

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

**MARIELLE FERNANDA MANIEZZO**

**INFLUÊNCIA DA ARMADURA DE UM BLOCO DE  
CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS  
SUBMETIDO A EXCENTRICIDADES**

MARINGÁ

2023

**MARIELLE FERNANDA MANIEZZO**

**INFLUÊNCIA DA ARMADURA DE UM BLOCO DE  
CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS  
SUBMETIDO A EXCENTRICIDADES**

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

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli

Coorientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério  
Cordeiro dos Reis

**MARINGÁ**

**2023**

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

M278i	<p>Maniezzo, Marielle Fernanda</p> <p>Influência da armadura de um bloco de concreto armado sobre duas estacas submetido a excentricidades / Marielle Fernanda Maniezzo. – Maringá, PR, 2023. 156 f.: il. color., figs., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli. Coorientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.</p> <p>1. Fundação e estrutura. 2. Análise - Elementos finitos. 3. Bloco de fundação. 4. ABAQUS (programa computacional). 5. Simulação numérica. I. Vanalli, Leandro, orient. II. Reis, Jeselay Hemetério Cordeiro dos, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.</p>
-------	---

CDD 23.ed. 624.154

MARIELLE FERNANDA MANIEZZO

**INFLUÊNCIA DA ARMADURA DE UM BLOCO DE CONCRETO ARMADO  
SOBRE DUAS ESTACAS SUBMETIDO A EXCENRICIDADES**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 27/01/2023, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**

**LEANDRO**

**VANALLI:929472**

**63987**

Assinado de forma digital  
por LEANDRO  
VANALLI:92947263987  
Dados: 2023.03.07 11:01:11  
-03'00'

**Prof. Dr. Leandro Vanalli**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professor Orientador

**Prof. Dr. Jeselay Hemeidão Cordeiro dos Reis**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professor Coorientador

**Luiz Antonio Farani de Souza**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá

**Leonardo Martins e Silva**

Curso de Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por estar sempre à frente, abençoando meu caminho e me dando forças para seguir a jornada com determinação e coragem.

Aos meus pais, Valdecir Maniezzo e Maria Aparecida Castilho, por todo amor e suporte que sempre me deram. Sou muito grata por acreditarem em mim e incentivarem a seguir meus sonhos.

Aos meus familiares que sempre rezaram e torceram por mim.

Ao meu noivo, Silvio Ferrari, por compartilhar tantos momentos ao meu lado, pelo acolhimento e apoio nos momentos mais difíceis.

Ao professor Leandro Vanalli pela orientação, compreensão e pelas palavras de incentivo ao longo do trajeto. Ao professor Jeselay Hemetério pelos bons conselhos, pela disponibilidade para coorientação e por todos os ensinamentos.

Aos meus amigos Helloany Sartore, Gabrielle Zambon, Patricia Teixeira, Aline Esposto e Renan Braz por alegrarem meus dias e me incentivarem a realizar esse trabalho. Aos colegas de mestrado, Vinicius Moura e Diego Marciano, pela troca de conhecimentos e de experiências.

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

*“Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo para a vitória é o desejo de vencer.”*

*Mahatma Gandhi*

## RESUMO

Blocos sobre estacas são elementos estruturais destinados a transferir ações da superestrutura para um conjunto de estacas. O seu dimensionamento é geralmente realizado por meio de formulações analíticas, considerando-se um modelo de escoras e tirantes. Apesar dos avanços nos estudos, não há um procedimento padrão para o projeto de blocos sobre estacas. Por ser um elemento que não permite inspeção visual, é muito importante conhecer seu comportamento em serviço, para poder dimensioná-lo de forma mais eficiente e se obter o melhor desempenho do elemento. Neste contexto, este trabalho teve por objetivo analisar a influência da armadura blocos sobre duas estacas submetidos a excentricidades. As simulações numéricas foram desenvolvidas com o emprego do programa computacional ABAQUS, baseado no Método dos Elementos Finitos, considerando a não linearidade física dos materiais. A validação do modelo demonstrou complexidade de reprodução dos resultados experimentais do modelo de referência, observando maior rigidez no modelo numérico. No entanto, os resultados em relação à carga de ruptura e à evolução de fissuração foram satisfatórios. Ao todo foram simulados numericamente dezesseis modelos, variando-se a posição dos pilares, a área de aço da armadura principal, a armadura superior e os estribos horizontais. Com isso, foi possível analisar a relação força-deslocamento, a distribuição de tensões principais, a fissuração e a deformação da armadura principal. As principais conclusões foram que a excentricidade do pilar altera o modelo de escoras e tirantes e as variações das armaduras podem interferir nos resultados. Com relação às armaduras secundárias, concluiu-se que sua utilização não influenciou significativamente na capacidade resistente dos blocos. Portanto, as conclusões obtidas indicam que existe a necessidade de mais estudos sobre o tema buscando compreender o funcionamento dos blocos de fundação para realização de um projeto adequado.

**Palavras-chave:** Fundação; escoras e tirantes; análise numérica; elementos finitos.

## ABSTRACT

Pile caps are structural elements used to transfer actions from the superstructure to a group of piles. The design of caps is normally made through analytical formulations, considering a strut and tie method. Even with advances in studies, there is no standard procedure for designing pile caps. As it is an element that does not allow visual inspection, it is very important to know its behavior in service in depth, in order to be able to dimension it more efficiently and obtain the best performance from the element. This work aimed to carry out a the influence of pile caps submitted to eccentricities. The numerical analyses are executed using ABAQUS software, based on the Finite Elements Method, considering non-linearity of the materials. The calibration study demonstrated the complexity of reproducing the experimental results of the reference model. However, the results in relation to the load and the cracking evolution were satisfactory. Sixteen models were numerically simulated, varying the position of the column, the steel area of the reinforcement and secondary reinforcement. It was possible to analyze the force-displacement relationship, the stresses, cracking and strain of the models. The main conclusions were that the eccentricity of the column alters the model of struts and ties and variations in reinforcement can interfere with the results. With regard to secondary reinforcement, it was concluded that its use did not significantly increased the resistant capacity of the caps. The conclusions indicate that there is a need for more studies to understand behavior of pile caps to carry out an adequate project.

**Keywords:** Foundation; strut and tie; numerical analysis; finite elements.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Bloco sobre quatro estacas.....	20
Figura 2.2 - Analogia de treliça em viga de concreto armado.....	23
Figura 2.3 - Viga após o colapso, sendo (a) lado sem estribos e (b) lado com estribos.....	23
Figura 2.4 - Modelo de escoras e tirantes para um bloco sobre quatro estacas.....	25
Figura 2.5 - Regiões “B” e “D” .....	26
Figura 2.6 - Situações típicas de regiões “D” .....	27
Figura 2.7 - Tipos de escoras.....	28
Figura 2.8 - Tipos de nós .....	29
Figura 2.9 - Configurações de escoras e tirantes nas regiões nodais.....	30
Figura 2.10 - Blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet (1967).....	31
Figura 2.11 - Blocos sobre três estacas ensaiados por Blévet (1967) .....	32
Figura 2.12 - Blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévet (1967).....	33
Figura 2.13 - Ensaios realizados por Blévet e Frémy (1967).....	33
Figura 2.14 - Modelos ensaiados por Mautoni (1972) .....	34
Figura 2.15 - Ensaio do bloco com armadura em bigode.....	35
Figura 2.16 - Blocos sobre cinco e seis estacas.....	36
Figura 2.17 - Blocos sobre três estacas ensaiados por Miguel (2000) .....	38
Figura 2.18 - Bloco sobre duas estacas ensaiado por Munhoz (2014) .....	41
Figura 2.19 - Formulação das bielas segundo Munhoz (2004) e Blévet e Frémy (1967).....	45
Figura 2.20 - Modelo de treliça refinado proposto por Delalibera (2006) .....	47
Figura 2.21 - Modelo de bloco analisado por Munhoz, Barros e Giongo (2010) .....	48
Figura 2.22 - Campos de tensão na direção 1 (tração) .....	49
Figura 2.23 - Campos de tensão no modelo na direção 3 (compressão). .....	50
Figura 2.24 - Modelo de treliça para bloco sobre duas estacas .....	56
Figura 2.25 - Ligação do bloco de fundação e as estacas.....	59
Figura 2.26 - Ancoragem da armadura principal do bloco.....	66
Figura 3.1 - Elemento finito C3D8R .....	69
Figura 3.2 - Elemento finito T3D2 .....	70
Figura 3.3 - Comportamento do concreto sob compressão uniaxial .....	72
Figura 3.4 - Comportamento do concreto sob tração uniaxial .....	72
Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação do aço.....	78

Figura 3.6 - Relação tensão-deformação do aço.....	78
Figura 4.1 - Seção transversal do pilar estudado .....	79
Figura 4.2 - Disposição de armaduras no pilar .....	80
Figura 4.3 - Geometria das estacas .....	81
Figura 4.4 - Geometria do bloco sobre estacas.....	82
Figura 4.5 - Bloco sobre estacas (Série BP1) .....	84
Figura 4.6 - Bloco sobre estacas (Série BP2) .....	84
Figura 4.7 - Bloco sobre estacas (Série BP3) .....	85
Figura 5.1 - Modelos ensaiados por Munhoz (2014).....	88
Figura 5.2 - Concepção do modelo.....	89
Figura 5.3 - Malha de elementos finitos .....	90
Figura 5.4 - Condições de contorno aplicadas ao modelo .....	91
Figura 5.5 - Ligação entre pilar, bloco e estacas .....	92
Figura 5.6 - Conexão das armaduras com o concreto.....	92
Figura 5.7 - Modelo constitutivo à compressão do concreto C25 .....	94
Figura 5.8 - Modelo constitutivo à tração do concreto C25 .....	94
Figura 5.9 - Modelo constitutivo à compressão do concreto C50 .....	95
Figura 5.10 - Modelo constitutivo à tração do concreto C50 .....	95
Figura 5.11 - Influência do ângulo de dilatação na curva força-deslocamento.....	96
Figura 5.12 - Influência da viscosidade na curva força-deslocamento.....	97
Figura 5.13 - Posições dos transdutores no modelo de Munhoz (2014).....	98
Figura 5.14 - Ponto para medição dos deslocamentos no bloco.....	98
Figura 5.15 - Curvas força-deslocamento para validação do modelo .....	99
Figura 5.16 - Primeiras fissuras observadas por Munhoz (2014).....	100
Figura 5.17 - Fissuração nos blocos de fundação ensaiados por Munhoz (2014).....	100
Figura 5.18 - Evolução do dano à compressão .....	101
Figura 6.1 - Pontos para extração das forças e deslocamentos.....	103
Figura 6.2 - Força-deslocamento - Série BP1.....	104
Figura 6.3 - Relação entre força e área de aço - Série BP1 .....	105
Figura 6.4 - Posição do corte no modelo .....	105
Figura 6.5 - Campos de tensões principais - Série BP1.....	106
Figura 6.6 - Identificação das regiões nodais .....	107
Figura 6.7 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP1.....	108
Figura 6.8 - Relação entre tensão máxima e área de aço - Série BP1 .....	109

Figura 6.9 - Evolução do dano à compressão nos blocos - Série BP1 .....	110
Figura 6.10 - Evolução do dano à tração nos blocos - Série BP1.....	111
Figura 6.11 - Tensões na armadura do bloco- Série BP1 .....	112
Figura 6.12 - Tensões na armadura principal para o último incremento- Série BP1 .....	113
Figura 6.13 - Tensões na armadura principal do bloco- Série BP1 .....	115
Figura 6.14 - Deformações na armadura principal do bloco para força de convergência - Série BP1 .....	116
Figura 6.15 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP1.....	117
Figura 6.16 - Força-deslocamento - Série BP2.....	119
Figura 6.17 - Relação entre força e área de aço - Série BP2 .....	120
Figura 6.18 - Campos de tensões principais - Série BP2.....	121
Figura 6.19 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP2.....	122
Figura 6.20 - Evolução do dano à compressão - Série BP2 .....	124
Figura 6.21 - Evolução do dano à tração - Série BP2.....	125
Figura 6.22 - Tensões na armadura do bloco- Série BP2 .....	126
Figura 6.23 - Tensões na armadura principal - Série BP2.....	127
Figura 6.24 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP2.....	128
Figura 6.25 - Força-deslocamento - Série BP3.....	130
Figura 6.26 - Relação entre força e área de aço - Série BP3 .....	131
Figura 6.27 - Campos de tensões principais - Série BP3.....	132
Figura 6.28 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP3.....	133
Figura 6.29 - Evolução do dano à compressão - Série BP3 .....	134
Figura 6.30 - Evolução do dano à tração - Série BP3.....	135
Figura 6.31 - Tensões nas armaduras do bloco- Série BP3 .....	137
Figura 6.32 - Tensões na armadura principal - Série BP3.....	138
Figura 6.33 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP3.....	139
Figura 6.34 - Tensão-deformação para os blocos BP1AS3, BP2AS3 e BP3AS3 .....	140
Figura 6.35 - Fluxo de tensões nos blocos BP1AS3, BP2AS3 e BP3AS3 .....	141
Figura 6.36 - Influência da armadura superior no bloco BP1AS3 .....	143
Figura 6.37 - Influência da armadura superior no bloco BP3AS3 .....	143
Figura 6.38 - Influência dos estribos horizontais no bloco BP1AS3.....	144
Figura 6.39 - Influência dos estribos horizontais no bloco BP3AS3.....	144

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Forças e armadura principal do bloco .....	82
Tabela 4.2 - Resumo dos modelos para estudo da influência da armadura principal.....	83
Tabela 4.3 - Resumo dos modelos estudados .....	85
Tabela 5.1 - Tipo e dimensão dos elementos finitos .....	90
Tabela 5.2 - Características do aço.....	93
Tabela 5.3 - Características do concreto.....	93
Tabela 5.4 - Parâmetros do concreto no CDP .....	96
Tabela 6.1 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP1 .....	104
Tabela 6.2 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP2 .....	119
Tabela 6.3 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP3 .....	130
Tabela 6.4 - Tensões máximas nas estacas.....	142

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Dimensão do bloco em determinada direção
$a_e$	Largura da estaca
$A_e$	Área da seção transversal da estaca
$a_p$	Largura do pilar
$A_p$	Área da seção transversal do pilar
$A_s$	Área de aço
$A_{s,calc}$	Área de aço calculada
$A_{s,ef}$	Área de aço efetiva
$A_{s,nec}$	Área de aço necessária
$A_{s,p}$	Área de aço da armadura de pele
$A_{s,sup}$	Área de aço da armadura superior
$B$	Largura do bloco
$b_c$	Constante de compressão
$b_t$	Constante de tração
$C$	Distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada
$c$	Cobrimento da armadura
$d$	Altura útil do bloco
$D$	Diâmetro da estaca
$d_c$	Dano à compressão
$d_{máx}$	Altura máxima do bloco
$d_{mín}$	Altura mínima do bloco
$d_t$	Dano à tração
$e$	Distância entre eixos da estaca
$E_{aço}$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,exp}$	Módulo de elasticidade do concreto obtido experimentalmente
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$f_{bd}$	Resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas
$F_{bk,n}$	Resistência d aderência das barras
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{cm}$	Resistência média do concreto à compressão

$f_{ct}$	Tensão característica resistente do concreto à tração
$F_d$	Força de cálculo
$f_{tm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_y$	Tensão de escoamento
$f_{yd}$	Resistência de cálculo do aço
$f_{yk}$	Resistência característica do aço
$G_F$	Energia de fratura
$h$	Altura do bloco
$K_c$	Razão entre os meridianos de tração e compressão
$L$	Comprimento do bloco
$l_b$	Comprimento de ancoragem básico
$l_{b,min}$	Comprimento de ancoragem mínimo
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário
$l_d$	Tamanho do elemento finito
$R$	Raio de dobramento da armadura
$R_{cb}$	Força atuante na diagonal comprimida
$R_{st}$	Força atuante no tirante
$R_{st,gan}$	Força resistida pelo gancho
$V$	Distância entre o eixo da estaca e a face do bloco
$w$	Abertura de fissura
$w_c$	Abertura de fissura crítica
$\varepsilon$	Deformação
$\varepsilon_{cl}$	Deformação de pico
$\varepsilon^{el}$	Deformação elástica
$\varepsilon^{in}$	Deformação inelástica
$\varepsilon^{pl}$	Deformação plástica
$\varepsilon_u$	Deformação última
$\mu$	Viscosidade
$\theta$	Ângulo de inclinação da biela
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\xi$	Excentricidade
$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	Razão entre tensão uniaxial e biaxial
$\sigma_c$	Tensão de compressão

$\sigma_{c0}$	Tensão de escoamento
$\sigma_{cd,b,est}$	Tensão de compressão na biela relativa à estaca
$\sigma_{cd,b,lim,est}$	Tensão de compressão limite na biela relativa à estaca
$\sigma_{cd,b,lim,pil}$	Tensão de compressão limite na biela relativa ao pilar
$\sigma_{cd,b,pil}$	Tensão de compressão na biela relativa ao pilar
$\sigma_{cu}$	Tensão última
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\sigma_{t0}$	Pico de tensão
$\phi$	Diâmetro da armadura
$\psi$	Ângulo de dilatação

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	Justificativa .....	18
1.2	Objetivos.....	18
1.2.1	Objetivo geral .....	18
1.2.2	Objetivos específicos.....	18
1.3	Estrutura do trabalho.....	19
2	BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	20
2.1	Blocos sobre estacas .....	20
2.2	Classificação de blocos sobre estacas .....	21
2.3	Método das Bielas.....	23
2.3.1	Regiões “B” e “D”.....	25
2.3.2	Escoras.....	27
2.3.3	Regiões nodais.....	28
2.4	Pesquisas com ênfase experimental.....	30
2.4.1	Blévo e Frémy (1967).....	30
2.4.2	Mautoni (1972).....	34
2.4.3	Adebar, Kuchma e Collins (1990).....	35
2.4.4	Miguel (2000).....	37
2.4.5	Delalibera e Giongo (2009).....	39
2.4.6	Munhoz (2014).....	40
2.4.7	Tortola et al. (2019).....	42
2.5	Pesquisas com ênfase numérica.....	44
2.5.1	San e Iyer (1995).....	44
2.5.2	Munhoz (2004).....	44
2.5.3	Delalibera (2006).....	46
2.5.4	Munhoz, Barros e Giongo (2010).....	47
2.5.5	Munhoz e Giongo (2011).....	50
2.5.6	Buttignol (2011).....	51
2.5.7	Oliveira, Barros e Giongo (2014).....	53
2.5.8	Bavaresco (2016).....	54
2.5.9	Dey e Karthik (2019).....	55
2.6	Projeto de blocos de concreto armado sobre duas estacas.....	56
2.6.1	Espaçamento entre estacas.....	57
2.6.2	Dimensões do bloco em planta.....	57
2.6.3	Embutimento da estaca no bloco.....	58



2.6.4	Altura útil do bloco.....	59
2.6.5	Ancoragem das armaduras dos pilares .....	59
2.6.6	Força de tração nas barras da armadura.....	61
2.6.7	Verificação das Bielas .....	62
2.6.8	Armadura principal.....	63
2.6.9	Armaduras complementares .....	63
2.6.10	Ancoragem da armadura principal do bloco.....	65
3	ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA .....	67
3.1	Método dos Elementos Finitos.....	67
3.2	Programa computacional ABAQUS .....	68
3.3	Tipos de elementos finitos .....	68
3.4	Relações constitutivas.....	70
3.4.1	Modelo constitutivo para o concreto .....	70
3.4.2	Modelo constitutivo para o aço .....	77
4	MODELOS ANALISADOS .....	79
4.1	Aspectos gerais dos modelos .....	79
4.2	Dimensionamento do bloco .....	82
4.3	Modelos da série BP1 .....	84
4.4	Modelos da série BP2 .....	84
4.5	Modelos da série BP3 .....	84
4.6	Resumo dos modelos .....	85
5	MODELAGEM NUMÉRICA .....	87
5.1	Considerações iniciais.....	87
5.2	Ensaio experimentais de Munhoz (2014).....	87
5.3	Discretização.....	89
5.4	Condições de contorno.....	91
5.5	Contato entre os elementos .....	91
5.6	Materiais .....	93
5.7	Método de solução .....	97
5.8	Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.....	97
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	103
6.1	Série BP1 .....	103
6.1.1	Força-deslocamento.....	103
6.1.2	Campos de tensões principais.....	105
6.1.3	Dano no concreto.....	109
6.1.4	Tensões nas armaduras do bloco .....	112
6.1.5	Deformação da armadura principal .....	116

6.2	Série BP2 .....	118
6.2.1	Força-deslocamento.....	118
6.2.2	Campos de tensões principais.....	120
6.2.3	Dano no concreto.....	123
6.2.4	Tensões nas armaduras do bloco .....	126
6.2.5	Deformação da armadura principal .....	128
6.3	Série BP3 .....	129
6.3.1	Força-deslocamento.....	129
6.3.2	Campos de tensões principais.....	131
6.3.3	Dano no concreto.....	134
6.3.4	Tensões nas armaduras do bloco .....	136
6.3.5	Deformação da armadura principal .....	139
6.4	Influência da excentricidade do pilar .....	140
6.5	Influência da armadura superior do bloco .....	142
6.6	Influência dos estribos horizontais do bloco.....	143
7	CONCLUSÕES .....	146
7.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	147
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	148
	ANEXO A.....	154

## 1 INTRODUÇÃO

Fundação é o conjunto de elementos estruturais destinados a transferir seguramente as cargas da superestrutura à camada resistente do solo. O tipo de fundação mais adequado é determinado considerando fatores como a topografia do local, o tipo de solo, as ações incidentes, os aspectos dos edifícios limítrofes, a disponibilidade no mercado e a viabilidade econômica (ALONSO, 2019).

