979,84	177,13	308,61
5 bis,d	10000,00	17772,70	14692,48	161,16	280,77
Tamanho real					
Número de identificação do bloco	R_{est} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
2N1	105000,00	151153,44	108730,68	177,63	355,26
2N1 bis	162500,00	233927,94	168273,68	274,90	549,80
2N2	150000,00	185410,20	108981,38	187,09	374,17

2N2 bis	260000,00	324280,24	193798,03	330,17	660,33
2N3	225000,00	259807,62	129903,81	244,90	489,80
2N3 bis	300000,00	346410,16	173205,08	326,53	653,06

Fonte: Autor.

Tabela 16 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Blévoit e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas.

Modelo reduzido					
Número de identificação do bloco	R_{est} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
4,1	19083,33	29087,83	21952,86	226,21	591,16
4,2	19000,00	30861,12	24318,89	255,75	668,36
4,3	18916,67	28833,79	21761,14	224,23	586,00
6,1	38000,00	46338,52	26519,03	288,30	753,42
6,2	37333,33	46418,79	27584,90	294,47	769,54
6,3	39333,33	49691,93	30367,37	320,30	837,05
6,3 bis	31916,67	40192,43	24428,63	258,23	674,85
7N1	13000,00	27690,71	24449,44	300,93	786,44
7N2	14916,67	29833,33	25836,42	304,42	795,56
7N3	19833,33	30855,19	23636,45	244,91	640,03
7N4	21583,33	32898,46	24828,78	255,84	668,61
7N5	30000,00	37416,95	22361,31	238,10	622,23
7N6	35000,00	43653,11	26088,20	277,78	725,94
8,1	19383,33	25567,15	16672,30	172,06	449,65
8,2	14666,67	19433,52	12749,54	131,38	343,33
8,3	15000,00	20184,49	13506,06	138,58	362,15
8 bis,1	25000,00	32975,69	21503,39	221,92	579,94
8 bis,2	18083,33	23960,65	15719,60	161,98	423,31
8 bis,3	22750,00	30613,14	20484,19	210,17	549,25
13,a	25000,00	35988,91	25888,26	264,33	690,77
13,b	17833,33	25220,14	17833,33	181,97	475,56
13,c	23083,33	32644,76	23083,33	235,54	615,56
13,d	21333,33	30169,89	21333,33	217,69	568,89

13,e	22250,00	31466,25	22250,00	227,04	593,33
13,f	16666,67	23570,23	16666,67	170,07	444,44
13,g	21000,00	29193,44	20279,46	207,06	541,12
13,h	15033,33	21524,92	15405,23	157,24	410,93
14,a	35583,33	43762,51	25475,16	274,60	717,62
14,b	30083,33	37569,82	22505,21	239,38	625,59
14,c	26666,67	32837,34	19161,94	206,31	539,15
14,d	26750,00	33064,82	19435,01	208,52	544,94
14,e	30083,33	37609,14	22570,79	239,89	626,90
14,f	28333,33	35324,45	21095,95	224,70	587,21
14,g	28416,67	35058,37	20532,47	220,68	576,70
14,h	27250,00	33480,25	19451,59	209,87	548,47
Tamanho real					
Número de identificação do bloco	R_{st} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
3N1	140000,00	227397,69	179191,83	301,51	547,19
3N1 bis	166666,67	254042,18	191728,07	316,10	573,67
3N2	126666,67	205740,77	162125,94	272,80	495,08
3N2 bis	150000,00	228637,96	172555,26	284,49	516,30
3N3	206666,67	265930,31	167355,37	279,34	506,95
3N3 bis	226666,67	283817,42	170805,58	290,10	526,49
3N4	173333,33	223038,32	140362,57	234,28	425,18
3N4 bis	240000,00	283002,82	149968,64	272,42	494,39

Fonte: Autor.

Tabela 17 - Forças e tensões atuantes para os ensaios de Blévo e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas.

Modelo reduzido					
Número de identificação do bloco	R_{st} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
1,1	11850,00	16628,35	11665,31	119,05	414,82
1,2	15550,00	21124,93	14298,96	146,42	510,20
1,3	13812,50	18870,86	12857,85	131,54	458,34

1,4	6387,50	8658,10	5844,87	59,88	208,64
1,4	12525,00	17341,80	11994,27	122,51	426,86
2,1	14300,00	19108,01	12673,84	130,27	453,91
2,2	18125,00	24252,86	16114,77	165,57	576,93
2,3	15450,00	20955,48	14157,32	145,01	505,29
2,4	15575,00	20782,79	13760,22	141,49	493,01
3,1	11875,00	20058,68	16165,85	172,87	602,35
3,2	13500,00	23247,69	18926,30	204,25	711,71
3,3	12750,00	22118,82	18074,28	195,78	682,17
3,4	10875,00	20453,48	17322,80	196,27	683,88
1 A,1	28750,00	38036,47	24904,03	256,75	894,62
1 A,2	22500,00	29767,67	19490,11	200,93	700,14
1 A,2A	29437,50	38946,04	25499,56	262,89	916,02
1 A,3	29625,00	39194,10	25661,98	264,56	921,85
1 A,4	28937,50	38284,54	25066,45	258,42	900,46
3 A,1	20375,00	34664,02	28043,78	300,89	1048,43
3 A,2	22500,00	38279,29	30968,59	332,27	1157,77
3 A,3	16625,00	28149,07	22715,18	243,17	847,31
3 A,3 bis	21062,50	35662,54	28778,26	308,08	1073,48
3 A,4	21125,00	35940,00	29076,07	311,96	1087,02
Q,1	10200,00	17673,20	14432,67	156,23	544,39
Q,2	11250,00	14983,95	9897,29	101,82	354,80
Q,2 bis	12750,00	16981,81	11216,93	115,40	402,10
G,1	6250,00	15737,21	14442,90	202,17	704,45
G,2	7250,00	17686,25	16131,98	220,13	767,03
G,3	16250,00	25688,85	19896,09	207,20	721,96
G,4	46275,00	81616,43	67229,95	734,43	2559,09
G,5	21062,50	28729,30	19538,26	199,93	696,65
9 A,1	30000,00	65743,11	58499,20	735,06	2561,28
9 A,2	47500,00	103740,35	92226,95	1155,97	4027,91
9 A,3	42500,00	93041,09	82767,11	1039,21	3621,08
10, 1 a	21250,00	28999,14	19732,90	201,91	703,54
10, 1 b	20000,00	27126,83	18326,62	187,72	654,10

10, 2 a	18750,00	25171,36	16793,90	172,41	600,74
10, 2 b	20000,00	26912,65	18008,08	184,77	643,81
10, 3 a	19000,00	25832,55	17502,02	179,19	624,39
10, 3 b	18500,00	24754,65	16448,18	169,00	588,87
11, 1 a	14062,50	21193,32	15855,69	162,96	567,82
11, 1 b	12312,50	18249,15	13469,74	138,00	480,86
11, 2 a	13937,50	21443,01	16295,67	168,32	586,49
11, 2 b	14625,00	22132,66	16612,17	170,89	595,46
12, 1 a	21000,00	25636,27	14704,36	159,67	556,38
12, 2 b	17312,50	21119,19	12095,34	131,44	458,01
12, 2 a	18750,00	23045,48	13398,95	144,52	503,56
12, 2 b	16000,00	19503,83	11153,45	121,30	422,67
Tamanho real					
Número de identificação do bloco	R_{st} (kgf)	R_{cc} (kgf)	R_{st} (kgf)	σ_{zni} (kgf/cm²)	σ_{zns} (kgf/cm²)
4N1	175000,00	246841,99	174086,09	284,23	557,08
4N1 bis	167500,00	235772,34	165928,74	270,92	531,00
4N2	164500,00	231549,55	162956,88	266,06	521,49
4N2 bis	184750,00	263399,13	187740,61	306,55	600,85
4N3	162500,00	200861,05	118063,16	202,68	397,24
4N3 bis	225000,00	277658,30	162693,36	279,71	548,22
4N4	188250,00	234244,00	139399,39	237,94	466,36
4N4 bis	218750,00	270287,09	158756,25	272,63	534,35

Fonte: Autor.

Nota-se, assim como foi apresentado por Tomaz et al. (2018) que, quando desconsiderados os coeficientes de ponderações aplicados pelas normatizações, diversos limites tornaram-se iguais, verificando que uma das razões para que os limites propostos por cada norma se divirjam entre si vem da adoção de coeficientes de segurança que cada instituição e autor adotam. As tensões limites para os blocos ensaiados são apresentados nas Tabelas abaixo.

Tabela 18 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévyot e Frémy (1967) para blocos sobre duas estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm²)

Limites zona nodal inferior

Número de identificação do bloco	Blévo e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	Estado triplo de tensões
2N1	329,70	259,05	235,50	914,21	235,50	276,95	281,26
2N1 bis	616,00	484,00	440,00	1708,08	440,00	517,44	509,42
2N2	389,20	305,80	278,00	1079,20	278,00	326,93	329,11
2N2 bis	637,00	500,50	455,00	1766,31	455,00	535,08	525,99
2N3	457,80	359,70	327,00	1269,41	327,00	384,55	383,96
2N3 bis	658,00	517,00	470,00	1824,54	470,00	552,72	542,54

Fonte: Autor.

Tabela 20 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévo e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm²).

Número de identificação do bloco	Limites zona nodal inferior					
	Blévo e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)
4,1	347,00	277,60	244,98	285,93	208,20	306,05
4,2	356,00	284,80	251,34	293,34	213,60	313,99
4,3	371,00	296,80	261,93	305,70	222,60	327,22
6,1	374,00	299,20	264,04	308,18	224,40	329,87
6,2	325,00	260,00	229,45	267,80	195,00	286,65
6,3	364,00	291,20	256,98	299,94	218,40	321,05
6,3 bis	250,00	200,00	176,50	206,00	150,00	220,50
7N1	283,00	226,40	199,80	233,19	169,80	249,61
7N2	235,00	188,00	165,91	193,64	141,00	207,27
7N3	220,00	176,00	155,32	181,28	132,00	194,04
7N4	177,00	141,60	124,96	145,85	106,20	156,11
7N5	238,00	190,40	168,03	196,11	142,80	209,92
7N6	238,00	190,40	168,03	196,11	142,80	209,92
8,1	232,00	185,60	163,79	191,17	139,20	204,62
8,2	232,00	185,60	163,79	191,17	139,20	204,62
8,3	275,00	220,00	194,15	226,60	165,00	242,55
8 bis,1	295,00	236,00	208,27	243,08	177,00	260,19
8 bis,2	291,00	232,80	205,45	239,78	174,60	256,66
8 bis,3	295,00	236,00	208,27	243,08	177,00	260,19

13,a	407,00	325,60	287,34	335,37	244,20	358,97	
13,b	388,00	310,40	273,93	319,71	232,80	342,22	
13,c	398,00	318,40	280,99	327,95	238,80	351,04	
13,d	396,00	316,80	279,58	326,30	237,60	349,27	
13,e	330,00	264,00	232,98	271,92	198,00	291,06	
13,f	333,00	266,40	235,10	274,39	199,80	293,71	
13,g	371,00	296,80	261,93	305,70	222,60	327,22	
13,h	234,00	187,20	165,20	192,82	140,40	206,39	
14,a	318,00	254,40	224,51	262,03	190,80	280,48	
14,b	323,50	258,80	228,39	266,56	194,10	285,33	
14,c	334,50	267,60	236,16	275,63	200,70	295,03	
14,d	344,00	275,20	242,86	283,46	206,40	303,41	
14,e	290,00	232,00	204,74	238,96	174,00	255,78	
14,f	277,00	221,60	195,56	228,25	166,20	244,31	
14,g	270,00	216,00	190,62	222,48	162,00	238,14	
14,h	288,50	230,80	203,68	237,72	173,10	254,46	
Número de identificação do bloco	Limites zona nodal superior						
	Blévot e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	Estado triplo de tensões
4,1	607,25	381,70	347,00	1347,05	347,00	408,07	406,26
4,2	623,00	391,60	356,00	1381,99	356,00	418,66	416,28
4,3	649,25	408,10	371,00	1440,22	371,00	436,30	432,96
6,1	654,50	411,40	374,00	1451,87	374,00	439,82	436,29
6,2	568,75	357,50	325,00	1261,65	325,00	382,20	381,72
6,3	637,00	400,40	364,00	1413,05	364,00	428,06	425,18
6,3 bis	437,50	275,00	250,00	970,50	250,00	294,00	297,62
7N1	495,25	311,30	283,00	1098,61	283,00	332,81	334,73
7N2	411,25	258,50	235,00	912,27	235,00	276,36	280,70
7N3	385,00	242,00	220,00	854,04	220,00	258,72	263,73
7N4	309,75	194,70	177,00	687,11	177,00	208,15	214,83
7N5	416,50	261,80	238,00	923,92	238,00	279,89	284,09
7N6	416,50	261,80	238,00	923,92	238,00	279,89	284,09
8,1	406,00	255,20	232,00	900,62	232,00	272,83	277,31
8,2	406,00	255,20	232,00	900,62	232,00	272,83	277,31
8,3	481,25	302,50	275,00	1067,55	275,00	323,40	325,75