As fundações podem ser classificadas em superficiais (rasas) ou profundas. De acordo com a NBR 6122:2019, as fundações superficiais transmitem as cargas ao solo principalmente pela sua base, enquanto em fundações profundas as cargas são transmitidas por sua superfície lateral ou base, ou ainda por ambos, sendo sua base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo três metros.

As estacas são um tipo de fundação profunda frequentemente utilizadas em projetos (ALONSO, 2019). Conforme Campos (2015), estas são consideradas elementos estruturais esbeltos e sua execução ocorre com o uso de equipamentos mecanizados. Com relação ao material, as estacas podem ser de concreto, madeira ou aço.

Nas fundações profundas, a ligação entre a superestrutura e as estacas ou tubulões é realizada por meio do bloco de fundação (REBELLO, 2008). Segundo a NBR 6118:2014 o referido elemento de transição é denominado bloco de fundação, enquanto na norma brasileira específica de fundações, a NBR 6122:2019, o mesmo elemento é definido como bloco de coroamento.

O bloco de fundação ou bloco de coroamento se faz necessário devido às discontinuidades entre os pilares e as estacas (NBR 6118:2014). A difícil inspeção visual e monitoramento do funcionamento dos blocos de fundação em serviço demanda cuidados especiais, devido a sua localização enterrada, visto que são fundamentais para a segurança da superestrutura (BAVARESCO, 2016).

O conhecimento do comportamento do bloco de fundação é imprescindível para que seu dimensionamento seja realizado de forma eficaz, garantindo o bom desempenho da edificação (SOUZA e DELALIBERA, 2022). Sendo assim, cada vez mais estudos são realizados com visibilidade ao tema, com modelos físicos cada vez mais realistas (BAVARESCO, 2016).

De acordo com Souza (2004), o dimensionamento dos blocos sobre estacas é realizado frequentemente pela Teoria da Flexão ou pelo Método das Bielas. A Teoria da Flexão considera que o bloco apresenta o comportamento de viga, sendo um método geralmente utilizado para o

dimensionamento de blocos caracterizados como flexíveis. Para blocos rígidos, estudos vêm consolidando o Método das Bielas como o mais apropriado para o dimensionamento (MIGUEL, 2000).

Dentre as pesquisas existentes acerca do funcionamento dos blocos de fundação, destacam-se os experimentos de Blevot e Frémy (1967), que ensaiaram blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à carga centrada. O Método das Bielas, que tem como base o estudo citado, considera o fluxo de tensões no interior do bloco representado por uma treliça espacial, em que as regiões comprimidas são representadas pelas escoras e as regiões tracionadas são definidas pelos tirantes, estando interligados por nós.

No Método das Bielas, as forças de compressão nas escoras são resistidas pelo concreto, enquanto as forças de tração são resistidas pelas armaduras (tirante). O dimensionamento do bloco deve ser realizado de forma criteriosa, visto que a área de aço deve ser suficiente para suportar as tensões e garantir a segurança da estrutura, porém não tão conservadora, visando manter uma boa relação custo-benefício.

A NBR 6118:2014 recomenda o Método das Bielas para o dimensionamento de blocos sobre estacas, sendo aplicável para estacas distanciadas igualmente do centro do pilar, com pilares de seção quadrada e submetidos à ação centrada. A norma brasileira não apresenta um roteiro para verificações e dimensionamento, principalmente se tratando das armaduras construtivas do bloco (DELALIBERA, 2006).

Como observado por Bavaresco (2016), algumas recomendações normativas ainda propõem a Teoria da Flexão para o dimensionamento de blocos de fundação. Com relação às normas que recomendam o Método das Bielas, são observadas discrepâncias entre o dimensionamento e as verificações.

Apesar dos avanços nas pesquisas, ainda não há um procedimento padrão para o projeto de blocos sobre estacas que consiga abranger todas as situações existentes (SOUZA et al., 2009). Fatores como a excentricidade de pilares, a geometria de pilares e a quantidade de estacas que compõem o bloco podem alterar o modelo de escoras e tirantes conhecido.

Visto a importância do estudo do comportamento blocos de fundação para garantir a segurança da estrutura, no presente trabalho será realizada a análise da influência das armaduras de um bloco de concreto sobre duas estacas considerando excentricidades de pilares, por meio de um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

## **1.1 Justificativa**

Os blocos de fundação são de grande importância para a segurança da estrutura, porém a sua localização é de difícil inspeção em serviço. Com isso, torna-se ainda mais relevante compreender seu comportamento para o dimensionamento adequado.

O Método das Bielas geralmente é utilizado como base para o dimensionamento de blocos rígidos, porém não há um procedimento padrão aceito para o projeto. A NBR 6118:2014 recomenda o dimensionamento dos blocos com base em modelos de escoras e tirantes, no entanto a posição do pilar no bloco de fundação pode gerar excentricidades e alterar o modelo conhecido. A quantificação da armadura principal do bloco, responsável pela absorção das tensões de tração, e das armaduras secundárias são determinantes para o bom funcionamento da estrutura, e devem atender às necessidades de segurança e economia.

Visto isso, o presente trabalho visa analisar a influência das armaduras em um bloco de concreto sobre duas estacas, considerando a influência da excentricidade do pilar. A análise dos modelos será realizada por meio de métodos numéricos, que é vantajoso em relação aos métodos analíticos e experimentais, pois possibilita a análise de resultados otimizando tempo e recursos.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Este trabalho tem por objetivo geral analisar a influência das armaduras de um bloco de concreto armado sobre duas estacas, considerando a excentricidade do pilar.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar o comportamento do bloco sobre duas estacas para a variação da área de aço da armadura principal;
- Comparar a distribuição de tensões em blocos sujeitos à excentricidade;
- Analisar o comportamento de fissuração no concreto de blocos com excentricidade de pilar;
- Verificar a influência da armadura da armadura superior no bloco; e

- Verificar a influência dos estribos horizontais do bloco.

### 1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho encontra-se estruturado em seis capítulos e um anexo.

No Capítulo 1 é apresentada uma contextualização sobre o tema. Também são expostos a definição do problema, as justificativas e os objetivos gerais e específicos deste trabalho

O Capítulo 2 consiste em uma revisão bibliográfica, em que são apresentados aspectos importantes sobre os blocos de fundação, com destaque para o Método das Bielas. Além disso, são expostos os principais estudos numéricos e experimentais acerca dos blocos de fundação, que dão base a esse trabalho. Por fim, são apresentadas algumas das recomendações para o projeto de blocos sobre duas estacas.

No Capítulo 3 estão dispostos os aspectos da modelagem numérica. Foi realizada uma breve introdução sobre o Método dos Elementos Finitos e do *software* utilizado. Além disso, foram descritos os modelos constitutivos para o concreto e para o aço, necessários para a análise numérica.

No Capítulo 4 são descritos os modelos estudados, contendo suas dimensões, materiais e demais características.

No Capítulo 5 tem-se a validação do modelo numérico a partir da comparação dos resultados com os experimentais. São descritos os principais métodos e aspectos considerados na modelagem dos blocos sobre estacas.

No Capítulo 6 são mostrados os principais resultados obtidos. Esses são discutidos e analisados.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

## 2 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

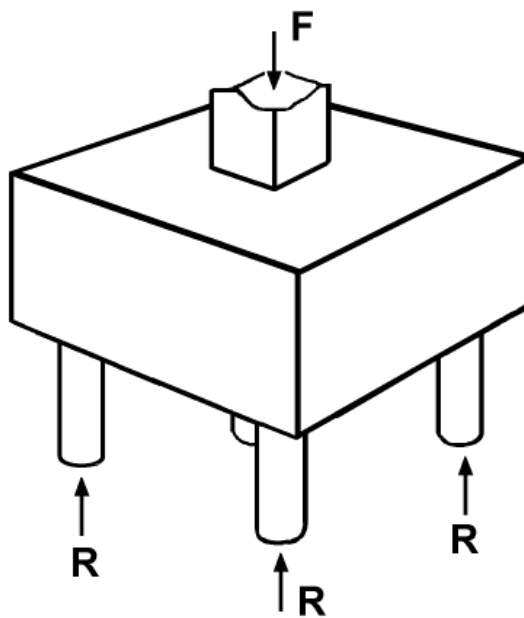
Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica referente aos blocos de fundação. São dispostos os principais estudos experimentais e numéricos encontrados na literatura, que auxiliam na compreensão do comportamento do elemento estrutural. Além disso, são descritas as principais recomendações para o projeto dos blocos de fundação.

### 2.1 Blocos sobre estacas

As estacas são elementos estruturais esbeltos que tem por finalidade transmitir as cargas da superestrutura ao solo, seja pela resistência de ponta, pela resistência ao longo do fuste devido ao atrito lateral ou pela combinação de ambos. A execução destas pode ser realizada pela cravação ou perfuração do solo (ALONSO, 1983).

O bloco de fundação é o elemento estrutural com a função de transferir as cargas provenientes da superestrutura para um conjunto de estacas, sendo imprescindíveis para a segurança da superestrutura. O número de estacas que compõem o bloco de fundação depende, dentre outros fatores, da intensidade das forças solicitantes, como força normal e momento fletor na base do pilar e da resistência estrutural e geotécnica da estaca utilizada. A Figura 2.1 ilustra um bloco sobre quatro estacas submetido à aplicação de força ( $F$ ) centrada.

Figura 2.1 - Bloco sobre quatro estacas



Fonte: Miguel (2000)

A inspeção visual dos blocos de fundação em serviço é dificultada devido a cobertura pelo solo, no entanto é de grande importância o conhecimento de seu real comportamento (DELALIBERA, 2006).

Os blocos sobre estacas seguem o princípio de Saint-Venant, sendo elementos especiais caracterizados por um comportamento que não respeita as hipóteses das seções planas de Bernoulli, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas (FUSCO, 1994).

Segundo Souza (2004), o dimensionamento dos blocos de fundação tem sido realizado frequentemente por dois métodos, sendo estes o Método das Bielas e o Modelo de Viga. A aplicação dos métodos depende, principalmente, das dimensões do bloco de fundação. O Modelo de Viga pode ser aplicado de forma segura aos blocos flexíveis, enquanto o Método das Bielas é aplicável aos blocos classificados como rígidos.

O código americano ACI 318-19 (2019) recomenda o cálculo e o dimensionamento de blocos sobre estacas por meio da teoria de vigas para blocos flexíveis, e modelo de bielas e tirantes para blocos rígidos. A norma estabelece que os blocos rígidos também devem ser verificados quanto ao momento fletor e quanto ao efeito de força cortante.

A norma espanhola EHE-08 (2011) também recomenda o Método das Bielas para o dimensionamento dos blocos de fundação, com limites para garantir o controle de fissuração.

O Eurocode 2 (2010) recomenda a utilização de modelos de bielas e tirantes para as estruturas com distribuição de deformações não lineares.

O código CEB-FIP Model Code 2010 (2012) não apresenta diretrizes para o detalhamento de blocos sobre estacas, porém indica que os blocos devem ser tratados como elementos de região D. São apresentadas as recomendações sobre o modelo de bielas e tirantes a ser utilizado no dimensionamento.

## 2.2 Classificação de blocos sobre estacas

Os blocos de fundação podem ser classificados em rígidos ou flexíveis, de acordo com a NBR 6118:2014. O bloco é considerado rígido se atender a expressão a seguir, para todas as direções, e é considerado flexível caso contrário.

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



Sendo:  $h$  a altura do bloco (cm);

$a$  a dimensão do bloco em uma determinada direção (cm); e

$a_p$  a dimensão do pilar nessa mesma direção (cm).

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014, o comportamento estrutural dos blocos rígidos é caracterizado por:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, porém com trações concentradas nas linhas sobre as estacas;
- b) forças transmitidas da superestrutura para as estacas essencialmente pelas bielas de compressão e
- c) trabalho ao cisalhamento em duas direções, apresentando ruínas por compressão das bielas.

Montoya et al. (2000), define que um bloco de fundação é classificado como rígido se atender a expressão mostrada na Equação 2.2, com a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada de até  $1,5.h$ .

$$h \geq \frac{1}{2} \cdot C \quad 2.2$$

Sendo:  $h$  a altura do bloco (cm); e

$C$  a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada (cm).

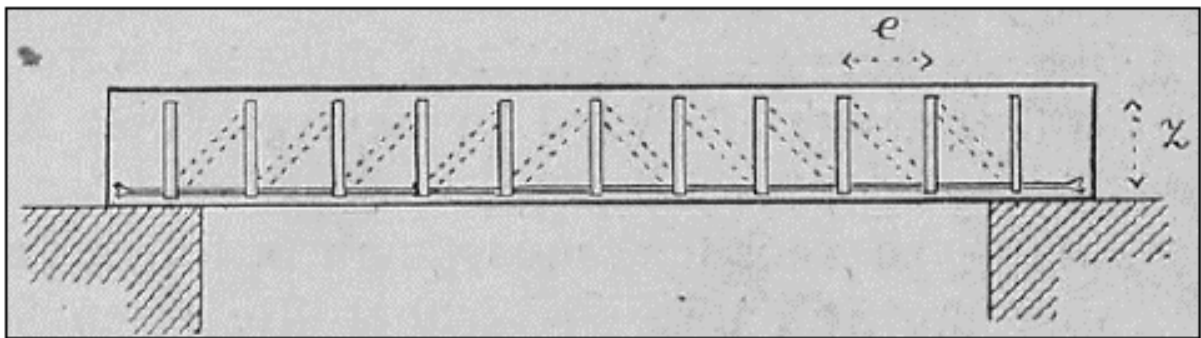
Em blocos rígidos não é aplicável a teoria de flexão, sendo necessário recorrer a outras formas para se calcular a armadura principal. A NBR 6118:2014 sugere a utilização do modelo de escoras e tirantes, uma vez que definem melhor a distribuição dos esforços na estrutura. Montoya et al. (2000) e Souza (2004) sugerem que os blocos rígidos sejam calculados por modelo de escoras e tirantes, enquanto os blocos flexíveis podem ser calculados pela teoria normal de flexão.

No Brasil o método mais utilizado para projeto de blocos sobre estacas é o método de Blévoit e Frémy (1967), que consiste na aplicação parcial do Método das Bielas baseado no trabalho experimental realizado pelos autores (MUNHOZ e GIONGO, 2017).

### 2.3 Método das Bielas

O Método das Bielas aplicado ao dimensionamento de estruturas teve origem no início do século XX, a partir da Analogia de Treliça proposta por Ritter e Morsch para vigas de concreto armado. Ritter (1899), baseou-se na ideia de que o mecanismo resistente de vigas de concreto armado fissuradas fosse análogo a uma treliça, com os montantes posicionados na vertical e as diagonais comprimidas com inclinação de  $45^\circ$  em relação à horizontal, como mostrado na Figura 2.2.

**Figura 2.2 - Analogia de treliça em viga de concreto armado**



Fonte: Ritter (1899)

Morsch (1910), aperfeiçoou o trabalho proposto por Ritter (1899), na determinação do mecanismo resistente de vigas. Foram analisadas vigas com seção transversal “T” em concreto armado com armação longitudinal posicionada na face inferior. As vigas ensaiadas apresentavam estribos apenas em metade do comprimento. A Figura 2.3 apresenta a situação pós ruptura de um dos modelos ensaiados pelo autor.

**Figura 2.3 - Viga após o colapso, sendo (a) lado sem estribos e (b) lado com estribos**



(a)

(b)

Fonte: Adaptado de Morsch (1910)

A partir dos ensaios, observou-se que na seção central da viga não houve ruptura por tração, uma vez que possuía armação suficiente para resistir às tensões aplicadas. No entanto, nas regiões próximas aos apoios, verificou-se a presença de fissuras inclinadas. Sendo assim, concluiu-se que as tensões de tração diagonais na viga são reduzidas com a presença de estribos, e as fissuras surgem apenas quando aplicadas tensões mais elevadas.

De acordo com Souza (2004), a analogia é utilizada até os dias atuais para o dimensionamento de vigas de concreto armado ao momento torsor e a força cortante, e apresenta resultados satisfatórios. Ainda segundo o autor, à sua generalização convencionou-se o Método das Bielas, sendo esta analogia refinada por Kupfer (1964), Rüsç (1964), Leonhardt (1965), Thürlimann (1976), Chen (1982), Nielsen (1984) e Marti (1985a e 1985b), que contribuíram para a criação de uma base científica sólida, com base no Limite Inferior da Teoria da Plasticidade.

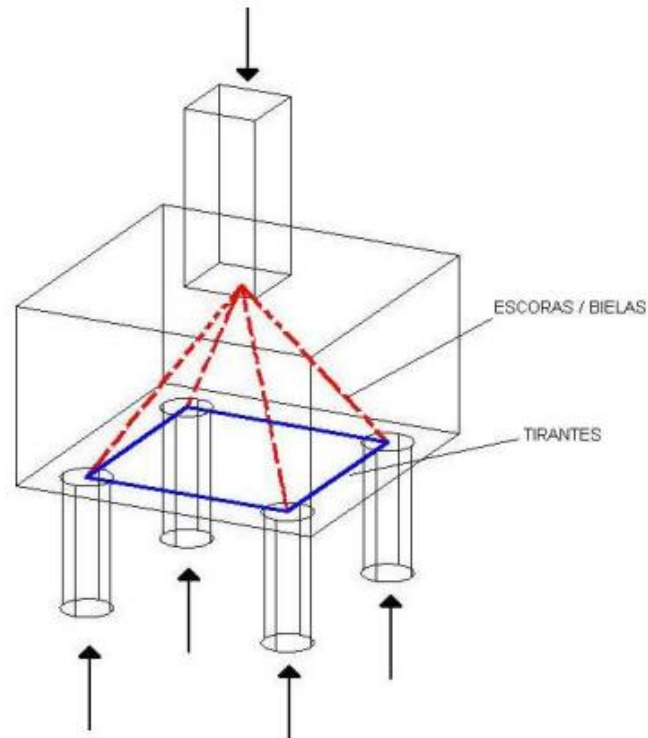
A norma canadense foi uma das primeiras a adotar o Método das Bielas para o dimensionamento à força cortante em regiões com descontinuidades (CARVALHO, 2018). Diversas outras normas também recomendam a aplicação do modelo de escoras e tirantes para o dimensionamento, assim como a NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014 recomenda a utilização de modelos de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de elementos estruturais como vigas-parede, consolos, dentes gerber, sapatas e blocos sobre estacas. Conforme analisado criticamente por Souza (2004), o termo Bielas e Tirantes empregado pela norma brasileira não é a denominação mais adequada, portanto no presente trabalho será utilizada a nomenclatura Método das Bielas ou Modelo de Escoras e Tirantes.

O modelo é consiste na idealização de uma treliça espacial formada por elementos que representam os campos principais de compressão, denominado escoras, e elementos que representam os campos principais de tração, os tirantes, que são unidos por regiões nodais, como mostrado na Figura 2.4.

A Figura 2.4 apresenta uma situação prática comumente vista em projetos estruturais de blocos sobre estacas, em que se tem aplicação de carga centradas em um pilar de seção quadrada. Observa-se que a carga proveniente do pilar é transmitida às estacas e forma-se uma região com concentração de tensões de compressão, denominadas escoras, necessitando de regiões tracionadas para equilíbrio.

**Figura 2.4 - Modelo de escoras e tirantes para um bloco sobre quatro estacas**



Fonte: adaptado de Sakai (2010)

### 2.3.1 Regiões “B” e “D”

Os elementos estruturais podem ser divididos em regiões “B” e “D”. De acordo com Schlaich, Schafer e Jennewein (1987), são denominadas “B” as regiões contínuas onde se aplica a Hipótese de Bernoulli - Navier, de que as deformações ao longo de toda a seção são lineares. As regiões “D” são descritas como descontínuas, onde a hipótese de Bernoulli não é válida.