8 bis,1	516,25	324,50	295,00	1145,19	295,00	346,92	348,18
8 bis,2	509,25	320,10	291,00	1129,66	291,00	342,22	343,70
8 bis,3	516,25	324,50	295,00	1145,19	295,00	346,92	348,18
13,a	712,25	447,70	407,00	1579,97	407,00	478,63	472,90
13,b	679,00	426,80	388,00	1506,22	388,00	456,29	451,84
13,c	696,50	437,80	398,00	1545,04	398,00	468,05	462,93
13,d	693,00	435,60	396,00	1537,27	396,00	465,70	460,71
13,e	577,50	363,00	330,00	1281,06	330,00	388,08	387,30
13,f	582,75	366,30	333,00	1292,71	333,00	391,61	390,65
13,g	649,25	408,10	371,00	1440,22	371,00	436,30	432,96
13,h	409,50	257,40	234,00	908,39	234,00	275,18	279,57
14,a	556,50	349,80	318,00	1234,48	318,00	373,97	373,91
14,b	566,13	355,85	323,50	1255,83	323,50	380,44	380,05
14,c	585,38	367,95	334,50	1298,53	334,50	393,37	392,32
14,d	602,00	378,40	344,00	1335,41	344,00	404,54	402,91
14,e	507,50	319,00	290,00	1125,78	290,00	341,04	342,58
14,f	484,75	304,70	277,00	1075,31	277,00	325,75	327,99
14,g	472,50	297,00	270,00	1048,14	270,00	317,52	320,13
14,h	504,88	317,35	288,50	1119,96	288,50	339,28	340,89

Fonte: Autor.

Tabela 21 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévet e Frémy (1967) para blocos sobre três estacas nos modelos em tamanho real (em kgf/cm²)

Número de identificação do bloco	Limites zona nodal inferior					
	Blévet e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)
3N1	453,50	362,80	320,17	373,68	272,10	399,99
3N1 bis	453,50	362,80	320,17	373,68	272,10	399,99
3N2	376,50	301,20	265,81	310,24	225,90	332,07
3N2 bis	437,00	349,60	308,52	360,09	262,20	385,43
3N3	463,00	370,40	326,88	381,51	277,80	408,37
3N3 bis	409,00	327,20	288,75	337,02	245,40	360,74
3N4	326,50	261,20	230,51	269,04	195,90	287,97
3N4 bis	424,50	339,60	299,70	349,79	254,70	374,41
	Limites zona nodal superior					

Número de identificação do bloco	Blévo e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	Estado triplo de tensões
3N1	793,63	498,85	453,50	1760,49	453,50	533,32	524,33
3N1 bis	793,63	498,85	453,50	1760,49	453,50	533,32	524,33
3N2	658,88	414,15	376,50	1461,57	376,50	442,76	439,07
3N2 bis	764,75	480,70	437,00	1696,43	437,00	513,91	506,10
3N3	810,25	509,30	463,00	1797,37	463,00	544,49	534,82
3N3 bis	715,75	449,90	409,00	1587,74	409,00	480,98	475,12
3N4	571,38	359,15	326,50	1267,47	326,50	383,96	383,40
3N4 bis	742,88	466,95	424,50	1647,91	424,50	499,21	492,28

Fonte: Autor.

Tabela 22 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévo e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas nos modelos em escala reduzida (em kgf/cm²)

Número de identificação do bloco	Limites zona nodal inferior					
	Blévo e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)
1,1	291,00	232,80	205,45	239,78	174,60	256,66
1,2	278,50	222,80	196,62	229,48	167,10	245,64
1,3	313,00	250,40	220,98	257,91	187,80	276,07
1,4	318,50	254,80	224,86	262,44	191,10	280,92
1,4	291,00	232,80	205,45	239,78	174,60	256,66
2,1	326,00	260,80	230,16	268,62	195,60	287,53
2,2	328,20	262,56	231,71	270,44	196,92	289,47
2,3	380,50	304,40	268,63	313,53	228,30	335,60
2,4	373,30	298,64	263,55	307,60	223,98	329,25
3,1	321,00	256,80	226,63	264,50	192,60	283,12
3,2	372,00	297,60	262,63	306,53	223,20	328,10
3,3	309,00	247,20	218,15	254,62	185,40	272,54
3,4	325,50	260,40	229,80	268,21	195,30	287,09
1 A,1	266,00	212,80	187,80	219,18	159,60	234,61
1 A,2	368,00	294,40	259,81	303,23	220,80	324,58

Número de identificação do bloco	Blévy e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	Estado triplo de tensões
1,1	611,10	320,10	291,00	1129,66	291,00	342,22	343,70
1,2	584,85	306,35	278,50	1081,14	278,50	327,52	329,68
1,3	657,30	344,30	313,00	1215,07	313,00	368,09	368,32
1,4	668,85	350,35	318,50	1236,42	318,50	374,56	374,47
1,4	611,10	320,10	291,00	1129,66	291,00	342,22	343,70
2,1	684,60	358,60	326,00	1265,53	326,00	383,38	382,84
2,2	689,22	361,02	328,20	1274,07	328,20	385,96	385,30
2,3	799,05	418,55	380,50	1477,10	380,50	447,47	443,51
2,4	783,93	410,63	373,30	1449,15	373,30	439,00	435,51
3,1	674,10	353,10	321,00	1246,12	321,00	377,50	377,26
3,2	781,20	409,20	372,00	1444,10	372,00	437,47	434,07
3,3	648,90	339,90	309,00	1199,54	309,00	363,38	363,85
3,4	683,55	358,05	325,50	1263,59	325,50	382,79	382,28
1 A,1	558,60	292,60	266,00	1032,61	266,00	312,82	315,63
1 A,2	772,80	404,80	368,00	1428,58	368,00	432,77	429,62
1 A,2A	698,25	365,75	332,50	1290,77	332,50	391,02	390,09
1 A,3	768,60	402,60	366,00	1420,81	366,00	430,42	427,40
1 A,4	690,90	361,90	329,00	1277,18	329,00	386,90	386,19
3 A,1	612,15	320,65	291,50	1131,60	291,50	342,80	344,26
3 A,2	823,20	431,20	392,00	1521,74	392,00	460,99	456,27
3 A,3	672,00	352,00	320,00	1242,24	320,00	376,32	376,14
3 A,3 bis	968,10	507,10	461,00	1789,60	461,00	542,14	532,61
3 A,4	680,40	356,40	324,00	1257,77	324,00	381,02	380,61
Q,1	711,90	372,90	339,00	1316,00	339,00	398,66	397,34
Q,2	645,75	338,25	307,50	1193,72	307,50	361,62	362,17
Q,2 bis	441,00	231,00	210,00	815,22	210,00	246,96	252,40
G,1	276,15	144,65	131,50	510,48	131,50	154,64	162,53
G,2	276,15	144,65	131,50	510,48	131,50	154,64	162,53
G,3	463,05	242,55	220,50	855,98	220,50	259,31	264,30
G,4	642,60	336,60	306,00	1187,89	306,00	359,86	360,49
G,5	386,40	202,40	184,00	714,29	184,00	216,38	222,82
9 A,1	572,67	299,97	272,70	1058,62	272,70	320,70	323,16
9 A,2	857,01	448,91	408,10	1584,24	408,10	479,93	474,12