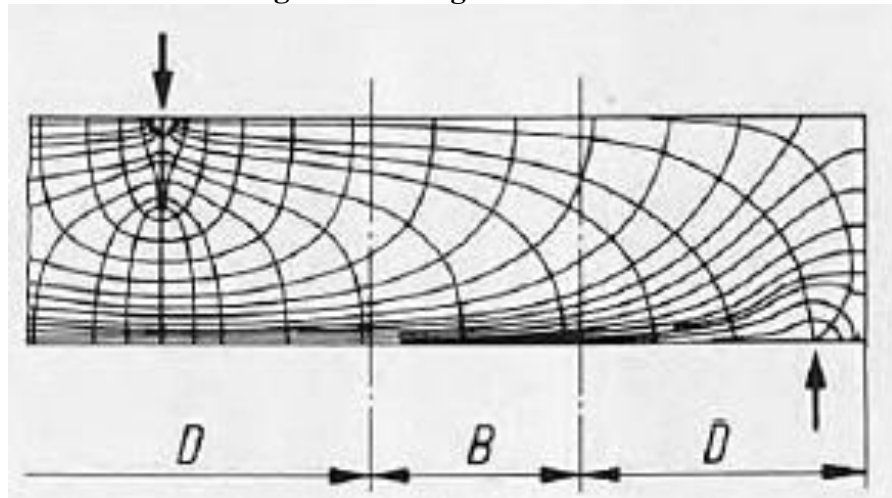
Ao longo das regiões “B”, o fluxo de tensões apresenta trajetória bem comportada, se comparado às regiões “D”, que apresenta perturbações. A Figura 2.5 ilustra o comportamento de regiões “B” e “D” em uma viga submetida a carga concentrada.

A classificação de um elemento em regiões “B” e “D” pode ser realizada a partir do princípio de Saint-Venant. De acordo com o princípio, a substituição de um carregamento aplicado em uma parte da estrutura por outro carregamento estaticamente equivalente, gera mudanças substanciais nas tensões locais, no entanto o efeito é desprezível em pontos mais distantes do local de aplicação. A zona de regularização das tensões pode ser determinada por aproximadamente o comprimento da mesma ordem de grandeza de uma das dimensões da seção transversal do elemento analisado.

A rigidez de um elemento de concreto fissurado é diferente para diferentes direções, podendo influenciar na extensão das regiões “D”. Assim, o princípio de Saint-Venant é

aproximado e as subdivisões (regiões “B” e “D”) devem ser usadas apenas para auxiliar nos modelos de escoras e tirantes.

**Figura 2.5 - Regiões “B” e “D”**



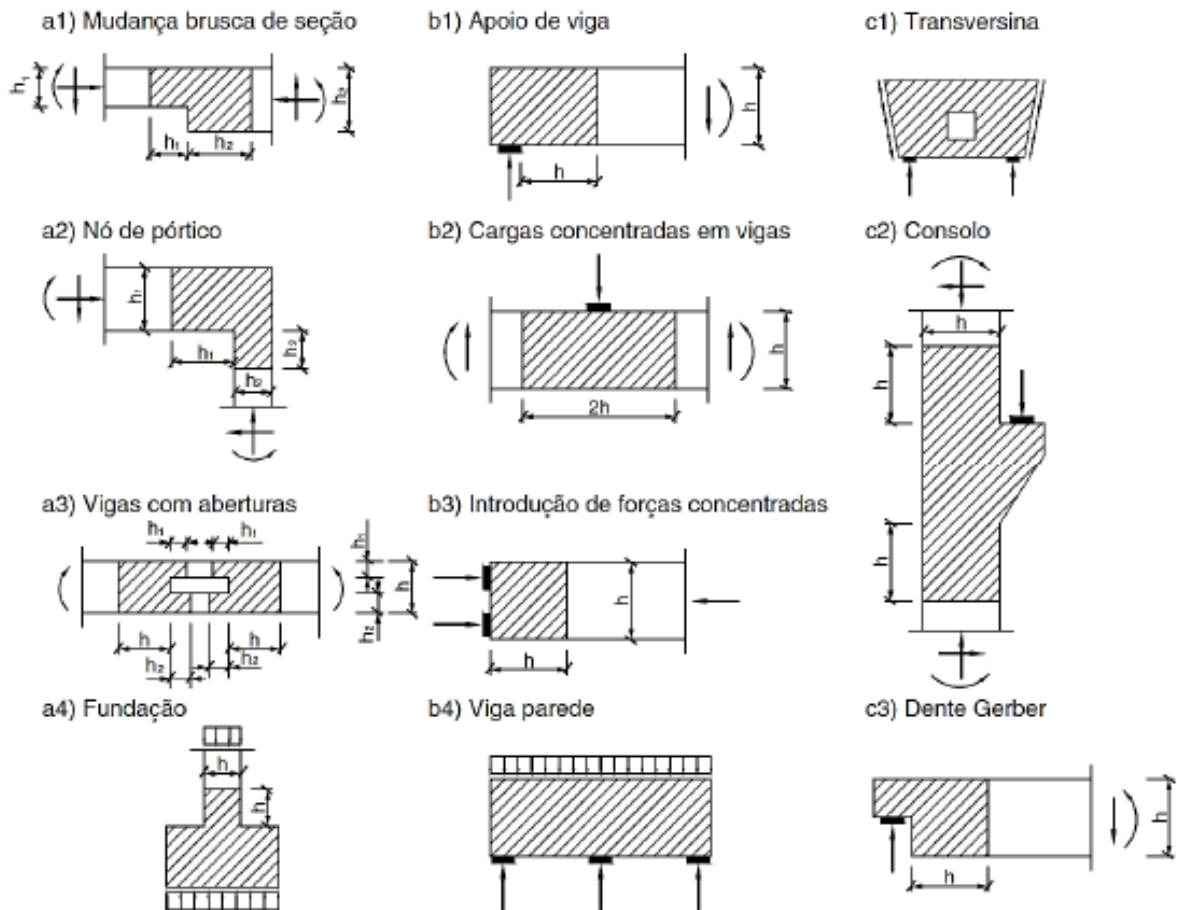
Fonte: Schlaich, Schafer e Jennewein (1987)

Schlaich e Schafer (1991), definem algumas regiões que se caracterizam como descontinuidades, sendo estas: regiões próximas a locais onde atuam forças concentradas, cantos, aberturas, mudanças de direção do elemento e mudanças na seção transversal. A Figura 2.6 mostra algumas situações típicas de regiões “D” de acordo com a NBR 6118:2014.

A aplicação da analogia de escoras e tirantes geralmente ocorre em regiões “D”, conforme recomendada pela NBR 6118:2014. O modelo de escoras e tirantes adotado geralmente depende da geometria da estrutura e das ações atuantes. A geometria do modelo pode ser obtida pela análise dos seguintes aspectos (SILVA e GIONGO, 2000):

- Tipos de ações atuantes;
- Ângulo de inclinação das escoras em relação aos tirantes;
- Área de aplicação das ações e reações;
- Quantidade de camadas de armadura; e
- Cobrimento das armaduras.

**Figura 2.6 - Situações típicas de regiões “D”**



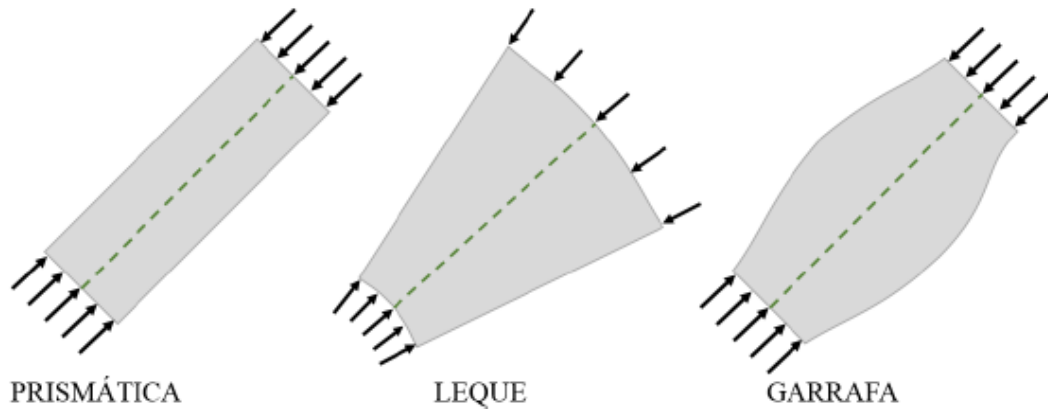
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Os blocos sobre estacas geralmente apresentam as três dimensões com mesma ordem de grandeza. Considerando-se que as cargas provenientes do pilar e as cargas transferidas às estacas, geralmente são aplicadas em áreas relativamente reduzidas, fica evidente que o bloco sobre estacas é um elemento descontínuo. Dessa forma, é conveniente que a estrutura seja analisada por modelos de escoras e tirantes.

### 2.3.2 Escoras

De acordo com Schlaich e Schafer (1991), existem três configurações típicas de escoras que são capazes de abranger todos os campos de compressão existentes em uma estrutura de concreto, sendo estas as escoras prismáticas, em leque e tipo garrafa, conforme Figura 2.7.

**Figura 2.7 - Tipos de escoras**



Fonte: Bavaresco (2016)

Escora prismática, também denominada paralela, apresenta campo de tensão com distribuição uniforme, ou seja, sem perturbações. Nessas escoras não há presença de tensões transversais de tração e são típicas de Regiões “B”.

A escora em leque dispõe de campo de tensão com curvatura desprezível, não desenvolvendo tensões de tração. Frequentemente é encontrada em Regiões “D”, sendo vistas abaixo dos pontos de aplicação de cargas concentradas, em geral.

Por fim, a escora do tipo garrafa possui distribuição de tensão em linhas curvilíneas, apresentando afunilamento da seção. Esse tipo de escora desenvolve consideráveis tensões transversais de tração, e assim como a escora em leque, é típica de Regiões “D”. Geralmente, é observada como resultado de um encaminhamento direto das cargas para os apoios.

Segundo Souza (2004), a combinação da tração transversal presente nas escoras tipo garrafa, juntamente com a compressão longitudinal, pode gerar fissuras longitudinais capazes de romper o concreto prematuramente.

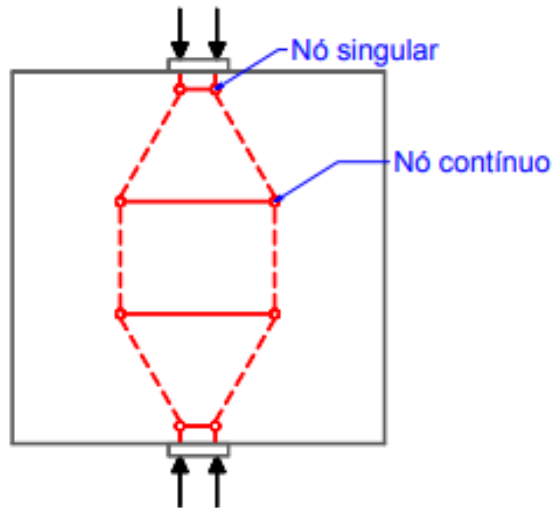
### 2.3.3 Regiões nodais

Os nós consistem nas regiões mais solicitadas de um componente estrutural, uma vez que as tensões são equilibradas em um baixo volume de concreto. Os nós simulam mudanças significativas na direção das forças, que podem ser causadas pela intersecção das escoras com as forças dos tirantes, forças concentradas externas, reações de apoio, ou outras escoras (CARVALHO, 2018).

Schlaich e Schafer (1991), classificam os nós em duas categorias: nós singulares e nós contínuos. Nós singulares são regiões submetidas a forças concentradas e desvios abruptos no

campo de tensões, necessitando de maior atenção em relação ao equilíbrio das escoras e tirantes por serem regiões críticas. Por outro lado, os nós contínuos são aqueles em que o desvio de forças ocorre em comprimentos razoáveis, e usualmente, se armadas e ancoradas corretamente, não são regiões críticas. A Figura 2.8 mostra um nó singular (2) e um nó contínuo (1).

**Figura 2.8 - Tipos de nós**



Fonte: adaptado de Schlaich e Schafer (1991)

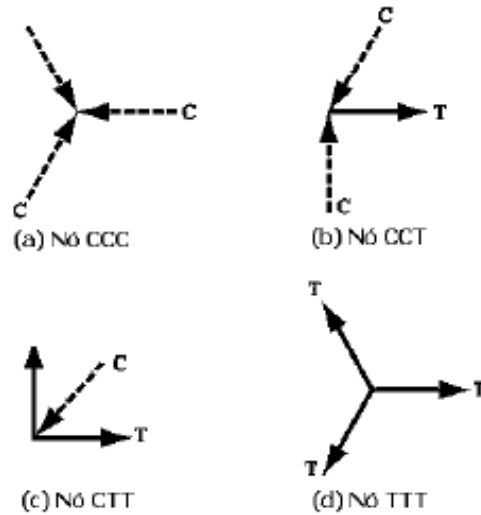
Nas regiões nodais, deve-se verificar a resistência necessária para a transmissão das forças entre os elementos, conforme NBR 6118:2014. A quantidade de tirantes que confluem para a região afeta a resistência do nó, sendo que maiores tensões de tração resultam em menor resistência.

Schlaich et al. (1987) classificam os nós em relação a combinação da incidência de escoras e tirantes (Figura 2.9). Os quatro tipos são:

- Região nodal circundada apenas por escoras (CCC);
- Região nodal circundadas por escoras e somente um tirante (CCT);
- Região nodal circundada por uma escora somente e tirantes em uma ou mais direções (CTT);
- Região nodal circundada por três ou mais tirantes (TTT).



**Figura 2.9 - Configurações de escoras e tirantes nas regiões nodais**



Fonte: Souza (2004)

## 2.4 Pesquisas com ênfase experimental

Ao longo do tempo, muitos estudos foram realizados com intuito de analisar o funcionamento estrutural de blocos sobre estacas. Dentre eles, destacam-se os estudos clássicos de Blévo e Frémy (1967) e Mautoni (1972), e estudos mais recentes, como os realizados por Adebar, Kuchma e Collins (1990), Miguel (2000), Delalibera e Giongo (2009), Munhoz (2014) e Tortola et al. (2019).

### 2.4.1 Blévo e Frémy (1967)

Blévo e Frémy (1967) realizaram ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas com a finalidade de analisar o comportamento do elemento estrutural a partir da variação da disposição das armaduras. Foram realizados 116 ensaios em blocos sobre estacas submetidos à ação de força centrada, onde todas as estacas se encontravam igualmente afastadas do centro do pilar.

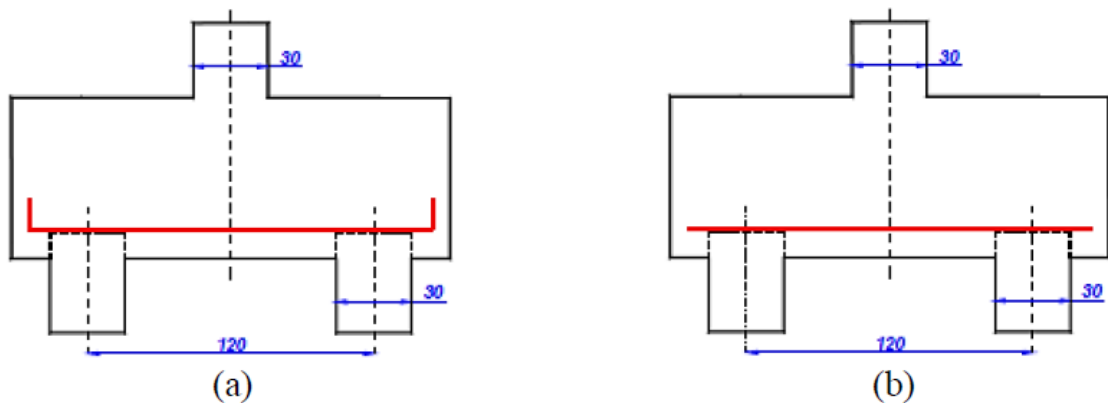
Para os experimentos, foram considerados pilares quadrados e foram variadas as disposições das armaduras, sendo avaliada sua influência no estado de formação de fissuras e estado limite último. Os modelos ensaiados foram reduzidos com fator de escala de 1/2 e 1/3 e em protótipos. Os blocos apresentavam as seguintes dimensões:

- a) Diâmetro das estacas igual a 30 cm;
- b) Espaçamento entre as estacas igual a 120 cm;
- c) Largura igual a 40 cm;

- d) Dimensões do pilar igual a 30 cm x 30 cm;
- e) Distância entre a face do pilar e o eixo da estaca igual a 42,5 cm; e
- f) Inclinação da escora em relação à face inferior do bloco maior que 40°.

Os modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados pelos autores (Figura 2.10) apresentaram duas configurações de armaduras: a) modelo com barras lisas com gancho e b) modelo com barras com mossas e saliências e sem ganchos.

**Figura 2.10 - Blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet (1967)**



Fonte: Munhoz (2004)

A partir dos ensaios dos blocos sobre duas estacas, observou-se o esmagamento da biela de compressão junto ao pilar ou junto à estaca, ou junto ao pilar e à estaca simultaneamente, ocorrido após a fissuração do elemento. Nos modelos com barras com saliência, Blévet e Frémy (1967) verificaram o escorregamento na ancoragem, enquanto nos modelos com barras lisas e com ganchos não ocorreu.

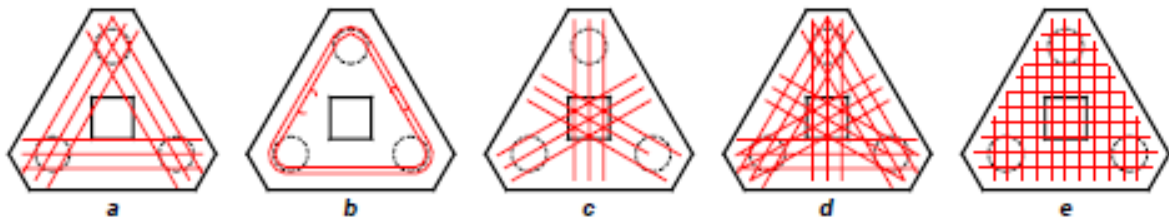
A tensão de compressão, junto ao pilar, excedeu aproximadamente 40% da resistência à compressão do concreto e a força na armadura foi cerca de 15% maior que a força calculada para o tirante. De acordo com os autores, o ângulo de inclinação da escora deve estar contido entre o intervalo de 45° a 55°.

Os ensaios com blocos sobre três estacas foram realizados para cinco arranjos diferentes de armadura, conforme a Figura 2.11, sendo estas:

- (a) Armadura unindo as estacas;
- (b) Armadura contornando as estacas pelos lados;
- (c) Armadura em medianas passando pela projeção do pilar;

- (d) Armaduras em medianas passando pela projeção do pilar mais armaduras unindo as estacas; e
- (e) Armadura em malha.

**Figura 2.11 - Blocos sobre três estacas ensaiados por Blévoit (1967)**



Fonte: Munhoz (2004)

Os quatro primeiros modelos se apresentaram bastante eficientes, porém em relação à fissuração, os modelos “a” e “b” mostraram melhor comportamento. As disposições conforme mostradas em “c” e “e” apresentaram forças de ruínas muito baixas. A armadura em malha, mostrada em “e” apresentou uma redução de 50% na resistência última do bloco, quando comparada com distribuição em que as armaduras estão concentradas sobre as estacas.

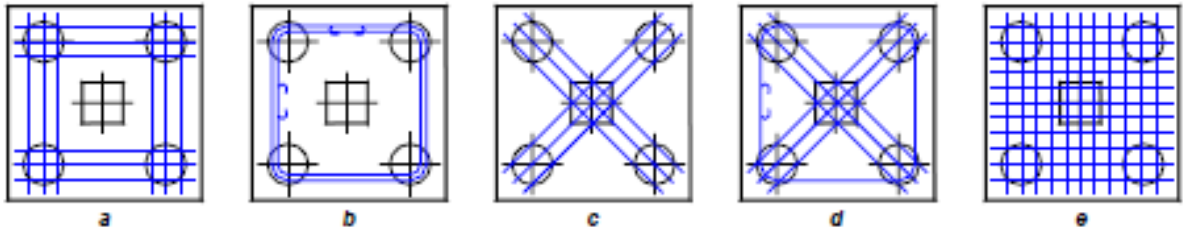
A ruína por tração do concreto aconteceu devido ao rompimento de uma parte do bloco de fundação por meio de fissuras provenientes da estaca. Este fenômeno ocorreu para os blocos com armaduras em medianas passando pelo pilar e unindo as estacas. Sendo assim, observou-se a necessidade de que o bloco seja armado com armadura transversal.