9 A,3	722,40	378,40	344,00	1335,41	344,00	404,54	402,91
10, 1 a	726,60	380,60	346,00	1343,17	346,00	406,90	405,14
10, 1 b	905,31	474,21	431,10	1673,53	431,10	506,97	499,58
10, 2 a	712,53	373,23	339,30	1317,16	339,30	399,02	397,68
10, 2 b	660,03	345,73	314,30	1220,11	314,30	369,62	369,77
10, 3 a	595,98	312,18	283,80	1101,71	283,80	333,75	335,62
10, 3 b	700,98	367,18	333,80	1295,81	333,80	392,55	391,54
11, 1 a	564,48	295,68	268,80	1043,48	268,80	316,11	318,78
11, 1 b	409,08	214,28	194,80	756,21	194,80	229,08	235,12
11, 2 a	648,06	339,46	308,60	1197,99	308,60	362,91	363,40
11, 2 b	630,00	330,00	300,00	1164,60	300,00	352,80	353,78
12, 1 a	436,38	228,58	207,80	806,68	207,80	244,37	249,90
12, 2 b	459,48	240,68	218,80	849,38	218,80	257,31	262,37
12, 2 a	681,03	356,73	324,30	1258,93	324,30	381,38	380,94
12, 2 b	548,10	287,10	261,00	1013,20	261,00	306,94	310,01

Fonte: Autor.

Tabela 23 - Tensões limites consideradas para os ensaios de Blévtot e Frémy (1967) para blocos sobre quatro estacas nos modelos em tamanho real (em kgf/cm²)

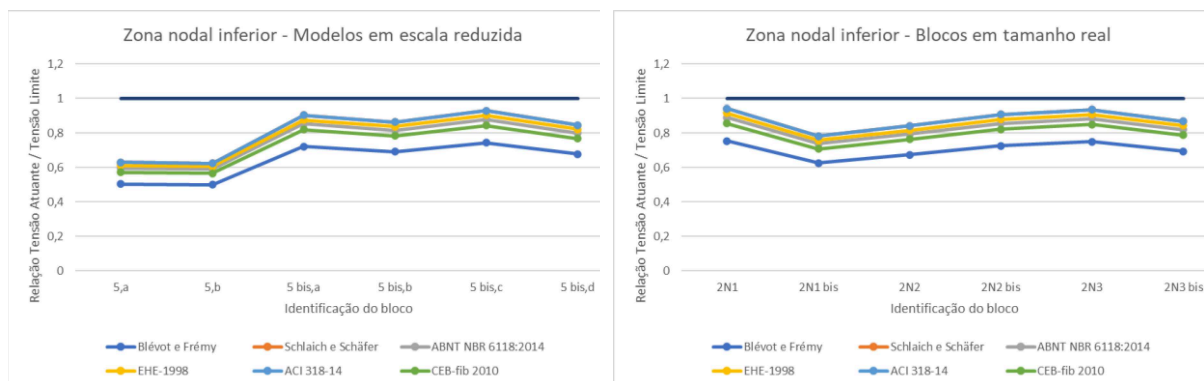
Número de identificação do bloco	Limites zona nodal inferior						
	Blévtot e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	
4N1	372,50	298,00	262,99	306,94	223,50	328,55	
4N1 bis	408,00	326,40	288,05	336,19	244,80	359,86	
4N2	371,00	296,80	261,93	305,70	222,60	327,22	
4N2 bis	341,50	273,20	241,10	281,40	204,90	301,20	
4N3	341,50	273,20	241,10	281,40	204,90	301,20	
4N3 bis	393,00	314,40	277,46	323,83	235,80	346,63	
4N4	353,50	282,80	249,57	291,28	212,10	311,79	
4N4 bis	423,00	338,40	298,64	348,55	253,80	373,09	
Número de identificação do bloco	Limites zona nodal superior						
	Blévtot e Frémy (1967)	Schlaich e Schäfer (1991)	ABNT (2014)	EHE-08 (2008)	ACI (2014)	CEB (2010)	Estado triplo de tensões
4N1	782,25	409,75	372,50	1446,05	372,50	438,06	434,62

4N1 bis	856,80	448,80	408,00	1583,86	408,00	479,81	474,01
4N2	779,10	408,10	371,00	1440,22	371,00	436,30	432,96
4N2 bis	717,15	375,65	341,50	1325,70	341,50	401,60	400,13
4N3	717,15	375,65	341,50	1325,70	341,50	401,60	400,13
4N3 bis	825,30	432,30	393,00	1525,63	393,00	462,17	457,38
4N4	742,35	388,85	353,50	1372,29	353,50	415,72	413,49
4N4 bis	888,30	465,30	423,00	1642,09	423,00	497,45	490,62

Fonte: Autor.

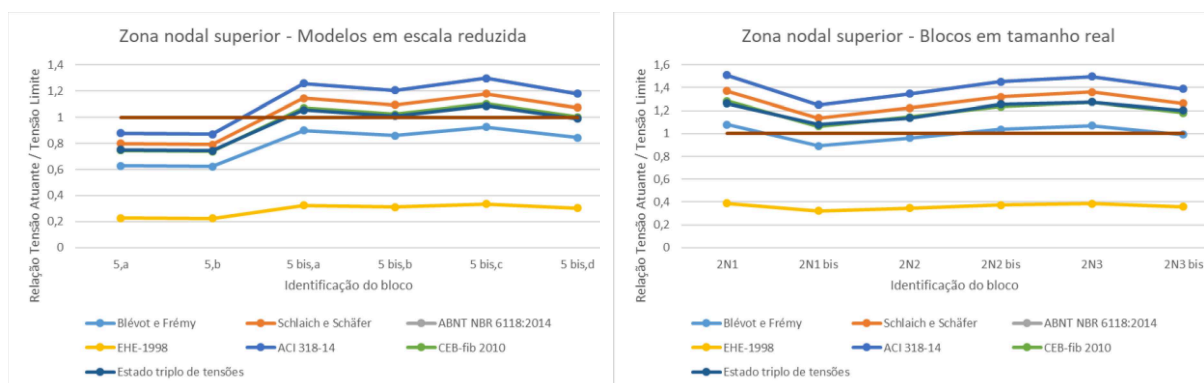
Para a análise das correlações entre as tensões atuantes e os limites apresentados, a razão entre a tensão atuante e a tensão limite foi analisada. Sabendo-se o tipo de ruptura de cada bloco, quanto mais próximo de 1 esta razão, mais próximo da ruptura real será o limite adotado. Essas relações são apresentadas nos Gráficos abaixo.