Outra conclusão realizada pelos pesquisadores foi que os blocos não romperam por punção em nenhum dos casos. A tensão de compressão na escora junto ao pilar apresentou valor superior a 75% da resistência característica do concreto à compressão. Assim como para os blocos sobre duas estacas, a inclinação das escoras também deve estar contida no intervalo de 45° a 55°.

Por fim, foram ensaiados blocos sobre quatro estacas com cinco arranjos distintos de armadura (Figura 2.12), sendo estas:

- (a) Armadura unindo as estacas;
- (b) Armadura contornando as estacas pelos lados;
- (c) Armadura em diagonais passando pela projeção do pilar;
- (d) Armadura em diagonais passando pela projeção do pilar mais armadura unindo as estacas; e
- (e) Armadura em malha.

**Figura 2.12 - Blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévoit (1967)**

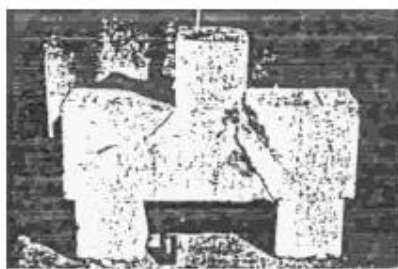


Fonte: Munhoz (2004)

As disposições dos modelos “a”, “b”, “c” e “d” apresentaram-se igualmente eficientes, e o modelo “e” proporcionou 80% de eficiência. Quanto à fissuração, o modelo “c” apresentou muitas fissuras para forças consideravelmente pequenas e o modelo “b” apresentou fissuração excessiva na parte inferior. Foi concluído, que nesses casos de fissuração, seria importante utilizar armadura secundária em malha para evitar fissuração. O bloco com disposição mostrada em “d” apresentou melhor comportamento em relação à fissuração. Nenhum dos modelos apresentou ruína por punção e os resultados se mostraram coerentes com Método das Bielas.

A Figura 2.13 apresenta os modelos de blocos sobre duas, três e quatro estacas, respectivamente, após a realização dos ensaios.

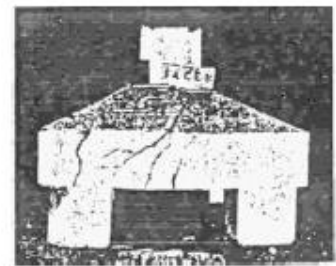
**Figura 2.13 - Ensaios realizados por Blévoit e Frémy (1967)**



**Bloco sobre duas estacas**



**Bloco sobre três estacas**



**Bloco sobre quatro estacas**

Fonte: Munhoz (2014)

A partir dos resultados apresentados, os pesquisadores apresentaram formulações para o dimensionamento de blocos sobre duas, três e quatro estacas, quando submetidos a forças centradas, contendo estacas igualmente espaçadas do centro e pilar de seção quadrada. Este trabalho foi de grande importância para os estudos do comportamento de blocos de fundação, sendo utilizados até nos dias atuais como base para muitos estudos

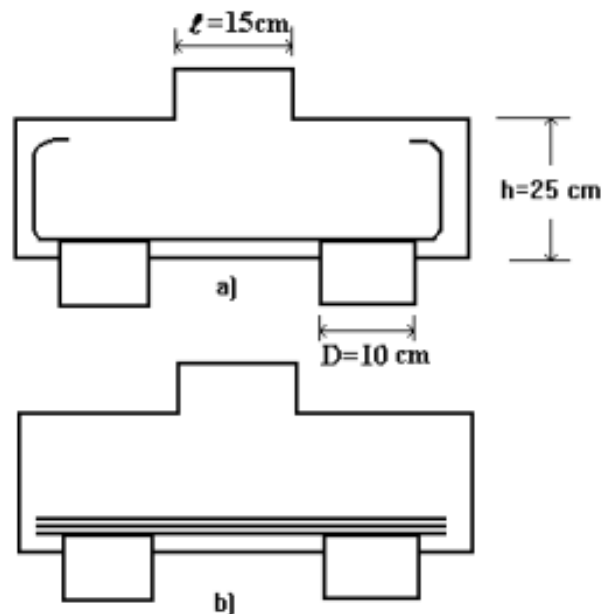
### 2.4.2 Mautoni (1972)

Mautoni (1972), realizou o ensaio de 20 modelos de blocos rígidos sobre duas estacas como forma de validação das equações que havia estabelecido. O autor desenvolveu um método para determinar a força de ruptura do bloco e o mecanismo de ruptura. Os modelos apresentavam a seguinte geometria:

- (a) Diâmetro das estacas igual a 10 cm;
- (b) Espaçamento entre as estacas igual a 31, 32, 35, 40 e 45 cm;
- (c) Largura igual a 15 cm;
- (d) Altura do bloco igual a 25 cm; e
- (e) Dimensões do pilar igual a 15 cm x 15 cm.

Mautoni (1972), variou a resistência do concreto à compressão, a taxa de armadura longitudinal e algumas características geométricas do bloco, analisando o desenvolvimento das fissuras e das cargas de ruína. Em relação as armaduras, foram analisadas duas disposições (Figura 2.14): a) em forma de bigode e b) posicionadas na horizontal.

**Figura 2.14 - Modelos ensaiados por Mautoni (1972)**



Fonte: Mautoni (1972)

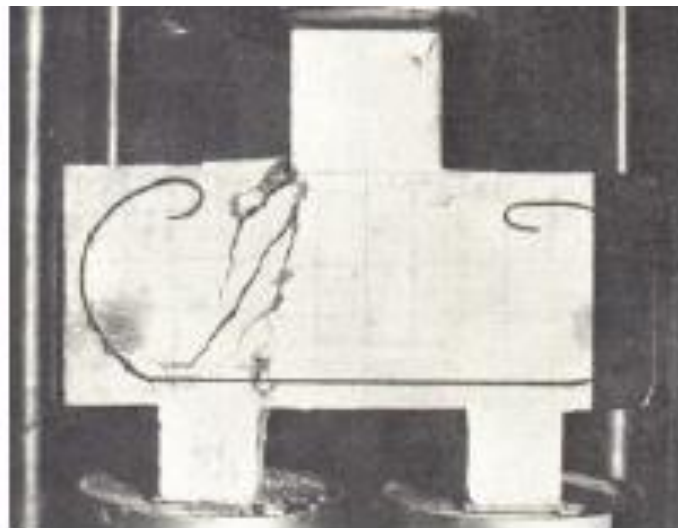
Conforme observado na Figura 2.15, a armadura em bigode consistia em barras inclinadas, cada uma com dois trechos semicirculares e com ganchos nas extremidades, com intuito de melhorar as condições de ancoragem. Segundo o pesquisador, este tipo de armadura

apresentou como desvantagens o grande consumo de aço e os inconvenientes na ancoragem. Por outro lado, a armadura em laçada contínua apresentou montagem pouco produtiva e devido às diversas camadas de aço, observou-se a redução da altura útil do bloco de fundação.

Mautoni (1972) observou que o processo de fissuração teve início com cerca de 40% da força de ruína. De acordo com o autor, a primeira fissura ocorreu no meio do vão na região inferior do bloco e a fissuração estabilizou-se para forças com aproximadamente de 70% da força última.

A partir dos ensaios, verificou-se que os modelos romperam por esmagamento na região da biela comprimida, e a maioria das fissuras surgiram paralelamente à diagonal comprimida. A Figura 2.15 mostra a ruptura de um dos blocos com armadura em bigode ensaiados por Mautoni (1972).

**Figura 2.15 - Ensaio do bloco com armadura em bigode**



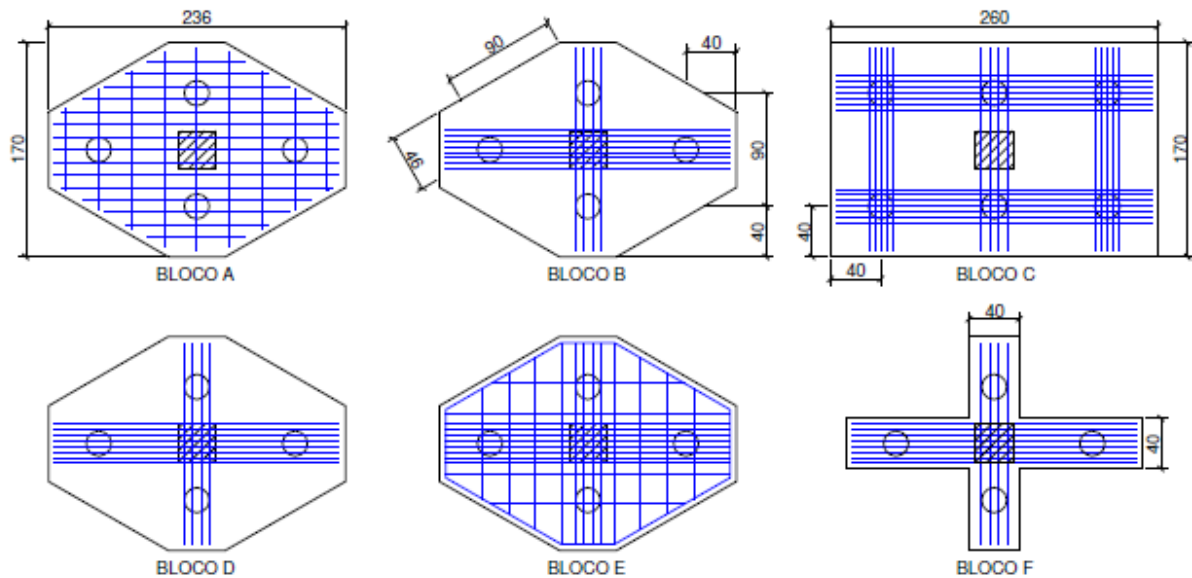
Fonte: Mautoni (1972)

### **2.4.3 Adebar, Kuchma e Collins (1990)**

Adebar, Kuchma e Collins (1990) ensaiaram blocos de concreto armado sobre quatro e seis estacas, com objetivo de avaliar a viabilidade do modelo tridimensional de escoras e tirantes para estas estruturas.

Os seis modelos analisados apresentavam estacas de 20 cm de diâmetro e altura média de 60 cm, conforme mostrado na Figura 2.16.

**Figura 2.16 - Blocos sobre cinco e seis estacas**



Fonte: adaptado de Adebar, Kuchma e Colins (1990)

Os modelos em questão apresentam diferentes tipos de arranjos das armaduras. Considerando-se o dimensionamento, o bloco A foi dimensionado segundo as recomendações do ACI 318:83, enquanto os blocos B, C e D foram dimensionadas por meio do Método das Bielas. O bloco E apresentou as mesmas características do bloco D, porém com armadura distribuída conforme o ACI 318:83. Por fim, o bloco F apresentou as mesmas características do bloco D, no entanto com geometria diferente.

Nos ensaios, Adebar, Kuchma e Collins (1990) observaram as relações entre força e deslocamento, a força distribuída para as estacas, as deformações nas armaduras e forças de fissuração e de ruína

A partir dos ensaios experimentais, os autores analisaram a forma de ruína dos modelos. O bloco A apresentou ruína em forma de cone com cerca de 83% da força prevista, sendo que a armadura de flexão escoou antes do rompimento do concreto. O bloco B rompeu com uma força 10% maior que a prevista. No bloco C a ruína ocorreu com aproximadamente 96% da força prevista, e a deformação do tirante entre as duas estacas centrais atingiu a deformação limite de escoamento.

A ruína nos blocos D e E ocorreu a partir da formação de uma superfície semelhante a um cone de punção, sendo o bloco E mais resistente que o D, devido à concentração de armadura sobre as estacas. O bloco F apresentou o comportamento de duas vigas interceptadas ortogonalmente pelo meio, sem o escoamento das barras das armaduras.

De modo geral, Adebar, Kuchma e Colins (1990) concluíram que o modelo proposto pelo ACI 318:83 não foi compatível com os resultados experimentais, uma vez que desconsidera a influência da distribuição e quantidade das armaduras longitudinais. De acordo com o modelo, o dimensionamento à flexão com a hipótese das seções planas de deformação é aplicável para o cálculo da armadura longitudinal de blocos, no entanto, segundo os pesquisadores as deformações por compressão não foram uniformes. Dessa forma, observaram que o modelo de escoras e tirantes representou melhor o comportamento dos blocos analisados.

A partir disso, os autores sugeriram um modelo mais refinado de escoras e tirantes, que pode ser aplicado para o dimensionamento de blocos sobre estacas, levando em consideração que as tensões de compressão na biela de concreto se expandem, formando tensões de tração perpendiculares ao eixo da biela.

#### **2.4.4 Miguel (2000)**

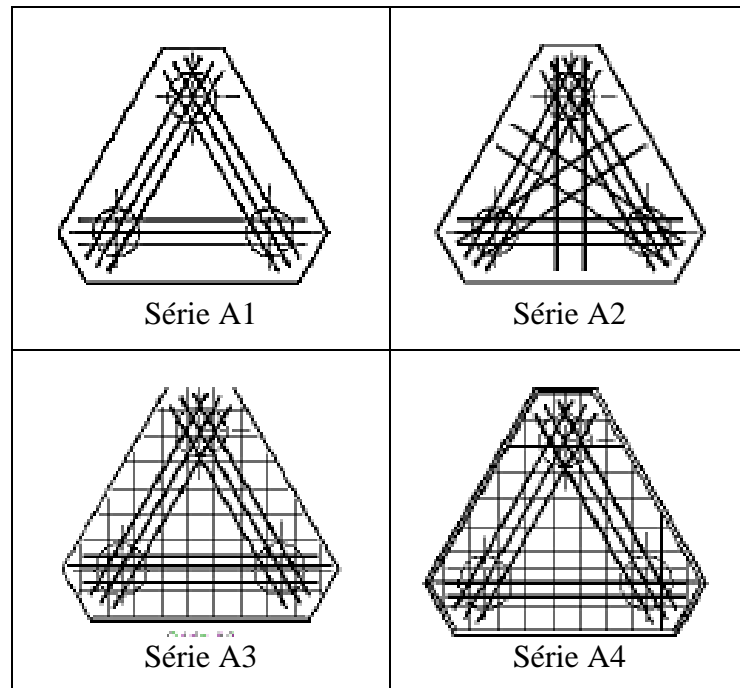
Miguel (2000) avaliou o comportamento de blocos sobre três estacas em relação à formação de fissuras e ao modo de ruína. Foram ensaiados experimentalmente modelos em escala real, e posteriormente realizou-se a simulação numérica para modelos sem armaduras e considerando a não linearidade.

Os blocos apresentavam pilar de seção quadrada com 35 cm de lado, altura útil de 50 cm, embutimento de 10 cm das estacas no bloco e 96 cm de distância entre os eixos das estacas. As estacas e os pilares foram moldados em concreto de alta resistência, com 70 MPa aos 15 dias, e os bloco foram moldados em concreto com resistência característica à compressão de 20 MPa e aço com resistência característica de escoamento de 500 MPa.

Os blocos sobre três estacas, dispostas em triângulo equilátero, foram submetidos à força normal e o dimensionamento foi realizado através do Método das Bielas, utilizando-se as recomendações clássicas de Blévoit e Frémy (1967). Os ensaios foram distribuídos em quatro séries (A1, A2, A3 e A4), considerando-se dois grupos, sendo o grupo 1 composto por estacas de 30 cm de diâmetro e o grupo 2 com estacas de 30 cm, conforme ilustrado na Figura 2.17.



**Figura 2.17 - Blocos sobre três estacas ensaiados por Miguel (2000)**



Fonte: adaptado de Miguel (2000)

Na série A1 realizou-se um ensaio piloto, onde os modelos apresentavam apenas armadura principal. Conforme Blévoit (1967), o arranjo proporciona ao bloco considerável capacidade portante. Nas demais séries (A2, A3 e A3), a armadura principal foi fixada e variou-se a armadura secundária.

A utilização de armadura secundária constituída por estribos verticais e horizontais contribuiu na redução de aberturas de fissuras nas faces dos blocos. A armadura secundária composta por barras distribuídas na base não apresentou influência significativa.

As deformações nas armaduras foram maiores para os modelos com estacas de 30 cm de diâmetro, com exceção das zonas nodais inferiores, sendo que os modelos das séries A1 e A2 apresentaram maiores deformações nas barras da armadura principal.

Os modelos ensaiados romperam por fendilhamento das escoras, ao mesmo tempo em que as barras da armadura principal e/ou secundárias escoaram. O fenômeno ocorreu pela rápida expansão do fluxo de tensões, de acordo com Miguel (2000).

Em relação ao Método das Bielas, proposto por Blevot e Frémy (1967), Miguel (2000) concluiu que o método apresentou margem de segurança mínima de 12%, sendo este um método conservador.

A utilização de armadura secundária composta por estribos horizontais e verticais fez com que a estrutura apresentasse redução de aberturas de fissuras na face dos blocos, porém a

armadura composta por barras distribuídas na base não influenciou de forma significativa no comportamento dos elementos.

#### **2.4.5 Delalibera e Giongo (2009)**

Delalibera e Giongo (2009) verificaram a influência da seção transversal do pilar no comportamento estrutural de blocos de fundação. De acordo com os autores, na literatura disponível até o momento do estudo, todos os blocos sobre estacas analisados experimentalmente foram elaborados com pilar com seção transversal quadrada e apenas força com centrada.

Em função do exposto e dos diferentes critérios existentes para o dimensionamento de blocos sobre estacas, os autores analisaram experimentalmente quatorze blocos sobre estacas com diferentes arranjos de armaduras, diferentes alturas, diferentes seções transversais dos pilares e por fim, consideraram-se forças centradas e excêntricas.

Dentre os modelos ensaiados, quatro tinham seção transversal do pilar com dimensões iguais a 25 cm por 50 cm e outros dois tinham seção quadrada com medida do lado de 25 cm. A distância entre os eixos das estacas tinha 62,50 cm e o embutimento da estaca no bloco foi de 10 cm. As alturas dos pilares foram adotadas iguais a 20 cm e as alturas das estacas iguais a 30 cm com o intuito de viabilizar os ensaios, pois se esses fossem adotadas com comprimentos reais os ensaios seriam inexequíveis no ambiente do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

Os ensaios foram realizados em etapas crescentes de aplicação da força até a ruína. Fez-se uma previsão da capacidade resistente dos blocos e dividiu-se a força última teórica em dez parcelas iguais. Para cada incremento de força realizaram-se aferições dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço.

De acordo com os autores, em geral todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. Com relação à fissuração, a primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar. A ruptura do concreto ocorreu somente após a intensa fissuração na direção paralela às bielas comprimidas ao longo da altura dos blocos. Concluíram que o esmagamento da escora ocorreu a partir do fendilhamento da mesma.

Todos os modelos apresentaram ruína por fendilhamento e ruptura do concreto, ou seja, após a ruptura por tração do concreto da região delimitada pela escora, ocorreu ruptura do

concreto junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formando-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco.

Em relação à seção dos pilares, observou-se que os blocos com pilares de maior seção transversal apresentaram maior capacidade resistente em relação aos blocos com pilares de seção menor. Verificou-se que as tensões junto ao pilar apresentaram valores semelhantes ao limite apresentado por Blévtot e Frémy, no entanto nas estacas foram encontradas discrepâncias significativas. No caso dos blocos ensaiados com pilar de seção transversal quadrada, as tensões calculadas foram menores que o limite apresentado por Blévtot e Blévtot, no entanto para pilares com seção retangular, os valores das tensões foram superiores. Os autores sugerem que o dimensionamento dos blocos seja realizado considerando-se o valor limite para as tensões junto às estacas  $0,85.f_{cd}$  e junto aos pilares  $f_{cd}$ .

Outra conclusão obtida, foi a influência do ângulo de inclinação da escora. Os modelos com maior altura e mais rígidos apresentaram maior capacidade resistente quando comparados com os modelos menos rígidos.

Os blocos submetidos a força vertical excêntrica apresentaram menor capacidade resistente. Nesses casos, as deformações nas regiões nodais inferior e superior também apresentaram valores de tensões diferentes.

As conclusões obtidas pelos pesquisadores são de grande importância para os estudos do comportamento de blocos sobre estacas. Conforme observado pelos autores, não há uma unanimidade entre os principais autores e códigos normativos quando se trata do projeto de blocos de fundação, no entanto os trabalhos realizados têm-se apresentados esclarecedores para algumas questões.

A maior parte das normas não considera a seção transversal do pilar no qual o bloco está submetido, e além disso, a maior parte dos estudos tratam apenas de pilares quadrados e que transferem ação centrada. Muitas vezes, essa situação de cálculo não representa o problema real, portanto é necessário compreender a distribuição de tensões nos blocos de fundação para entender seu comportamento.

#### **2.4.6 Munhoz (2014)**

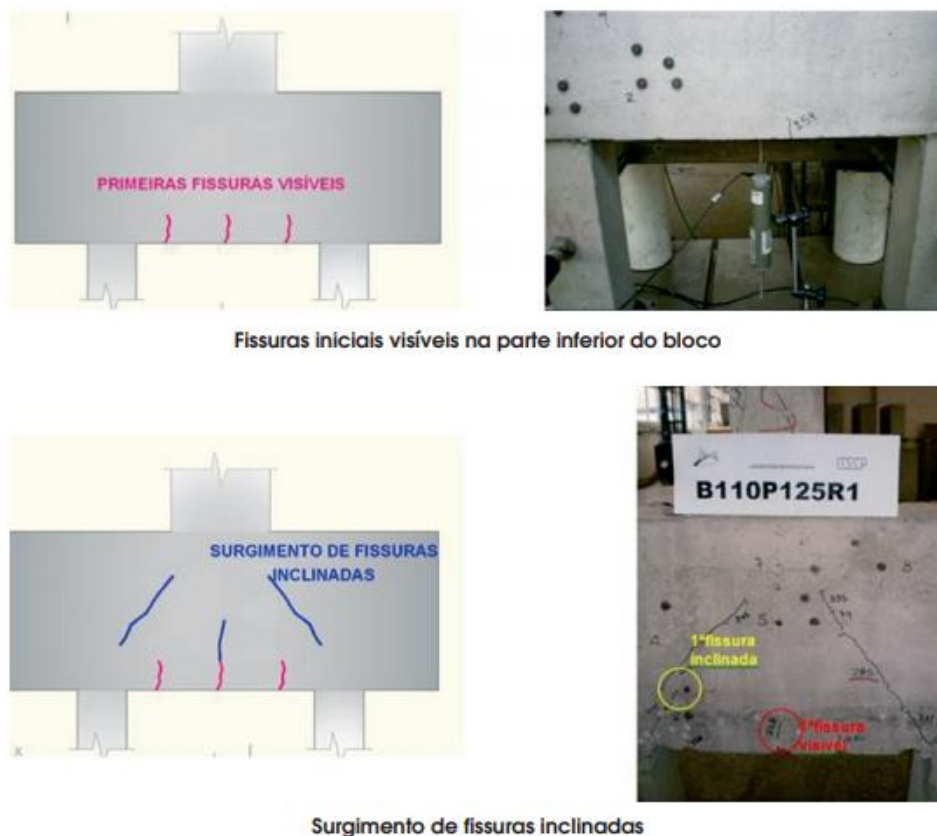
Munhoz (2014) estudou o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas submetidos a pilares de seções quadradas e retangulares e à ação de força vertical centrada, para diferentes taxas de armaduras.

Os modelos foram dimensionados pelo modelo de escoras e tirantes, e além dos modelos ensaiados experimentalmente, foi realizada a simulação numérica por *software* baseado no Método dos Elementos Finitos. Ao todo foram analisados 12 diferentes tipos de pilares, a partir da variação da seção transversal do pilar (12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm) e das taxas de armaduras dos pilares (1%, 2,5% e 4%). A altura do bloco e o ângulo de inclinação das bielas comprimidas permaneceram constantes.

O objetivo principal da análise foi avaliar a distribuição das tensões principais de tração e de compressão nos blocos de fundação, quando variados a taxa de armadura longitudinal e a seção transversal dos pilares, sendo esta quadrada ou retangular.

Munhoz (2014) observou que ao longo dos ensaios, todos os modelos apresentaram um padrão de fissuração. A Figura 2.18 exibe o surgimento e a evolução das fissuras nos modelos de blocos sobre duas estacas, em que estas iniciaram-se na parte inferior do bloco, e conforme houve incremento de força, começaram a surgir fissuras inclinadas na face lateral do pilar para a estaca. Além disso, verificou-se que as aberturas de fissuras variaram entre 0,5 mm e 0,8 mm.

**Figura 2.18 - Bloco sobre duas estacas ensaiado por Munhoz (2014)**



Surgimento de fissuras inclinadas

Fonte: Munhoz (2014)

A partir dos ensaios realizados, a autora observou que os resultados experimentais corroboram com o Método de Fusco, e demonstram que a seção dos pilares e as diferentes taxas de armadura influenciam o comportamento do bloco. As forças últimas experimentais e nas barras da armadura principal dos blocos ocorreram nas regiões centrais, e, nas seções transversais coincidentes com os planos que contém os eixos das estacas apresentaram forças menores. Esse fato pode ser entendido como a influência dos campos de tensão de compressão na distribuição de tensões de tração.

Outra observação realizada foi que a seção transversal dos pilares tem influência nas solicitações do tirante. Desse modo, os autores sugerem que as barras da armadura do tirante, nesses casos, devem ser ancoradas com gancho.

Nas análises realizadas também se comprovou a influência das seções de pilares e das taxas de armadura nas tensões que limitam as zonas nodais do modelo, sendo possível a adoção de critérios que levem isso em conta.

Munhoz (2014) concluiu que a distribuição de tensões nas barras centrais e de extremidades nas faces dos pilares com seção retangular alongada, não foram equivalentes. Sendo assim, não se recomendou a redução da ancoragem das barras, mesmo que a força de compressão seja aplicada no centro do pilar.

#### **2.4.7 Tortola et al. (2019)**

De acordo com Tortola et al. (2019), em edifícios e pontes são muitas vezes são utilizadas fundações por estacas, sendo os blocos as estruturas que transferem as cargas dos pilares às estacas. Essas cargas geralmente consistem da combinação de força axial e momento fletores, em uma ou duas direções. No entanto, conforme justificado pelos autores, os estudos experimentais realizados até a publicação do artigo, consideravam apenas cargas centralizadas.

A partir de alguns estudos, observou-se a fratura frágil por punção em blocos sobre estacas, portanto foram propostos métodos de dimensionamento baseados na verificação de tensões nas áreas de apoio para limitar a resistência dos blocos.

O objetivo principal do trabalho foi verificar experimentalmente se as formulações normativas para blocos de estacas, com base em testes de carga centralizada, podem ser extrapoladas para blocos sobre estacas submetidos a cargas excêntricas. Outro objetivo do trabalho é estudar a sensibilidade das formulações contra o aumento da força devido à adição do reforço necessário para o controle de fissuras e pelos estribos verticais fornecidos para aumentar a resistência ao cisalhamento.

Os autores enfatizam que não há acordo entre as normas sobre as recomendações de reforço para blocos sobre estacas. Ao longo do estudo, foram ensaiados vinte e um blocos sobre estacas em escala real com diferentes relações entre vão de cisalhamento e profundidade, além de diferentes disposições de reforços, para investigar o efeito do carregamento excêntrico. O modelo de escoras e tirantes e abordagens seccionais fornecidas por EC-2, ACI 318-14 e Model Code 2010 foram analisados.

Os modelos foram agrupados em três séries, sendo os da série N de carga centrada, série NMM submetidos a flexão biaxial e série NM flexão uniaxial, sendo que todos apresentavam dimensões iguais, com relação ao espaçamento da estaca, vão de cisalhamento, diâmetro da estaca, diâmetro do pilar e seção do bloco.

A partir da realização de ensaios experimentais, os autores concluíram que a maior parte dos blocos sobre estacas sem armadura secundária vertical mostrou falhas frágeis, com evidência clara de uma superfície de falha de perfuração. A presença de estribos aumentou a ductilidade e carga máxima de ruptura e a presença de armadura secundária horizontal reduziu a fissuração na base e aumentou a resistência do bloco.

Os autores observaram que as cargas excêntricas geram aumento da reação de falha, sendo este de até 26%. Além disso, sob cargas excêntricas, a influência da esbeltez e a contribuição da armadura secundária são semelhantes ao caso de carga centralizada.

Por meio dos resultados, constatou-se que o método de escoras e tirantes fornece um limite inferior da resistência do bloco, e quanto maior a razão de amplitude, menor é a margem de segurança.

A obtenção da resistência do bloco seguindo a abordagem seccional leva a previsões seguras de carga de falha, embora os modos de falha nem sempre correspondem aos observados experimentalmente. Além disso, os autores comparam os códigos normativos e realizaram algumas considerações importante acerca destes. Por fim, mostraram que é importante que mais investigações experimentais sejam realizadas para entender outras condições de blocos sobre estacas.

O trabalho experimental realizado se mostrou bastante completo, no entanto o autor afirma a necessidade de que sejam abordadas outras disposições e testados em blocos com diferentes quantidades de estacas.

## 2.5 Pesquisas com ênfase numérica

Diversos estudos numéricos foram realizados com obtivo de avaliar o funcionamento estrutural de blocos sobre estacas. Essa forma de análise possibilita a obtenção de resultados mais rápidos e com menor custo financeiro se comparados aos ensaios experimentais, e muitos destes estudos vem acompanhado de comparação com estudos experimentais.

A seguir são apresentados alguns dos estudos com análise numérica relacionados aos blocos de fundação.

### 2.5.1 San e Iyer (1995)

Sam e Iyer (1995) utilizaram o Método dos Elementos Finitos para realizar a análise não linear de blocos sobre estacas. Para a validação do modelo, foram realizados ensaios experimentais pelos autores.

Com relação aos modelos estudados, foram adotados três diferentes arranjos de armadura, porém foram mantidas constantes a geometria dos blocos de fundação, as propriedades dos materiais e a taxa de armadura.

Os parâmetros considerados na análise na análise não linear dos blocos de concreto armado foram: comportamento à compressão multiaxial com concreto, fissuração, escoamento das barras de aço, tensão de enrijecimento e coeficiente de Poisson.

A partir da simulação numérica, Sam e Iyer (1995) concluíram que o bloco com arranjo 2 apresentou maior capacidade portante que os demais. Quando os blocos foram submetidos a cargas de pequenas intensidades, os autores observaram que os blocos se comportaram de forma semelhante à uma viga. Em relação ao padrão de fissuração, observaram que as fissuras se iniciaram na base do pilar em direção às estacas em todos os arranjos estudados.

### 2.5.2 Munhoz (2004)

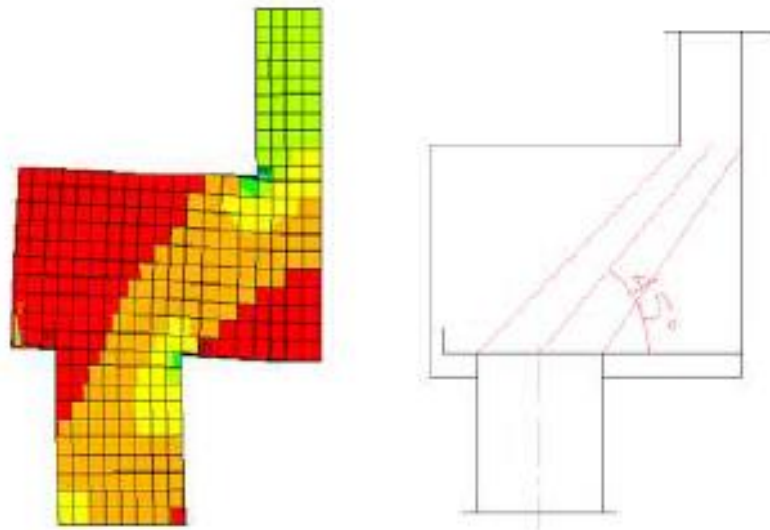
Munhoz (2004) estudou o comportamento de blocos sobre estacas submetidos à ação de força centrada, onde analisou por meio de simulação numérica utilizando o *software* ANSYS, blocos sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas. A pesquisa teve como objetivo contribuir para o estudo de critérios de projeto, a partir da análise do comportamento dos modelos, assim como o fluxo de tensões, considerando-se a linearidade dos materiais constituintes.

Para o estudo dos blocos de fundação, foram aplicados três métodos de dimensionamento: método do CEB-FIP (2010), Método das Bielas proposto por Blévoet e Frémy (1967) e as recomendações normativas da EHE (2001).

A partir da análise numérica, observou-se que as estacas logo abaixo do eixo do pilar recebiam a maior parcela da força, enquanto as estacas mais afastadas recebiam menores parcelas. De acordo com a autora, o modelo de cálculo adota, para força centrada, que a força atuante no pilar é igualmente distribuída para todas as estacas. Como concluído na pesquisa, a distribuição não é uniforme e portanto, é necessário uma adaptação das hipóteses utilizadas. No entanto, Munhoz (2004) concluiu que entre os métodos de dimensionamento analisados, o Método das Bielas é o mais indicado.

Munhoz (2004) observou que a biela de compressão se forma além da seção do pilar, ou seja, não é formada exatamente na região de contato entre o bloco e o pilar, conforme afirma Blévoet e Frémy (1967). A Figura 2.19 mostra a formulação das bielas de acordo com Munhoz (2004) e o modelo proposto por Blévoet e Frémy (1967).

**Figura 2.19 - Formulação das bielas segundo Munhoz (2004) e Blévoet e Frémy (1967)**



Fonte: Adaptado de Munhoz (2004)

Para blocos com duas, três e quatro estacas, a autora sugere a verificação a tração perpendicular às escoras, por meio de um tirante adicional. Além disso, verificou-se que o modelo de treliça deve ser diferente quando alterada a seção do pilar, indicando que a consideração de um pilar equivalente de seção quadrada para o dimensionamento pode apresentar resultados conservadores.



Em relação aos blocos sobre cinco estacas, a disposição das estacas contendo um elemento em cada vértice formando um quadrado com uma estaca central, deve ser evitada, uma vez que a estaca central recebe maior força que as demais. Para que as estacas sejam igualmente solicitadas, deveria ser aumentada a altura do bloco, no entanto isso poderia descaracterizar o comportamento de bloco, assemelhando-se a uma viga-parede.

### **2.5.3 Delalibera (2006)**

Delalibera (2006) realizou a análise experimental e numérica de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica, com objetivo de analisar a formação das escoras e tirantes, a contribuição de ganchos na armadura principal e propor um modelo refinado de escoras e tirantes.

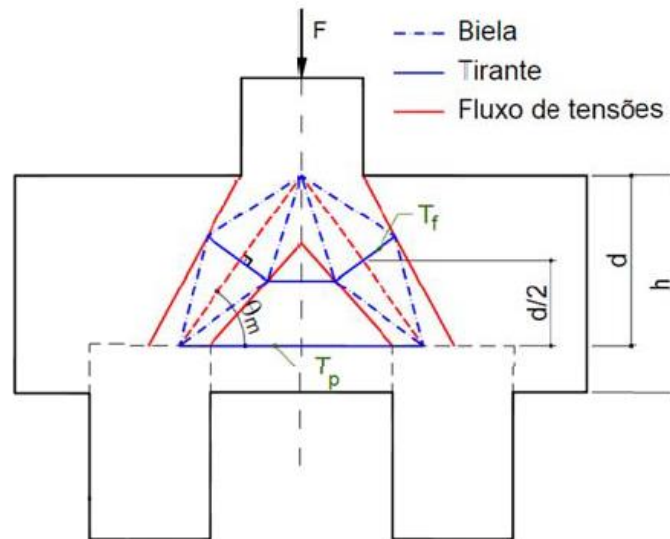
O autor verificou que as variáveis que mais influenciaram no comportamento estrutural dos blocos foram o ângulo de inclinação das bielas, a área da seção transversal do pilar e a excentricidade da força solicitante. Variando-se essas componentes, foram analisados quatorze blocos sobre duas estacas.

Segundo Delalibera (2006), todos os modelos apresentaram comportamento semelhante em relação à ruptura. Os blocos ensaiados apresentaram modos de ruína a partir da ruptura da escora junto ao pilar e/ou junto à estaca. Os blocos submetidos a pilares de maior seção transversal apresentaram maior capacidade portante, e os modelos com maior altura também suportaram maior força última quando comparados com modelos de menor rigidez. Os modelos contendo força vertical excêntrica apresentaram menor capacidade portante.

O autor observou que, em média, as primeiras fissuras tiveram início para uma força correspondente a 20% da força última, logo concluiu que os valores de projeto apresentadas por Blévoit e Frémy (1967) são extremamente conservativos.

A utilização de um tirante adicional perpendicular à biela de compressão aumentou significativamente a capacidade portante dos blocos. O modelo de treliça proposto pelo autor é mostrado na Figura 2.20.

**Figura 2.20 - Modelo de treliça refinado proposto por Delalibera (2006)**



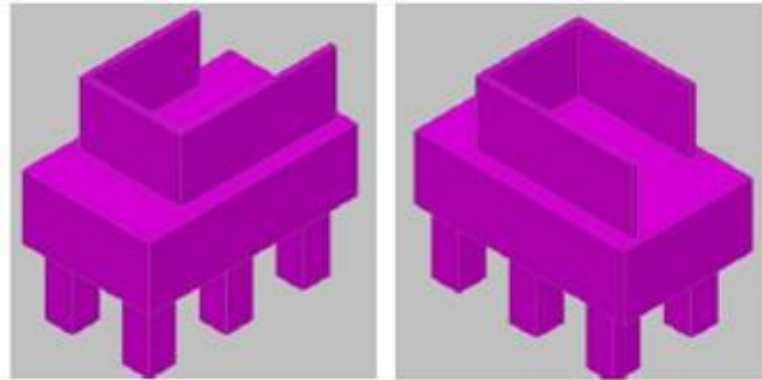
Fonte: Delalibera (2006)

Por fim, foi apresentado o dimensionamento de dois blocos sobre estacas e os resultados foram comparados com os resultados com os dimensionamentos segundo recomendações de Blévoit e Frémy (1967). Verificou-se que o modelo de Blévoit e Frémy (1967) é conservativo com relação às áreas de armadura do tirante e contra a segurança com relação à verificação da tensão na zona nodal inferior, sendo esta duas vezes menor que a tensão no mesmo local para o modelo de Delalibera (2006).

#### 2.5.4 Munhoz, Barros e Giongo (2010)

Munhoz, Barros e Giongo (2010) analisaram blocos sobre estacas submetidos a pilares com seção transversal “U”, com a justificativa de que as atuais normas não especificam um método de dimensionamento para blocos de pilares de seções compostas de retângulos. Foi realizada análise numérica por meio de programa baseado no Método dos Elementos Finitos e os resultados foram comparados aos resultados obtidos através de modelos analíticos. O modelo de bloco estudado é mostrado na Figura 2.21.

**Figura 2.21 - Modelo de bloco analisado por Munhoz, Barros e Giongo (2010)**



Fonte: Munhoz, Barros e Giongo (2010)

O bloco submetido a pilar central estudado pelos autores, apresenta uma força centrada de 10.620 kN, sendo desconsiderados outros carregamentos. A resistência característica do concreto é de 30 MPa e a armadura é constituída por aço CA-50.

Após o pré-dimensionamento do bloco, foram realizados cálculos analíticos a partir de duas situações. Na primeira situação, utilizou-se o Método do CEB-FIP (1970) para o dimensionamento à flexão do bloco, considerando um pilar de seção quadrada com área equivalente. Na segunda situação de cálculo, foi realizado um cálculo à flexão na seção em que está compreendido o centro geométrico do pilar. Verificou-se a armadura mínima conforme recomendações na ABNT NBR 6118:2003.

Quando aplicado o Método do CEB-FIP, considerando um pilar quadrado de área equivalente, obteve-se valores menores que o valor da armadura mínima, sendo necessário adotar a armadura sugerida pela ABNT 6118:2003.

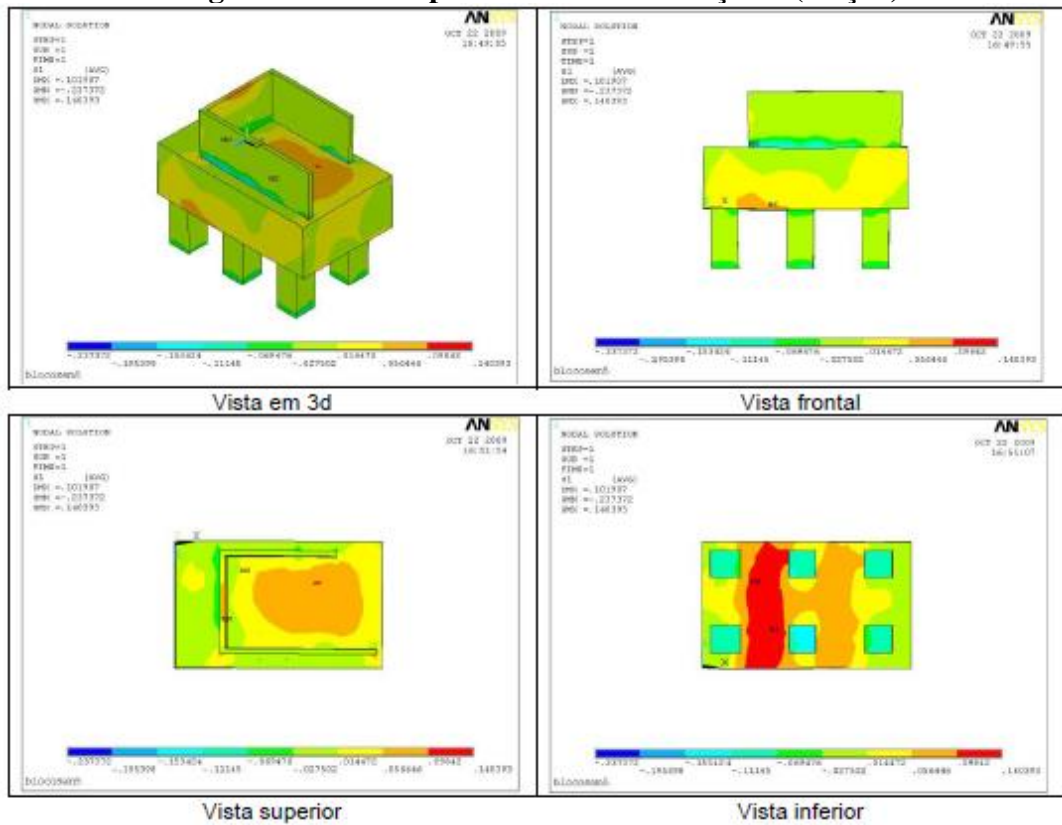
Com relação à segunda situação, houve um aumento de 36,4% se comparada à primeira situação, sendo este valor maior que a armadura mínima calculada.