Gráfico 2 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)



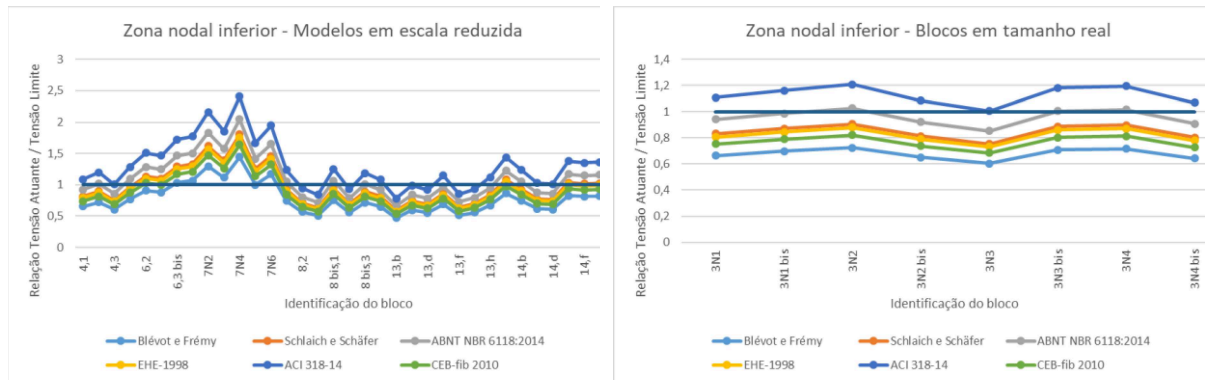
Fonte: Autor.

Gráfico 3 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)



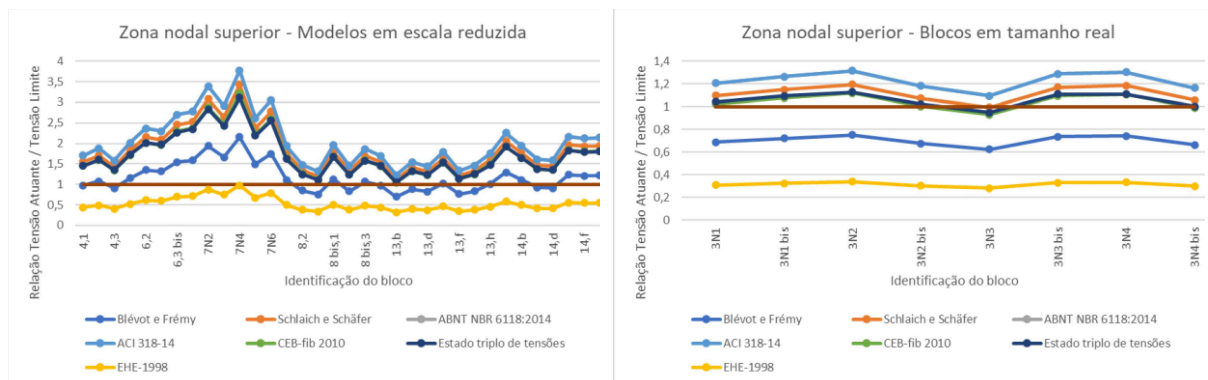
Fonte: Autor.

Gráfico 4 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)



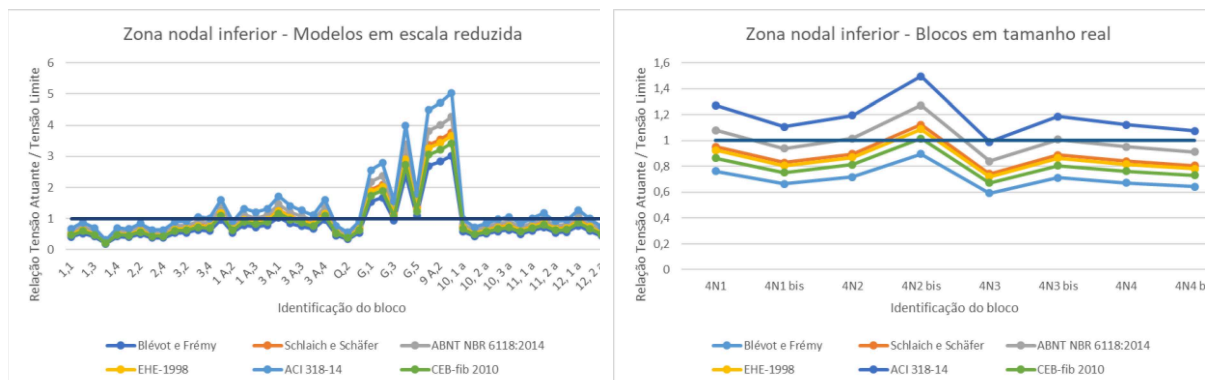
Fonte: Autor.

Gráfico 5 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)



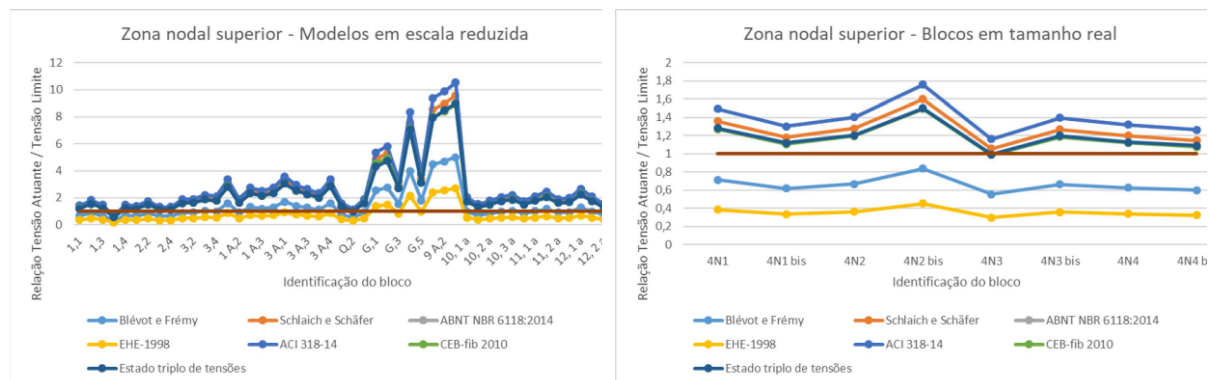
Fonte: Autor.