Conforme observado pelos autores, os valores de armadura na direção y apresentaram discrepâncias ainda maiores entre os métodos. Na primeira situação obteve-se armadura bem menor que a mínima e que a armadura obtida na segunda situação. Na segunda situação, houve um aumento de 89,8% em relação à primeira, no entanto o valor obtido ainda foi menor que a armadura mínima.

Posteriormente, realizou-se uma análise elástica linear através do programa computacional ANSYS. Foram analisados as trajetórias e os campos de tensões com valores máximos e mínimos nas direções principais, uma vez que a partir destes é possível analisar o funcionamento da estrutura.

Os autores verificaram diferenças significativas nos resultados entre os modelos de blocos com diferentes pilares. A Figura 2.22 apresenta os resultados obtidos por meio de simulação numérica, onde podem ser observadas que as máximas tensões de tração ocorrem na parte inferior do bloco de fundação e não estão dispostos de maneira uniforme.

**Figura 2.22 - Campos de tensão na direção 1 (tração)**

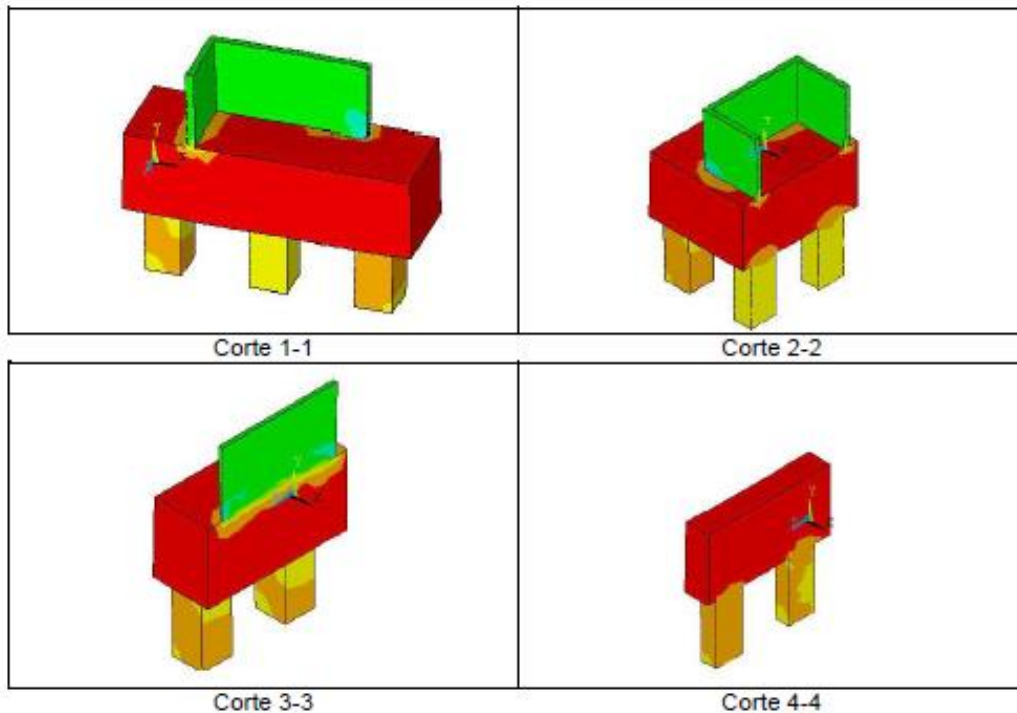


Fonte: Munhoz, Barros e Giongo (2010)

Na vista inferior do modelo tem-se uma concentração de tensões do lado esquerdo, pois é onde está localizada uma das partes do pilar, e a tensão diminui conforme se sai do campo de aplicação da carga no pilar.

A Figura 2.23 mostra os campos de tensão de compressão no bloco de fundação. Por meio desta, observou-se que os campos de tensão de compressão não mostram, de forma clara, a formação de bielas de compressão, no entanto, fica evidente que a transmissão de tensões de compressão se dá através da formação de bielas em virtude das concentrações de tensões nas regiões nodais.

**Figura 2.23 - Campos de tensão no modelo na direção 3 (compressão).**



Fonte: Munhoz, Barros e Giongo (2010)

De acordo com os autores, os métodos utilizados para projeto de blocos sobre estacas não atendem a todos os modelos empregados na prática corrente de edifícios, onde há pilares de seções diferentes de quadradas e retangulares e dessa forma, os métodos teóricos aplicados podem trazer dúvidas ao projeto. Para os casos analisados, não há uma metodologia que possa ser aplicada sem realização de adaptações das seções.

### **2.5.5 Munhoz e Giongo (2011)**

Munhoz e Giongo (2011) analisaram o comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas com pilares de seções quadradas e retangulares sob a ação de força vertical, horizontal e momento fletor.

De acordo com os autores, há dificuldade da padronização do método para se utilizar em blocos, pois existe uma variação muito grande de seus componentes, além dos diferentes tipos de seções de pilares, o bloco pode estar submetido a diferentes tipos de ações, momentos e forças horizontais em pilares que também denotarão diferentes tipos de treliça para atender o método.

O objetivo do trabalho foi realizar uma análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas solicitados por forças vertical e horizontal e momento fletor, considerando a influência de seções geométricas quadradas e retangulares dos pilares.

Munhoz e Giongo (2011) desenvolveram uma análise numérica tridimensional e não linear, pelo método dos elementos finitos, com o auxílio do programa computacional ANSYS, onde investigou-se a distribuição do fluxo das tensões principais, possibilitando o entendimento do modelo estrutural, e, a criação de modelos mais refinados utilizando o Modelo de Bielas e Tirantes.

Os autores analisaram blocos sobre duas, três e quatro estacas com pilares de seção quadrada e retangular submetidos a diferentes solicitações, com intuito de abranger diferentes situações possíveis, uma vez que muitas vezes esses problemas são encontrados por projetistas em estruturas reais.

A partir da análise numérica, os autores observaram que os resultados obtidos demonstraram que para a mesma força aplicada em diferentes áreas existe uma alteração do fluxo de tensões. Sendo assim, deve-se investigar se o mesmo modelo de escoras e tirantes pode ser aplicado.

Em relação às regiões nodais, foram realizadas algumas constatações, uma vez que também divergem de um modelo para o outro. De forma geral, observou-se que quanto mais se aumenta a medida da seção transversal do pilar na direção longitudinal, mais a biela comprimida se tornará inclinada com relação à horizontal.

Tendo em vista os resultados apresentados, Munhoz e Giongo (2011) concluíram que para modelos com mesma área de aplicação de forças, sendo áreas retangulares e quadradas, existem diferenças na distribuição de tensões, observadas principalmente se a projeção da área do pilar ficar contida nas áreas onde encontram-se as estacas.

Outra conclusão destacada pelos autores foi que em modelos com seções mais alongadas, a estaca é solicitada de modo mais uniforme. Além disso, enfatizaram a necessidade em dar atenção especial à verificação das regiões nodais.

### **2.5.6 Buttignol (2011)**

Buttignol (2011) realizou a análise numérica não linear de blocos sobre duas e três estacas utilizando o programa computacional Atena 3D, baseado no Método dos Elementos Finitos. Ao todo foram ensaiados treze modelos.

As pesquisas de Miguel (2000) e Delalibera (2006) foram utilizadas como base para os modelos testados pelo autor, que realizou a comparação entre os resultados numéricos e experimentais dos modelos, observando a rigidez o fluxo de tensões, as deformações, o tipo de ruína e a capacidade portante.

Com os modelos calibrados, Buttignol (2011) realizou uma análise paramétrica e verificou as variações no fluxo de tensões no concreto e nas armaduras. Para isso, variou-se a seção transversal dos pilares, a altura dos blocos, a profundidade do embutimento das estacas, a distância entre as estacas e a influência da armadura de fendilhamento.

Durante as simulações numéricas, Buttignol (2011), assim como Delalibera (2006), encontrou dificuldades para calibrar o comportamento dos modelos numéricos em relação aos modelos experimentais de referência. O autor observou que os modelos numéricos apresentaram resultados próximos aos experimentais, no entanto foram constatadas divergências entre os resultados com relação a rigidez, visto que os modelos numéricos se apresentaram mais rígidos que os experimentais.

As diferenças entre os modelos segundo Buttignol (2011), pode ter ocorrido devido a fatores como a acomodação dos apoios nos modelos experimentais, a suposição de ligação rígida entre as estacas e o bloco e a consideração de aderência perfeita das armaduras nos modelos numéricos.

A partir desse estudo o autor observou que os modelos estudados apresentaram ruína frágil com ruptura do concreto nas regiões e fendilhamento. Pela análise do fluxo de tensões na estrutura, notou-se de forma clara a formação das bielas e das regiões nodais

Uma verificação importante sobre a armadura de fendilhamento, foi o aumento da capacidade portante do bloco quando utilizada esse tipo de armadura. Segundo o autor, esse fato pode ser explicado pela diminuição das aberturas de fissuras geradas pelo fendilhamento do concreto.

As armaduras dos tirantes apresentaram tensões nulas ou quase nulas nas regiões centrais do bloco. Não ocorreu o escorregamento das armaduras até a ruptura do modelo, verificando-se que a aderência das barras não é um fator preponderante para a ruptura dos blocos e para o modelo numérico.

Buttignol (2011) concluiu que a capacidade portante do bloco é influenciada pelo tipo de vinculação, pela geometria das estacas e do pilar, pelo embutimento da estaca no bloco e pela presença da armadura de fendilhamento.

### 2.5.7 Oliveira, Barros e Giongo (2014)

Oliveira, Barros e Giongo (2014) realizaram a simulação numérica de blocos de concreto armado sobre seis estacas e propuseram o dimensionamento pelo método das bielas e tirantes. A análise do comportamento de blocos de concreto armado contempla a deformabilidade do solo de apoio das estacas, diferentes resistências dos elementos, seções transversais dos pilares quadradas e retangulares submetidos a ação centrada.

Segundo os autores, em relação ao arranjo das estacas para blocos em que as estacas não estão igualmente espaçadas em relação ao pilar, o comportamento estrutural é mais complexo e pouco conhecido. As intensidades das reações de apoio podem ter valores não uniformes, pois dependem da rigidez do bloco e da deformabilidade das estacas e do solo.

O comportamento estrutural dos blocos sobre seis estacas foi analisado considerando a variação dos seguintes parâmetros: seção transversal do pilar; deformabilidade do solo de apoio das estacas e resistência característica à compressão do concreto. Os parâmetros geométricos foram definidos com base no projeto de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado.

Para o estudo, foram considerados blocos apoiados sobre estacas de diâmetro igual a 60 cm com espaçamento entre eixos de três vezes o diâmetro das estacas. A distância entre o plano tangente externo das estacas e as extremidades do bloco foi igual a 30 cm. Foram analisadas três seções de pilares: quadrada, retangular pouco alongada e retangular muito alongada, porém a área da seção transversal se manteve constante. Três resistências características à compressão para o concreto foram analisadas: 25, 30 e 35 MPa. A resistência característica ao escoamento das barras de aço foi considerada igual a 500 MPa.

Com relação a deformabilidade do solo de apoio das estacas, foram consideradas molas elásticas dispostas nas bases das estacas. Foram analisadas quatro situações: uma como sendo a mais desfavorável para o bloco e as outras três situações considerando apoio sobre molas elásticas com os seguintes coeficientes: 300 kN/mm, 600 kN/mm e 900 kN/mm.

A simulação numérica foi realizada por meio do DIANA e os autores concluíram que a deformabilidade do solo de apoio das estacas influenciou no comportamento da estrutura. Essa constatação fornece subsídios para afirmar que a hipótese, comumente adotada para o dimensionamento analítico, de que a distribuição das reações das estacas é uniforme, pode não ser adequada a situações em que o solo de apoio é muito rígido.



De acordo com os autores, a resistência dos blocos não foi prejudicada de modo significativo pela variação da deformabilidade do solo, atribuindo esse fato à capacidade de esses blocos redistribuírem os esforços internos.

Outra constatação foi que o aumento da resistência característica do concreto possibilitou o ganho de resistência do bloco, porém não alterou a rigidez dos blocos de forma significativa. Quanto à variação da seção transversal do pilar, constatou-se que a configuração das bielas se modifica conforme ocorre o alongamento da seção transversal.

Os autores observaram que os critérios indicados por Andrade possibilitam a previsão da resistência dos blocos com boa aproximação dos resultados de simulação numérica. Sendo assim, os resultados experimentais validaram a análise numérica.

Oliveira, Barros e Giongo (2014) observaram que a variação da forma do pilar, afeta a distribuição de tensões no bloco de fundação, o que pode alterar o modelo de escoras e tirantes a ser aplicado.

#### **2.5.8 Bavaresco (2016)**

Bavaresco (2016) estudou o comportamento de blocos sobre estacas que recebem pilares de geometria complexa, por meio do Método das Bielas, e propôs uma abordagem de dimensionamento para estes casos, com intuito de auxiliar os profissionais quanto ao dimensionamento estrutural.

Foram analisados três pilares com diferentes geometrias, sendo estes com seção quadrada, seção L e seção C. Os pilares foram alocados em diferentes blocos de fundação, variando-se a quantidade de estacas de 5 e 9.

A partir da simulação numérica, o autor observou os diferentes fluxos de tensões nos modelos estudados, identificando os elementos de tração e compressão. Dessa forma, foi realizado o dimensionamento dos blocos, e foi verificado se a teoria clássica do bloco sobre cinco estacas com a utilização de 4/5 do carregamento é adequado ou não.

De acordo com Bavaresco (2016), para o dimensionamento com 4/5 do carregamento, observou-se que o dimensionamento e armação da estrutura apenas pelas faces do bloco é incompatível com os esforços encontrados.

Com relação as reações das estacas centrais, notou-se que a consideração de que as cargas são distribuídas igualmente entre as estacas conduz a um dimensionamento adequado para as escoras e tirantes, no entanto gera um subdimensionamento dos valores das tensões de

compressão atuantes no nó da estaca central. Dessa forma, o autor recomenda uma folga de 40% entre a tensão atuante registrada e tensão máxima admissível.

Concluiu-se também que para os diferentes tipos de pilares analisados, os pilares de geometria complexa geraram distribuição mais homogênea dos esforços no interior da estrutura. Os campos de tração foram inferiores quando comparados ao campo de um pilar de seção quadrada de área equivalente.

### **2.5.9 Dey e Karthik (2019)**

Segundo Dey e Karthik (2019), embora os padrões para o projeto pilares e estacas sejam bem estabelecidos, os blocos sobre estacas são frequentemente menos estudados. Apesar de ser um componente estrutural bastante utilizado e importante para a segurança da estrutura, não há um procedimento de projeto unificado aceito nos principais códigos normativos de estruturas, como ACI-318, EC-2, BS-8110 e AASHTO, para a análise e dimensionamento de blocos sobre estacas.

Os principais objetivos dos autores foi desenvolver um modelo de treliça 3D para modelar o comportamento de blocos sobre estacas, desenvolver equações para determinar as propriedades geométricas das escoras e tirantes que constituem a estrutura e propor relações constitutivas para o aço e para o concreto que representem com precisão seu comportamento em blocos sobre estacas.

A simulação numérica foi realizada com a utilização do programa SAP 2000. O 3D C-STM, baseado em deslocamento, foi desenvolvido para simular o comportamento geral de força-deformação, prever o comportamento interno e compreender o mecanismo de ruptura de blocos sobre estacas.

A validação do modelo foi realizada pelo resultado experimental de três corpos de prova sobre quatro estacas, com diferentes formas, tamanhos e propriedades de materiais. Além disso, os resultados experimentais de Suzuki et al. também foram analisados.

A partir da análise numérica, os autores obtiveram um modelo capaz de representar o comportamento de blocos sobre estacas. Os autores concluíram que as áreas das seções transversais dos elementos da treliça espacial foram estimadas com base na geometria do pilar, bloco e estacas, e estes podem ser facilmente expandidas para outras geometrias.

Para blocos de grandes dimensões, o *Modified Compression Field Theory* representou satisfatoriamente o comportamento pós-fissuração do concreto tracionado. Foram propostos modelos de tensão-deformação que simulam de forma satisfatória o comportamento de blocos

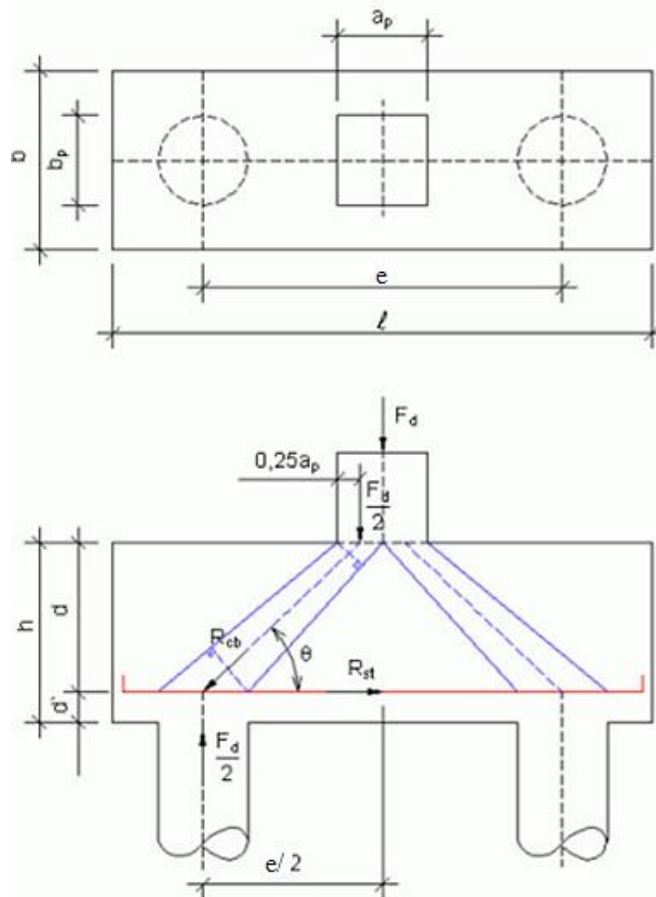
sobre quatro estacas e os resultados foram satisfatórios e próximos aos experimentais, portanto, o método pode ser aplicado para diversos tipos de blocos sobre estacas.

## 2.6 Projeto de blocos de concreto armado sobre duas estacas

Neste item são apresentadas recomendações para o projeto de blocos de concreto armado sobre estacas, tendo como base o Método das Bielas. Inicialmente, são descritos os critérios para o pré-dimensionamento dos blocos, como a distância entre as estacas, a distância entre as estacas e a face do bloco, a distância entre as estacas e o pilar e o embutimento das estacas no bloco de fundação. A partir disso, são apresentadas as equações para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas.

Para o dimensionamento dos blocos sobre duas estacas, considera-se o modelo de treliças mostrado na Figura 2.24, em que  $F_d$  é a força normal atuante no pilar,  $R_{cb}$  é a força atuante na diagonal comprimida e  $R_{st}$  é a força atuante no tirante.

**Figura 2.24 - Modelo de treliça para bloco sobre duas estacas**



Fonte: adaptado de Oliveira (2009)

Em geral, para o dimensionamento do bloco sobre estacas, não são consideradas contribuições do solo, sendo que a geometria deste é definida em função das dimensões do pilar e do número de estacas necessárias (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

### 2.6.1 Espaçamento entre estacas

Definida a quantidade de estacas a serem adotadas para um bloco e das dimensões das mesmas, é necessário determinar os espaçamentos entre elas para posteriormente definir as dimensões do bloco.

O espaçamento mínimo entre estacas é um fator imprescindível para a segurança da estrutura, devido ao efeito de grupo de estacas. Procura-se dispor as estacas de modo a obter a menor dimensão possível do bloco de fundação, considerando a segurança da estrutura.

Moraes (1976) recomenda que o espaçamento entre estacas seja de no mínimo 2,5 vezes o diâmetro da estaca para estacas pré-moldadas e de 3 vezes para estacas moldadas in loco, assim como a NBR 6118:2014.

Calavera (1991) sugere que o distanciamento mínimo entre os eixos das estacas seja de pelo menos 2 a 3 vezes o seu diâmetro.

Conforme a NBR 6118:2014 e Campos (2015), a distância mínima recomendada entre estacas é determinada pela Equação 2.3.

$$e > \begin{cases} 2,5 \cdot D & (\text{para estacas pré - moldadas}) \\ 3,0 \cdot D & (\text{para estacas moldadas in loco}) \\ 60 \text{ cm} & \end{cases} \quad (2.3)$$

sendo:  $e$  o espaçamento entre as estacas (cm); e

$D$  o diâmetro da estaca (cm).

### 2.6.2 Dimensões do bloco em planta

A distância entre estaca e face do bloco deve considerar a relação entre os aspectos de ancoragem e a ligação entre estaca e bloco de forma correta, permitindo a transferência dos esforços das escoras e tirantes para as estacas (BAVARESCO, 2016).

Fusco (1995) indica que o afastamento entre a lateral da estaca e o bloco seja maior que o diâmetro da mesma. Carvalho e Pinheiro (2009) recomenda que a distância entre as faces da estaca e do bloco seja maior que 10 cm. De acordo com Campos (2015), a distância entre as estacas e a face do bloco deve ser determinada conforme a Equação 2.4.

$$V \geq \begin{cases} (1,0 \text{ a } 1,5) \cdot D \\ D + 15\text{cm} \end{cases} \quad (2.4)$$

sendo:  $V$  a distância entre a face da estaca e a face do bloco (cm); e

$D$  o diâmetro da estaca (cm).

A largura do bloco pode ser determinada, conforme Carvalho e Pinheiro (2009), pela Equação 2.5.

$$b \geq \begin{cases} a/2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.5)$$

sendo:  $b$  a largura do bloco (cm); e

$a$  a distância entre o eixo da estaca e a face do bloco (cm).

Fusco (1994) propõe que a distância máxima do centro de uma estaca ao ponto distante  $0,25 \cdot a_p$  da face do pilar, não deve ser maior que  $1,5 \cdot h$ , sendo  $a_p$  a largura do pilar

### 2.6.3 Embutimento da estaca no bloco

Segundo a ABNT NBR 6122:2019, a ligação entre o bloco e as estacas está correlacionada ao tipo de estaca e ao processo de execução.

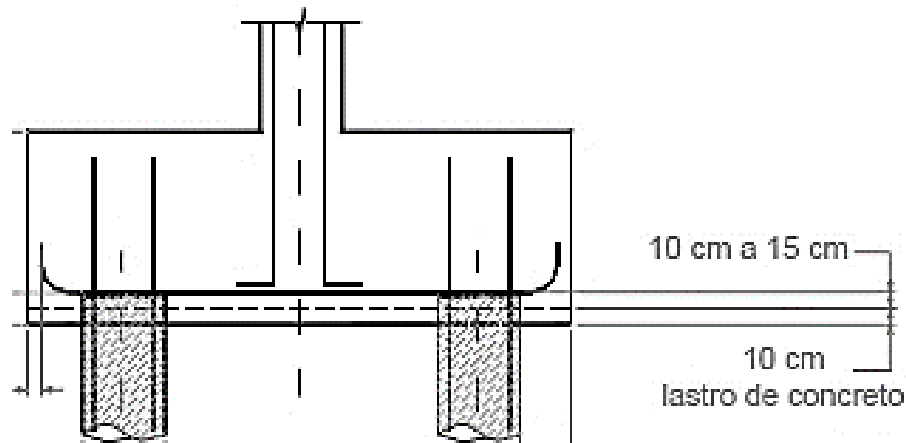
A ponta superior da estaca deve ser embutida no bloco para ligação entre os elementos. Moraes (1976) sugere que o embutimento das estacas no bloco seja de 10 cm, para facilitar a execução dos blocos e o posicionamento da armadura.

De acordo com Calavera (1991) e Montoya et al. (2000), o embutimento deve ser maior que 10 cm e menor que 15 cm, de acordo com a Figura 2.25.

Conforme Fusco (1994), as estacas devem penetrar de 5 cm a 10 cm no interior do bloco, reduzindo a inclinação da biela e aumentando a área da base de sustentação das bielas.

Já Carvalho e Pinheiro (2009) indicam que o embutimento das estacas no bloco devem ser de 3 a 10 cm.

**Figura 2.25 - Ligação do bloco de fundação e as estacas.**



Fonte: Calavera (1991)

#### 2.6.4 Altura útil do bloco

Segundo Blevot e Fremy (1967), a inclinação das bielas deve estar entre 40° e 55°. Com base nisso, os valores mínimo e máximo para a altura do bloco são obtidas pelas Equação 2.6 e 2.7, respectivamente. Além disso, a altura do bloco deve ser suficiente para permitir a ancoragem dos pilares.

$$d_{min} = 0,50 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$d_{máx} = 0,714 \cdot \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (2.7)$$

Sendo:  $e$  o espaçamento entre as estacas (cm); e

$a_p$  a largura do pilar (cm).

#### 2.6.5 Ancoragem das armaduras dos pilares

De acordo com a NBR 6118:2014, a ancoragem das armaduras deve ser garantida, para a segurança da estrutura.

De modo geral, o comprimento de ancoragem necessário pode ser obtido conforme Equação 2.8.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (2.8)$$

Sendo:  $l_{b,nec}$  o comprimento de ancoragem necessário (cm);

$\alpha$  ( $\alpha= 1$  para barras sem gancho,  $\alpha= 0,7$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a três vezes o seu diâmetro,  $\alpha= 0,7$  quando houver barras transversais soldadas e  $\alpha= 0,5$  quando houver barras transversais soldadas e gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a três vezes o seu diâmetro);

$l_b$  o comprimento de ancoragem básico (cm);

$A_{s,calc}$  a área de aço calculada da armadura principal (cm<sup>2</sup>);

$A_{s,ef}$  a área de aço efetiva da armadura principal (cm<sup>2</sup>); e

$l_{b,min}$  o comprimento de ancoragem mínimo (cm).

A Equação 2.9 apresenta o comprimento de ancoragem básico.

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (2.9)$$

Sendo:  $\phi$  o diâmetro da barra de aço (cm);

$f_{yd}$  a resistência de cálculo do aço (kN/cm<sup>2</sup>); e

$f_{bd}$  a resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas (kN/cm<sup>2</sup>).

Na Equação 2.10 tem-se a resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.10)$$

Sendo:  $\eta_1= 1,0$  para barras lisas (CA-25), 1,4 para barras entalhadas (CA-60) e 2,25 para barras nervuradas (CA-50);

$\eta_2= 1,0$  para boa aderência 0,7 para má aderência;

$\eta_3= 1,0$  para barras com diâmetro até 32 mm; e

$f_{ctd}$  a resistência de cálculo do concreto à tração (MPa).

A resistência de cálculo do concreto à tração pode ser obtida pela Equação 2.11.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad (2.11)$$

Sendo:  $f_{ck}$  a resistência característica do concreto à tração (kN/cm<sup>2</sup>).

Além disso, o comprimento de ancoragem deve atender o valor mínimo, sendo este o maior valor entre  $0,3 \cdot l_b$ ,  $10 \cdot \phi$  e  $100 \text{ mm}$ .

### 2.6.6 Força de tração nas barras da armadura

A inclinação é determinada a partir da equação 2.12.

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (2.12)$$

Sendo:  $\theta$  a inclinação da biela (graus);

$d$  a altura útil do bloco (cm);

$e$  a distância entre os eixos das estacas (cm); e

$a_p$  a largura do pilar (cm).

A partir das forças atuantes no bloco, tem-se que:

$$tg\theta = \frac{F_d}{R_{st}} \quad (2.13)$$

Sendo:  $R_{st}$  a força atuante no tirante.

Pelas equações 2.8 e 2.9 tem-se a força atuante no tirante (Equação 2.14).

$$R_{st} = \frac{F_d \cdot (2e - a_p)}{8 \cdot d} \quad (2.14)$$

De acordo com Blévoit (1967), o valor de força obtida pela Equação 2.14 deve ser majorada em 15%, para garantia da segurança.



### 2.6.7 Verificação das Bielas

A área das bielas varia ao longo da altura do bloco e, sua verificação é realizada nas regiões junto ao pilar e junto às estacas. A tensão normal de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, são mostradas nas Equações 2.15 e 2.16, respectivamente.

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (2.15)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{F_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (2.16)$$

Sendo:  $\sigma_{cd,b,pil}$  a tensão de compressão na biela relativa ao pilar;

$\sigma_{cd,b,est}$  a tensão de compressão na biela relativa à estaca;

$F_d$  a força de cálculo atuante;

$A_p$  a área da seção transversal do pilar;

$A_e$  a área da seção transversal da estaca; e

$\theta$  a inclinação da biela (graus).

Para evitar o esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes. Conforme as considerações realizadas por Blévyot, as tensões limites são mostradas na Equação 2.17.

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 \cdot K_R \cdot f_{cd} \quad (2.17)$$

Sendo:  $K_R$  o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devida a cargas permanentes. Adota-se valores entre 0,90 e 0,95; e

$f_{cd}$  a resistência de cálculo do concreto.

Fusco (1994) recomenda que a tensão de compressão máxima nas bielas seja determinada considerando três constantes, denominadas  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$ , conforme Equação 2.18. A constante  $k_1$  leva em conta o aumento da resistência do concreto após 28 dias, a constante  $k_2$  considera a resistência de corpos de prova em relação à resistência do concreto no bloco e a constante  $k_3$  pondera o efeito deletério da ação do concreto com o tempo.

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.18)$$

A condição de segurança no bloco de fundação será atendida se as tensões calculadas forem menores ou iguais às tensões limites.

### 2.6.8 Armadura principal

O arranjo das armaduras é de fundamental importância para a resistência dos blocos. A NBR 6118:2014 recomenda que a armadura principal ou de flexão, como é comumente denominada, esteja essencialmente com 85% ou mais, dispostas nas faixas definidas sobre as estacas, com largura no máximo de 1,2 vezes o diâmetro da estaca.

A área de armadura é a relação entre a força aplicada no tirante e a resistência do aço à compressão (Equação 2.19).

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad (2.19)$$

Conforme visto anteriormente, Blévoit e Freymy (1967) verificaram que a força medida na armadura principal foi 15% superior à indicada pelo cálculo teórico. A armadura principal é calculada conforme a Equação 2.20, com a resistência de cálculo do aço calculado pela Equação 2.21.

$$A_s = \frac{1,15 \cdot F_d}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} (2 \cdot e - a_p) \quad (2.20)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.21)$$

Sendo:  $f_{yd}$  a resistência de cálculo do aço (kN/cm<sup>2</sup>); e

$f_{yk}$  a resistência característica do aço (kN/cm<sup>2</sup>).

### 2.6.9 Armaduras complementares

Além da armadura principal, a NBR 6118:2014 especifica armaduras complementares, sendo essas primordiais para o desempenho da estrutura. No geral, as armaduras

complementares ajudam no controle da fissuração do bloco sobre estacas. Segundo Calavera (1991) os blocos sobre duas estacas podem estar sujeitos a momentos de torção devido às excentricidades das estacas, logo as armaduras secundárias auxiliam na absorção das tensões de tração geradas.

De acordo com Delalibera (2006), os blocos sem armadura complementar (armadura de tração disposta no banzo superior) apresentam redução da capacidade portante em função de fissuras oblíquas às bielas de compressão que reduzem a resistência à tração do concreto.

- **Armadura superior**

A NBR 6118:2014 não apresenta nenhuma sugestão para o dimensionamento das armaduras superiores.

De acordo com Montoya et al. (2000) a armadura deve ser no mínimo 1/10 do valor da armadura principal. A armadura superior tem função de dar suporte para os estribos e é tomada como uma pequena parcela da armadura principal, como visto na Equação 2.22.

$$A_{s,sup} = 0,2 \cdot A_s \quad (2.22)$$

Sendo:  $A_{s,sup}$  a área de aço da armadura superior (cm<sup>2</sup>); e

$A_s$  a área de aço da armadura principal (cm<sup>2</sup>).

- **Estribos horizontais (Armadura de pele)**

A armadura de pele é obrigatória quando  $h \geq 60$  cm (aumento da vida útil da peça). No caso de blocos sobre duas estacas, sempre utilizar a armadura lateral (CAMPOS, 2015). Essa armadura tem dupla finalidade, ou seja, auxiliar na absorção de possíveis momentos de torção decorrentes da falta de alinhamento do bloco com as estacas (Figura 72) e dar ao bloco uma ruptura mais dúctil.

A armadura de pele leva em conta a largura do bloco e é apresentada na Equação 2.3, para cada face do bloco.

$$\left(\frac{A_{s,p}}{s}\right)_{min,face} = 0,075 \cdot B \quad (2.23)$$

Sendo:  $A_{s,p}/s$  a área de aço da armadura de pele por face (cm<sup>2</sup>/m); e

$B$  a largura do bloco (cm).

A Equação 2.24 traz o espaçamento da armadura de pele, conforme recomendado pela NBR 6118:2014.

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.24)$$

Sendo:  $d$  a altura útil do bloco (cm).

Segundo Calavera (1991) e Montoya et al. (2000), a taxa geométrica de estribos não deve ser menor que 0,4% da área da seção transversal do concreto.

- **Estribos verticais**

A área de aço para os estribos verticais para cada face do bloco é determinada Equação 2.25.

$$\left(\frac{A_{s,w}}{s}\right)_{min,face} = 0,075 \cdot B \quad (2.25)$$

Sendo:  $A_{s,w/face}$  a área de aço dos estribos verticais por face (cm<sup>2</sup>/m); e  
 $B$  a largura do bloco (cm).

O espaçamento da armadura sobre as estacas é determinado conforme a Equação 2.26. Para outras posições além das estacas, recomenda-se espaçamento menor ou igual a 20 cm.

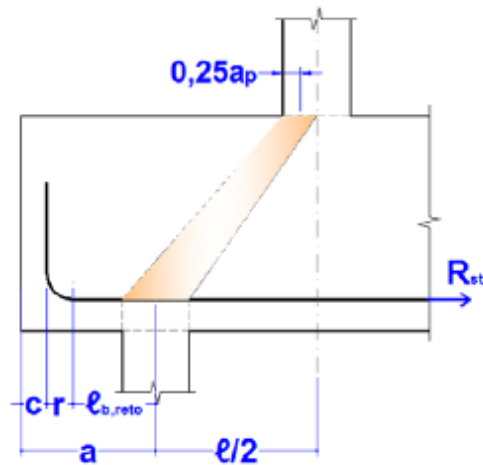
$$s \leq \begin{cases} 0,5 \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot D \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.26)$$

Sendo:  $D$  o diâmetro da estaca (cm).

### 2.6.10 Ancoragem da armadura principal do bloco

Na Figura 2.26 tem-se os parâmetros para determinação da ancoragem da armadura principal do bloco sobre duas estacas.

**Figura 2.26 - Ancoragem da armadura principal do bloco**



Fonte: Munhoz (2014)

O comprimento de ancoragem sem gancho e a distância entre o centro da estaca e a face externa do bloco são determinados com base nas Equações 2.27 e 2.28, respectivamente.

$$l_{b,reto} = \frac{A_{st} \cdot f_{yk} - R_{st,gan}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bk,n}} \quad (2.27)$$

$$a = l_{b,reto} + r + \phi + c \quad (2.28)$$

Sendo:  $A_{st}$  a área de armadura do tirante por barra ( $\text{cm}^2$ );

$R_{st,gan}$  a força resistida pelo gancho;

$f_{bk,n}$  a resistência de aderência das barras;

$c$  o cobrimento da armadura; e

$\phi$  o diâmetro das barras de armadura.

### 3 ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

No presente capítulo são descritos os aspectos da modelagem numérica, a partir de uma breve introdução do Método dos Elementos Finitos e do programa computacional ABAQUS. Além disso, são apresentados os tipos de elementos finitos e modelos constitutivos dos materiais necessários para a modelagem numérica dos blocos de fundação.

#### 3.1 Método dos Elementos Finitos

De acordo com Rao (1999), o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica utilizada para a obtenção da solução de um problema complexo de difícil solução analítica, através da substituição do problema inicial por vários outros problemas de solução mais simples. O resultado obtido pelo método não é exato, no entanto pode-se obter uma aproximação bastante eficaz, em que o conjunto da malha se comporte de forma semelhante ao contínuo original (SORIANO, 2003)

O MEF consiste em dividir um elemento em várias partes menores, denominados elementos finitos. Estes são conectados entre si por intermédio de pontos discretos, chamados de nós, sendo pontos onde uma solução aproximada pode ser adotada e onde equações de equilíbrio podem ser estabelecidas. Essa subdivisão da estrutura em elementos denomina-se malha.

Segundo Moraes (2015), a aplicação do Método dos Elementos Finitos apresenta-se cada vez mais relevante para as análises de estruturas. Os estudos experimentais e as análises numéricas são formas de avaliar o comportamento dos elementos estruturais, no entanto, atualmente os estudos numéricos têm sido amplamente utilizados devido às suas vantagens como o baixo custo financeiro, a possibilidade de mudanças das características dos modelos mesmo após simulação completa e a diminuição do tempo gasto para a obtenção dos resultados, se comparados aos programas experimentais.

Em análises não lineares, o sistema de equações não pode ser resolvido diretamente, havendo necessidade do emprego de técnicas iterativas, baseadas em soluções sucessivas de sistemas lineares. Um dos métodos mais utilizados para a solução de um sistema de equações é o Método de Newton-Raphson, que fornece a solução de pontos na trajetória de equilíbrio por meio de um procedimento incremental-iterativo (HAISLER; STRICKLIN; STEBBINS, 1972).

A resolução desse tipo de problema é bastante onerosa, se fazendo necessário o uso de programas computacionais como o SAP, o Ansys e o ABAQUS, que são capazes de realizar os mais diversos tipos de análises tendo como base o Método dos Elementos Finitos (VAZ, 2010).

O Método dos Elementos Finitos vem sendo aprimorado com o avanço do desenvolvimento computacional, facilitando a análise e o dimensionamento dos elementos estruturais por meio de uma modelagem numérica tendo como referência os estudos experimentais.

### **3.2 Programa computacional ABAQUS**

O ABAQUS é um programa computacional comercial de origem americana desenvolvido pela HKS Inc de Rhode Island, que tem como base o Método dos Elementos Finitos para análises em diversas áreas do conhecimento. O *software* permite a resolução de problemas de análises lineares até problemas mais complexos considerando não linearidades. No presente trabalho, a aplicação do MEF foi feita com auxílio do ABAQUS, a partir de três etapas distintas, sendo elas o pré-processamento, a simulação e o pós-processamento.

O pré-processamento consiste na etapa da modelagem do problema físico. O ABAQUS dispõe de uma vasta biblioteca de elementos finitos, tais como elementos sólidos, de casca, de viga e de membrana, permitindo a modelagem de praticamente qualquer tipo de geometria. Sua interface permite a inserção de um arquivo de entrada, para a programação dos dados do modelo, como a definição da geometria e dos modelos constitutivos dos materiais.

A simulação é um processo onde são resolvidos os problemas numéricos definidos pelo modelo gerado no pré-processamento, e é realizada pelos subprogramas *ABAQUS/Standard* ou *ABAQUS/Explicit*. O tempo para a conclusão deste processo depende principalmente do nível de complexidade do problema a ser analisado e da capacidade do computador.

Por fim, no pós-processamento é realizada a visualização e a análise dos resultados gerados pela simulação, por meio do módulo de visualização do ABAQUS/CAE denominado *ABAQUS/Viewer*.

### **3.3 Tipos de elementos finitos**

O primeiro passo ao utilizar o Método dos Elementos finitos é dividir a estrutura em elementos de dimensões menores, sendo necessário arbitrar a quantidade, o tipo, o tamanho e o arranjo de cada uma das partes. Para a discretização do meio contínuo, os elementos podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais (SOUZA, 2004).