Gráfico 6 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal inferior para os blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévot e Frémy (1967)



Fonte: Autor.

Gráfico 7 - Relação entre a tensão atuante e a tensão limite na zona nodal superior para os blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)



Fonte: Autor.

A análise dos gráficos mostra a discrepância entre os limites adotados. Percebe-se que dentre os modelos em escala reduzida e em tamanho real há diferenças significativas entre qual limite se aproxima da ruptura experimental.

Para os blocos sobre duas estacas, segundo as observações de Blévet e Frémy (1967), os ensaios de modelos em escala reduzida apresentaram predominantemente rupturas por fissuras inclinadas na parte superior (tração diagonal da biela) e após o esmagamento das bielas em alguns modelos. Diante disso, analisando-se os gráficos, nota-se que todos os limites para as zonas nodais inferiores ficaram acima das tensões atuantes nos blocos, apresentando valores de limites próximos entre si, sendo os limites propostos pelo ACI-318 (2019) mais próximos das tensões atuantes.

Quanto à zona nodal superior os limites propostos pela EHE-08 (2011) são discrepantes do comportamento experimental, apresentando limites 50% maiores do que as tensões atuantes nos blocos no momento da ruptura, fato que pode ser ampliado para os demais modelos e blocos. Já os limites propostos pela ABNT NBR 6118 (2014) e ACI-318 (2019) apresentaram valores iguais, devido às considerações realizadas quanto aos coeficientes, apresentando os menores valores limites dentre os analisados, fato que também pode ser expandido para os demais modelos e blocos. O estado triplo de tensões e o limite proposto por Código Modelo do CEB-FIP (2010) apresentaram os valores de limites muito próximos ao comportamento das tensões atuantes no bloco.

Nos blocos sobre duas estacas em tamanho real, praticamente todas as rupturas foram na zona nodal superior, apresentando, assim como nos ensaios em escala reduzida, limites nas zonas nodais inferiores maiores que as tensões atuantes nos blocos, sendo os valores propostos por ACI-318 (2019) os mais próximos das tensões atuantes. Com relação à zona nodal superior, nota-se que os limites propostos por Blévy e Frémy (1967) apresentaram valores mais próximo com as tensões atuantes nos blocos.

Para os blocos sobre três estacas, os ensaios com modelos em escala reduzida apresentaram em geral rupturas por fissuras inclinadas (tração diagonal) ou na face inferior do bloco. Dentre os limites apresentados, os propostos por ACI-318 (2019) apresentaram os menores valores de limites junto à zona nodal inferior. Para a zona nodal inferior, os limites da ABNT NBR 6118 (2014) apresentaram valores mais próximos das tensões atuantes. Na zona nodal superior, observou-se que os limites propostos por Blévy e Frémy (1967) apresentaram valores que mais se aproximaram com as tensões atuantes nos blocos.

Já nos blocos sobre três estacas em tamanho real, a maioria das rupturas ocorreram por fissuras inclinadas, apresentando fissuras sob face inferior e nas faces laterais, de acordo com Blévy e Frémy (1967). Na zona nodal inferior, assim como no modelo em escala reduzido, os limites propostos pela ABNT NBR 6118 (2014) apresentaram valores mais próximos das tensões atuantes. Já para a zona nodal superior, percebe-se que o estado triplo de tensões e o limite proposto pelo Código Modelo do CEB-FIP (2010) apresentaram os valores limites muito próximos entre si e próximos dos valores das tensões atuantes nos blocos.

Com relação aos blocos sobre quatro estacas nos modelos em escala reduzida, Blévy e Frémy (1967) observaram que a maioria das rupturas ocorreram na face inferior, partindo de uma ou mais estacas, formando fissuras inclinadas. Na zona nodal inferior, os limites propostos por ACI-318 (2019) resultaram em valores mais próximos das tensões atuantes no bloco. Junto à zona nodal superior, os limites propostos por Blévy e Frémy (1967) apresentaram valores próximos das tensões atuantes.

Por fim, nos blocos sobre quatro estacas em tamanho real, assim como nos modelos em escala reduzida, Blévy e Frémy (1967) observaram que a maioria das rupturas foram ocasionadas por fissuras inclinadas (tração diagonal), iniciando-se em uma ou em mais estacas. Na zona nodal inferior, os limites propostos pela ABNT NBR 6118 (2014) apresentaram valores próximos das

tensões atuantes nos blocos. Já na zona nodal superior, nenhum limite adotado apresentou valores relativamente próximos às tensões atuantes, sendo o estado triplo de tensões e o limite proposto pelo Código Modelo do CEB-FIP (2010) aqueles com valores mais aproximados destas tensões.

Observou-se que os limites propostos por Schlaich e Schäfer (1991) apresentaram valores consistentes em todos os ensaios.

CONCLUSÕES

Analisando os diversos valores limites adotados, verificou-se que há discrepância entre eles. Isso demonstra que, dependendo do limite adotado, pode-se considerar que o bloco esteja ou não verificado em relação à força de ruptura.

Com a análise dos resultados e observações relacionados aos ensaios realizados por Blévo e Frémy (1967) e os valores limites adotados, nota-se que alguns limites apresentam valores muito superiores às tensões atuantes nos blocos. Dessa forma, caso esses limites fossem adotados para o dimensionamento, embora atendam aos critérios de segurança definidos pelas normas, verifica-se que as tensões atuantes para a ruptura do bloco seriam inferiores a eles. Assim, ainda que atenda ao critério de segurança, a ruptura do bloco acontece com tensões inferiores àquelas tensões limites.

Os valores limites adotados devem ser analisados de acordo com o tipo de bloco. Algumas conclusões que podem ser inferidas dos resultados das tensões limites são apresentadas a seguir.

- O limite proposto pela norma espanhola EHE-08 (2011) para a zona nodal superior apresenta valores limites elevados em relação aos demais limites e com as tensões atuantes nos blocos. Desse modo, é necessário ter cautela ao considerar este limite, pois os blocos ensaiados por Blévo e Frémy (1967) apresentavam rupturas com tensões nodais aproximadamente 50% menores que os valores admitidos por essa norma.
- Quando desconsiderados os coeficientes de ponderação das ações de longa duração e de projeto, os limites propostos pela ABNT NBR 6118 (2014) e ACI-

318 (2019) para a zona nodal superior se tornam iguais. Estes limites apresentam valores relativamente menores que os demais limites e as tensões atuantes nos blocos.

- Na zona nodal inferior, para todos os casos, os limites propostos pela ABNT NBR 6118 (2014) e ACI-318 (2019) apresentam melhores resultados, com valores que se aproximaram mais das tensões atuantes nos blocos, adequando-se para uma análise que atenda segurança, eficiência e economia.

Na zona nodal superior, três limites propostos apresentam melhores resultados: Blévoit e Frémy (1967), Código Modelo do CEB-FIP (2010) e a consideração do estado triplo de tensões.

APÊNDICE B

DETALHAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS

A seguir serão descritos o resumo dos materiais utilizados nos quatro modelos ensaiados. O detalhamento completo blocos B16-12,5S, B16-12,5L, B20S e B20L também está apresentado.

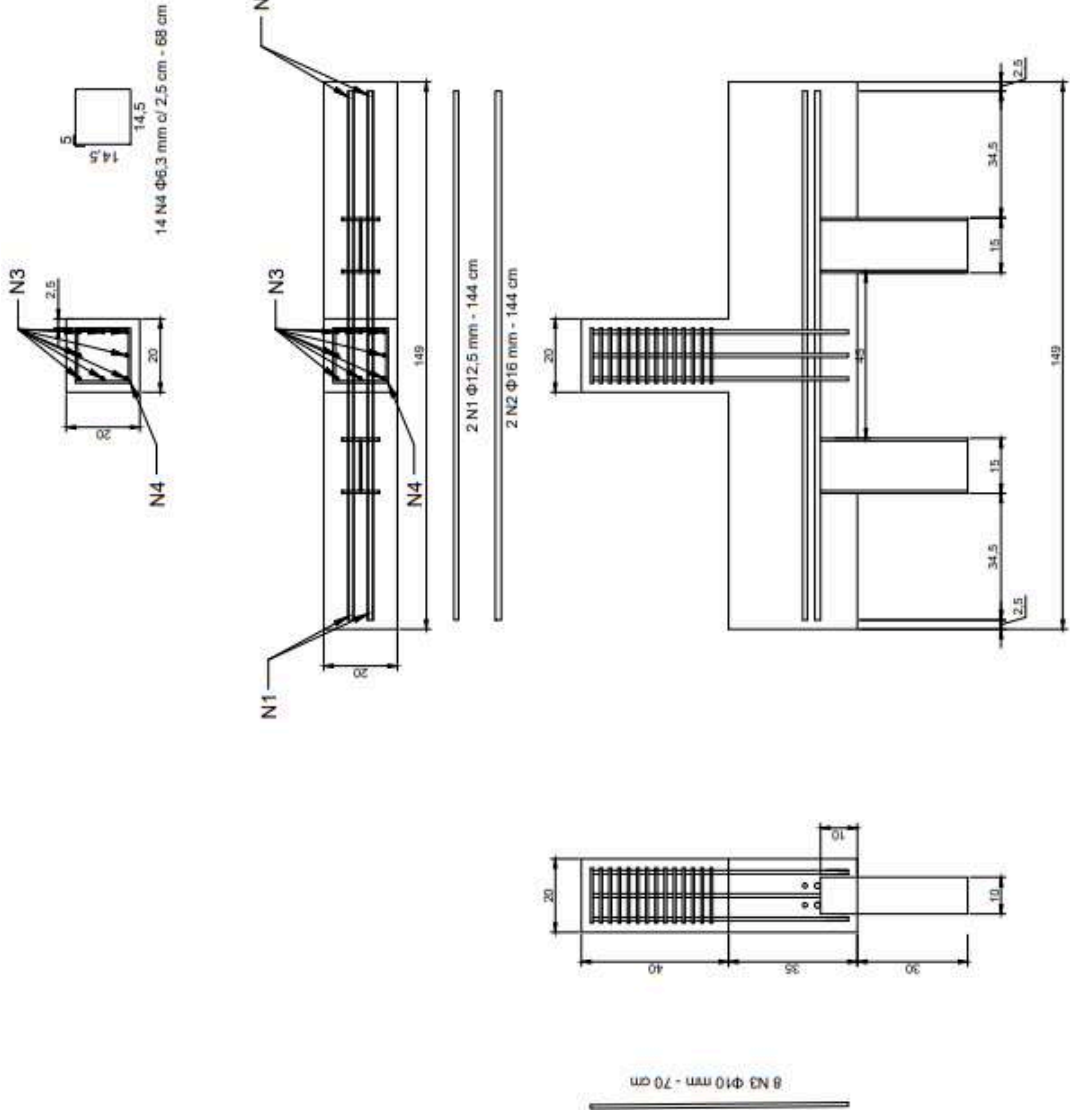
Relação do aço utilizado – Blocos e pilares

Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)				Comprimento total (m)	Peso (kg)
		Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4		
CA-50	6,3	8,16	8,16	8,16	8,16	32,64	8,00
	10	5,6	5,6	5,6	5,6	22,4	13,82
	12,5	-	-	3,38	3,38	6,76	6,51
	16	-	-	3,38	3,38	6,76	10,67
	20	3,38	3,38	-	-	6,76	16,67

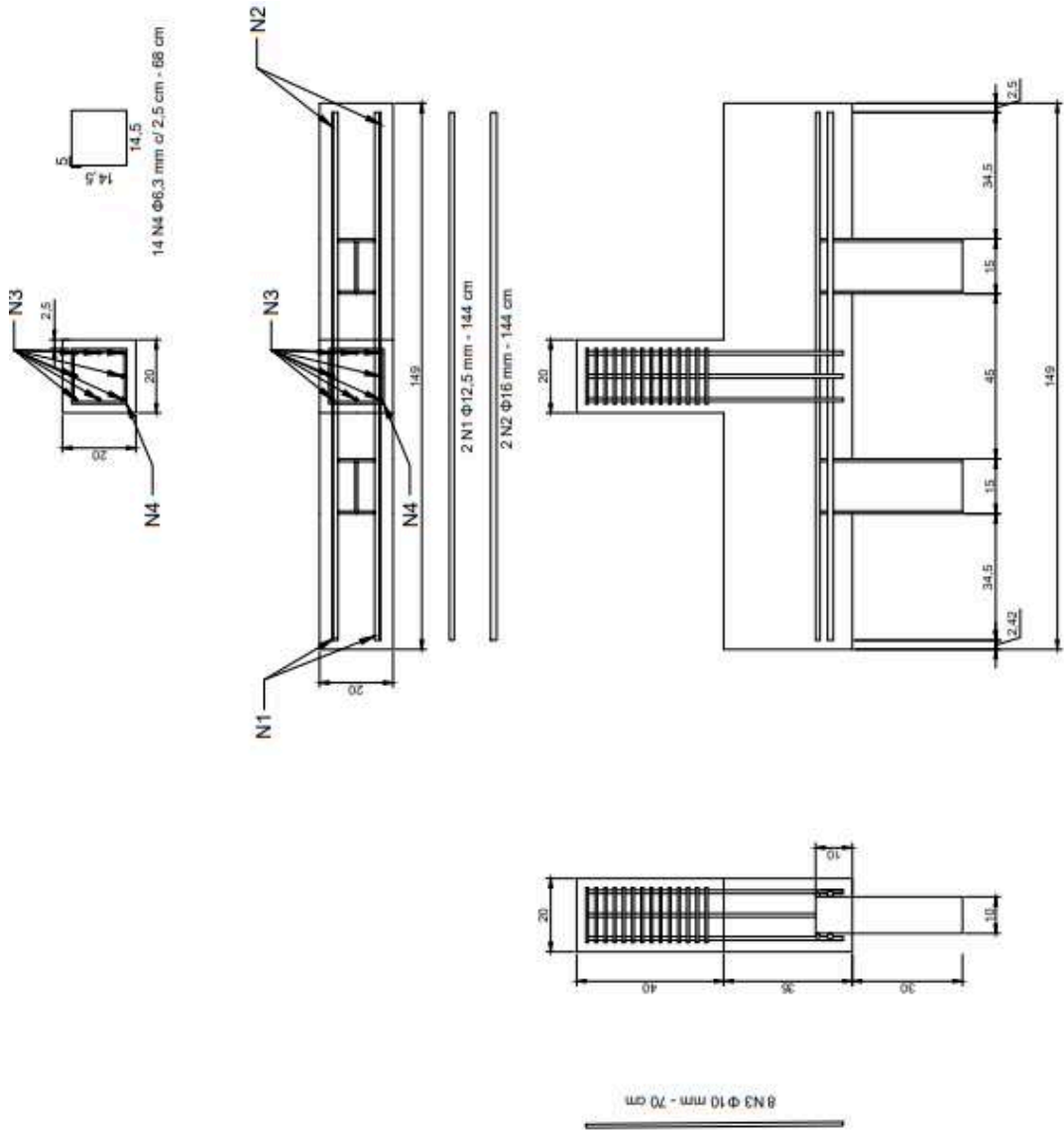
Resumo dos materiais

Volume de concreto 25 MPa (m³)	0,481
Peso CA-50 (kg)	55,66
Área de fôrma (m²)	7,2

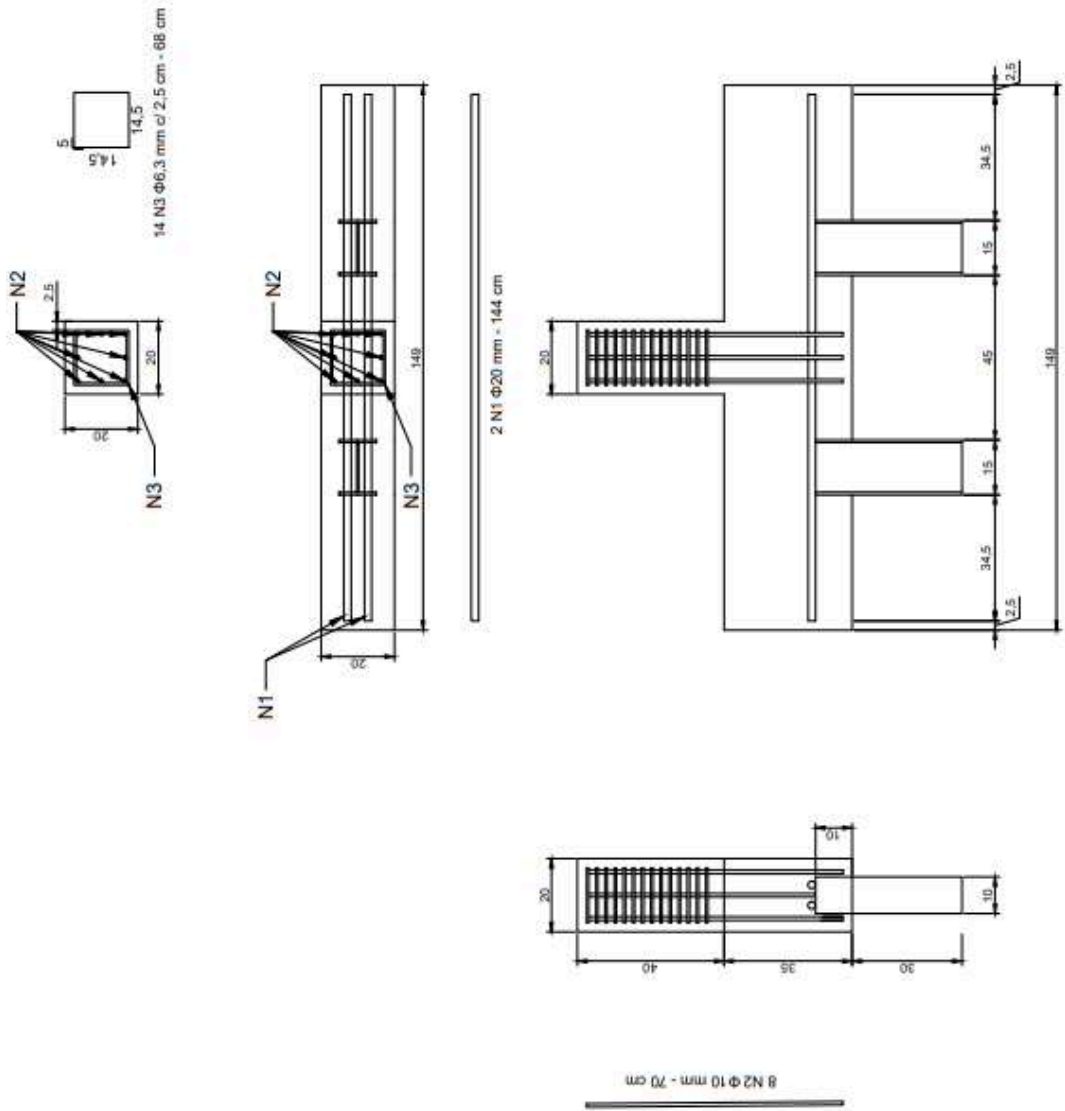
Detalhamento bloco B16-12,5S



Detalhamento bloco B16-12,5L



Detalhamento bloco B20S



Detalhamento bloco B20L