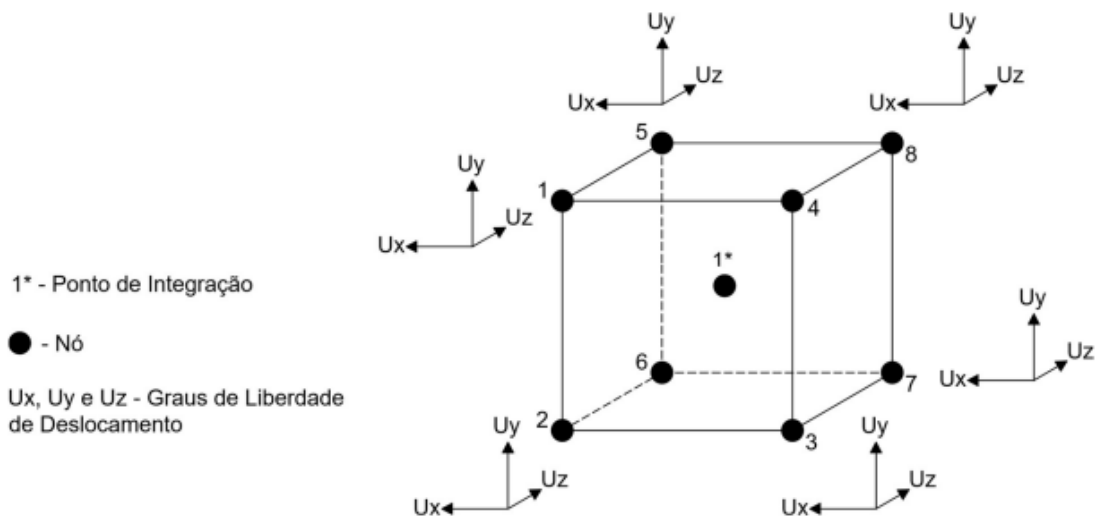
Conforme descrito por Souza (2004), o tamanho dos elementos influencia significativamente na convergência da solução e, portanto, é necessário cautela para sua

determinação. Quanto menor o tamanho do elemento, mais precisa tende a ser a solução. No entanto, isso pode gerar trabalhos computacionais significativos, devido ao grande número de elementos necessários para descrever o contorno.

Neste trabalho, os modelos propostos foram desenvolvidos com base em elementos predefinidos disponibilizados na biblioteca interna do ABAQUS. O bloco de fundação, o pilar, as estacas e as placas de aço são estruturas que podem ser representadas por elementos finitos sólidos do tipo C3D8R e, as armaduras podem ser modeladas por elementos de treliça T3D2. Na nomenclatura, o primeiro número representa o número de graus de liberdade por nó e o segundo o número de pontos de integração.

O C3D8R trata-se de um elemento contínuo, de três dimensões, com 8 nós com três graus de liberdade por nó, integração reduzida e geometria de ordem linear, conforme apresentado na Figura 3.1. A técnica de integração reduzida é utilizada para diminuir o tempo de processamento e obter campos de deslocamento e tensão mais precisos, visto que a matriz de massa e forças são obtidas com a integração total.

**Figura 3.1 - Elemento finito C3D8R**

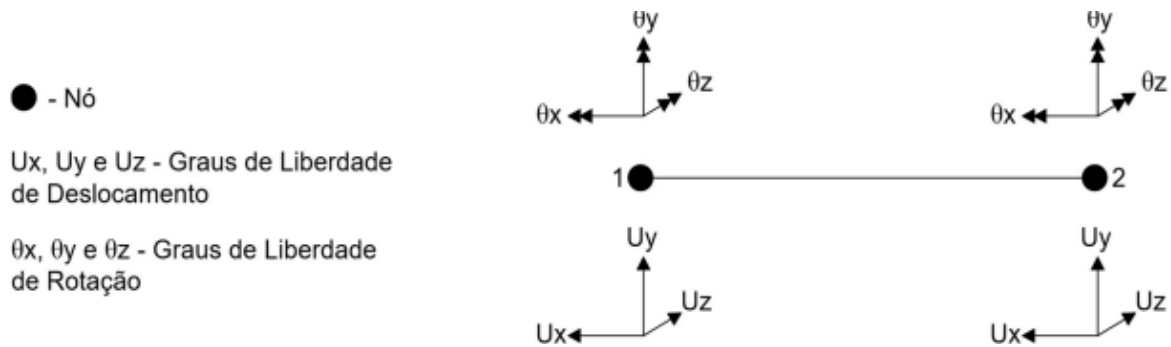


Fonte: Adaptado de Abaqus analysis user's manual (2014).

As armaduras são consideradas como elementos de treliça com propriedade física de aço imersos no sólido que contém as propriedades do concreto. De acordo com Silva (2020), a armadura é bem representada por esse tipo de elemento devido a sua esbelteza. A treliça é unidimensional ou linear e recebe a sigla T3D2, pois apresenta dois nós e três graus de liberdade por nó, como apresentado na Figura 3.2. Como observado por Silva (2020), um problema gerado por essa atribuição é não considerar o efeito pino.



**Figura 3.2 - Elemento finito T3D2**



Fonte: Adaptado de Abaqus analysis user's manual (2014).

### 3.4 Relações constitutivas

As relações constitutivas determinam matematicamente o comportamento dos materiais (Silva, 2020). O comportamento mecânico dos materiais pode ser caracterizado, em termos de curva tensão-deformação, por um trecho elástico seguido por um trecho plástico. Em situação elástica, aplica-se a Lei de Hooke generalizada, em que a relação entre as tensões e as deformações são proporcionais e representada por uma função linear. Nesse estado, quando cessadas as tensões atuantes, o material retorna ao seu estado inicial. No regime plástico, as tensões e as deformações não são mais proporcionais e a função que as correlacionam não é linear. Mesmo se cessadas as tensões atuantes, o material não retorna mais ao regime inicial, devido às deformações residuais.

O conhecimento dos modelos constitutivos dos materiais é necessário para a realização da simulação numérica no ABAQUS. A seguir são descritos os modelos para representação do aço e do concreto, considerando as não linearidades físicas do material.

#### 3.4.1 Modelo constitutivo para o concreto

No ABAQUS há três modelos constitutivos que se aplicam ao concreto, sendo eles o *Concrete Smeared Cracking*, o *Cracking Model for Concrete* e o *Concrete Damaged Plasticity*. A determinação do modelo constitutivo inclui o comportamento não linear do concreto tanto na tração como na compressão, além de prever o desempenho no regime plástico e reproduzir a perda de rigidez após atingir a tensão última. Dessa forma, neste trabalho o modelo utilizado foi o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

Proposto por Lubliner et al. (1989) e modificado por Lee e Fenves (1998), o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo constitutivo baseado na Teoria da Plasticidade e do Dano Contínuo. O modelo é aplicável em situações onde o concreto está sujeito a carregamento

monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos com baixos níveis de confinamento. O modelo é determinado essencialmente por três hipóteses:

- **Critério de Escoamento:** Define o critério para o nível de tensão onde ocorrerá a plastificação do material;
- **Regra de Endurecimento e Abrandamento (*Hardening/Softening*):** Determina como a superfície de falha evolui com a deformação plástica (YU et al., 2010);
- **Regra de Escoamento Plástico:** Define a evolução das deformações correlacionadas com a evolução das tensões.

De acordo com Chi et al. (2017), testes evidenciaram que a não linearidade do concreto pode ser atribuída ao dano ou plasticidade, ou pela combinação de ambos, enquanto a degradação da elasticidade do descarregamento está principalmente ligada à evolução dos danos.

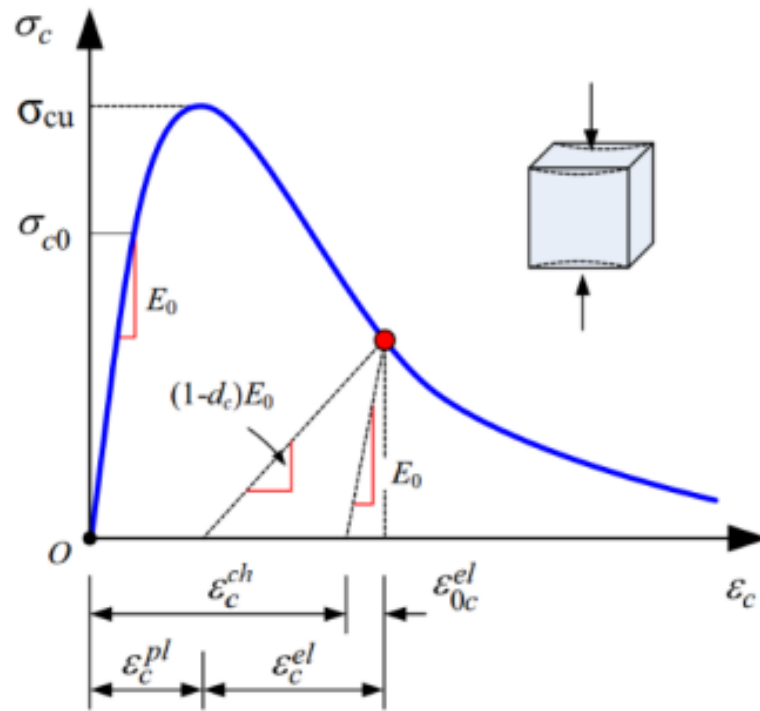
O comportamento inelástico do material tanto à compressão quanto à tração é representado no *Concrete Damaged Plasticity*. Fisicamente, a associação da Mecânica do Dano permite representar a degradação do material devido à evolução da fissuração na tração e do esmagamento na compressão. O CDP oferece uma capacidade de modelagem progressiva de dano no material. Os valores correspondentes ao dano variam entre 0 e 1, sendo  $d = 0$  um material sem degradação (íntegro) e  $d = 1$  um material totalmente danificado.

As Figuras 3.3 e 3.4 representam o comportamento do concreto na compressão uniaxial e na tração uniaxial, respectivamente.

Na compressão, o concreto tem comportamento elástico linear até a tensão de escoamento ( $\sigma_{c0}$ ). Em zona plástica, a resposta é caracterizada por um aumento de tensão até atingir a tensão última ( $\sigma_{cu}$ ), a partir desse ponto a capacidade resistente diminui à medida que aumenta a deformação.

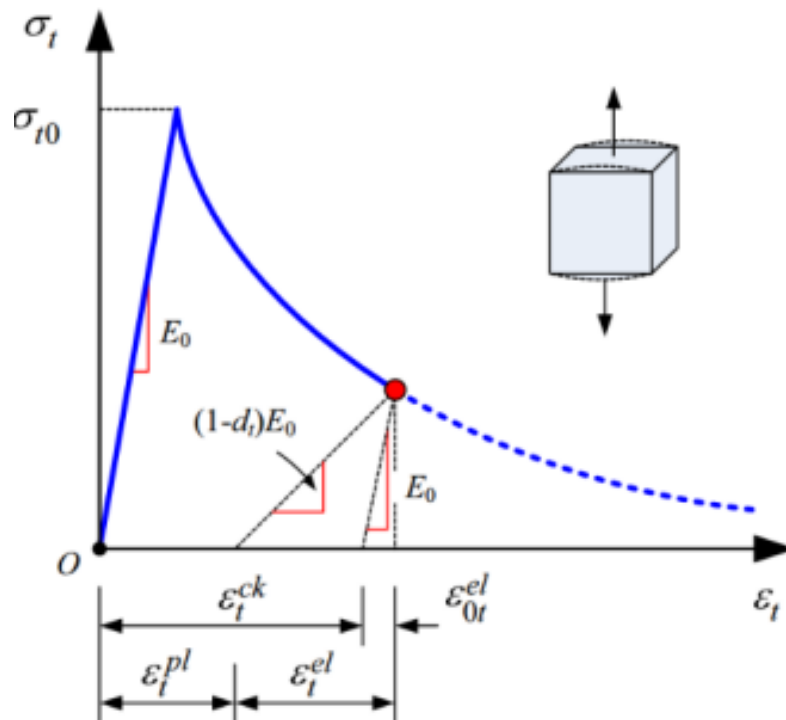
Referente a resposta do concreto na tração, mostrada na Figura 3.4, o material apresenta uma relação elástico linear até atingir o pico de tensão ( $\sigma_{t0}$ ), onde inicia o surgimento de microfissuras no concreto. Em seguida, ocorre o *strain softening*, caracterizado por uma diminuição abrupta de tensão enquanto a deformação aumenta.

Figura 3.3 - Comportamento do concreto sob compressão uniaxial



Fonte: Adaptado de Chi et al. (2017)

Figura 3.4 - Comportamento do concreto sob tração uniaxial



Fonte: Adaptado de Chi et al. (2017)

A deformação ( $\varepsilon$ ) do concreto contempla uma parcela de deformação elástica ( $\varepsilon^{el}$ ) e uma parcela de deformação plástica ( $\varepsilon^{pl}$ ), conforme Equação 3.1.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (3.1)$$

Em regime elástico, a deformação elástica é a definida pela relação entre a tensão em dado ponto da reta e o Módulo de Elasticidade do concreto ( $E$ ) do concreto (Equação 3.2).

$$\varepsilon^{el} = \frac{\sigma}{E} \quad (3.2)$$

Para descrever o trecho linear do concreto no *software*, os parâmetros fornecidos são o Módulo de Elasticidade ( $E$ ) e o Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). O Módulo de Elasticidade pode ser determinado pelo EC2 (EN 1992-1-1:2004), conforme as Equações 3.3 e 3.4.

$$E_c = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.3)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (3.4)$$

sendo:  $E_c$  o módulo de elasticidade do concreto (MPa);

$f_{cm}$  a resistência média do concreto à compressão (MPa); e

$f_{ck}$  a resistência característica do concreto (MPa).

Os parâmetros de entrada necessários para caracterização da plasticidade no *Concrete Damaged Plasticity* são o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade ( $\xi$ ), a razão entre a resistência compressão uniaxial e biaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), a razão entre os meridianos de compressão e tração ( $K_c$ ) e a viscosidade ( $\mu$ ).

O ângulo de dilatação ( $\psi$ ) é o desvio angular entre o vetor das deformações plásticas e o vetor das deformações volumétricas do concreto, em pressões confinantes elevadas.

Fisicamente, o parâmetro é interpretado como um ângulo de atrito interno do concreto. Valores pequenos de  $\psi$  correspondem a um comportamento frágil do material, enquanto valores mais elevados representam um comportamento mais dúctil. Usualmente, o ângulo de dilatação do concreto varia entre 35° e 40°. Lubliner et al. (1989) adotaram o ângulo de dilatação igual a 30° e Azevedo (2018) utilizou 50°.

A excentricidade ( $\xi$ ) é a taxa de aproximação da hipérbole do potencial plástico à sua assíntota, ou seja, é a medida do segmento entre o vértice da hipérbole e a intersecção das assíntotas dessa hipérbole. O valor pode ser estimado como a razão entre a resistência do concreto à tração e a resistência do concreto à compressão, e o valor padrão adotado é de 0,1.

O parâmetro ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ) é necessário para fixar proporções da superfície de escoamento de Lubliner et al. (1989), e corresponde à razão entre as tensões de escoamento no ensaio equibiaxial e no ensaio uniaxial. Valores experimentais deste parâmetro variam entre 1,10 e 1,16 (LUBLINER et al., 1989). Em geral, o valor é tomado como 1,16 para o concreto, como apresentado no manual do ABAQUS.

A variável  $K_c$  é a razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. O parâmetro  $K_c$  deve assumir valor maior do que 0,5 (Rankine) e menor do que a unidade (Von Mises). O manual do ABAQUS recomenda o valor de 2/3 para o concreto.

A viscosidade ( $\mu$ ) é uma ferramenta matemática para contornar dificuldades de convergência típicas de modelos com degradação de rigidez. Esse parâmetro distribui o dano em uma área maior e assim o dano não é localizado. Quanto menor a viscosidade, maior é a área de incidência de danos, e por consequência, modelos representam o material com menor fragilidade (KRAHL, 2018).

Segundo Michał e Andrzej (2015), a utilização do parâmetro de viscosidade  $\mu$  diferente de 0 ou maiores que 0,0001 pode levar a resultados duvidosos e a determinação deste valor deve ser feita com cautela. Em suas análises, Genikomsou e Polak (2015) e Michał e Andrzej (2015) obtiveram bons resultados considerando o parâmetro de viscosidade igual a 0,00001 Krahl (2018) adota um valor padrão de 0,0001 e Azevedo (2018) utilizou 0.

Além dos parâmetros acima descritos, as curvas tensão-deformação são necessárias para análises não lineares de concreto armado. Na literatura, existem diversos modelos para simular com precisão as curvas experimentais do material, como Hognestad (1951), Carreira e Chu (1985), Hordijk (1992), Genikomsou e Polak (2015). Neste trabalho, são apresentados os modelos de Carreira e Chu (1985) para compressão e Hordijk (1992) para tração.

Ao analisar os resultados de testes experimentais, Carreira e Chu (1985) estabeleceram equações que representam a relação entre tensão e deformação no concreto sujeito a esforços de compressão. As tensões são definidas pelas Equações 3.5 e 3.6. A deformação correspondente à máxima tensão é calculada com a Equação 3.7, conforme EC2 (EN 1992-1-1:2004).

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \left[ \frac{\beta_c \cdot \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right)}{\beta_c - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \right)^{\beta_c}} \right] \quad (3.5)$$

$$\beta_c = \left( \frac{f_{cm}}{32,4} \right)^3 + 1,55 \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \quad (3.7)$$

sendo:  $\sigma_c$  a tensão de compressão do concreto (MPa);

$f_{cm}$  a resistência média do concreto à compressão (MPa);

$\varepsilon$  a deformação do concreto para dada tensão de compressão (mm/mm);

$\varepsilon_{c1}$  a deformação correspondente à máxima tensão (deformação de pico) (%); e

$E_{ci}$  o Módulo de Elasticidade do concreto (MPa);

Para quantificar a resistência média do concreto à tração, utilizou-se o critério do EC2 (EN 1992-1-1:2004) para concretos com  $f_{ck}$  até 50 MPa (Equação 3.8).

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (3.8)$$

sendo:  $f_{ct}$  a resistência do concreto à tração (MPa); e

$f_{ck}$  a resistência característica à compressão do concreto (MPa).

A curva tensão-deformação do concreto à tração, foi determinado pelo modelo de Hordijk (1992). A Equação 3.9 expressa a relação para determinação das tensões de tração em relação a abertura de fissuras. O autor sugere que os coeficientes  $c1$  e  $c2$  sejam admitidos como, respectivamente, 3 e 6,96.

$$\sigma_t(w) = f_{tm} \cdot \left\{ \left[ 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \right\} \quad (3.9)$$

sendo:  $\sigma_t$  a tensão de tração do concreto (MPa);

$f_{tm}$  a resistência à tração do concreto (MPa);

$w$  a abertura de fissuras ( $\mu\text{m}$ ); e  
 $w_c$  a abertura de fissura crítica ( $\mu\text{m}$ ).

A abertura de fissura crítica é dada pela Equação 3.10, com energia a fratura calculada pela Equação 3.11, de acordo com o CEB-FIP (2010). A energia de fratura ( $G_F$ ) é a energia necessária para abrir uma unidade de área de superfície de fissura.

$$w_c = \frac{5,14 \cdot G_F}{f_{tm}} \quad (3.10)$$

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.11)$$

sendo:  $G_F$  a energia a fratura (N/m).

A evolução das variáveis de dano tem início logo após o regime linear elástico do concreto. Birtel e Mark (2006) estabeleceram expressões para cálculo da evolução do dano a compressão e a tração (Equações 3.12 e 3.13), correlacionados às constantes de compressão e de tração,  $b_c$  e  $b_t$ , que variam entre 0 e 1.

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_c}}{\varepsilon_c^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1\right) + \frac{\sigma_c}{E_c}} \quad (3.12)$$

$$d_t = 1 - \frac{\frac{\sigma_t}{E_c}}{\varepsilon_t^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_t} - 1\right) + \frac{\sigma_t}{E_c}} \quad (3.13)$$

sendo:  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  as tensões de compressão e de tração do concreto, respectivamente (MPa);

$d_c$  e  $d_t$  os danos de compressão e de tração do concreto, respectivamente;

$b_c$  e  $b_t$  as constantes de compressão e de tração do concreto, respectivamente; e

$E_c$  o Módulo de Elasticidade do Concreto (MPa).

A deformação plástica a compressão ( $\varepsilon^{pl}$ ), é obtida pela Equação 3.14. Para tanto, é preciso determinar inicialmente a deformação inelástica ( $\varepsilon^{in}$ ), expressa pela Equação 3.15.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} \cdot b_c \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.15)$$

Analogamente, as deformações à tração são determinadas pelas Equações 3.16 e 3.17.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{in} \cdot b_t \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_t^{in} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_c} \quad (3.17)$$

No ABAQUS são apresentados os dados de dano e abertura fissura para o concreto à tração. Assim, a deformação será correlacionada com a abertura de fissura (Equação 3.18).

$$\varepsilon_t = \frac{w}{l_t} - \frac{\sigma_t}{E_c} \quad (3.18)$$

sendo:  $w$  a abertura de fissura; e

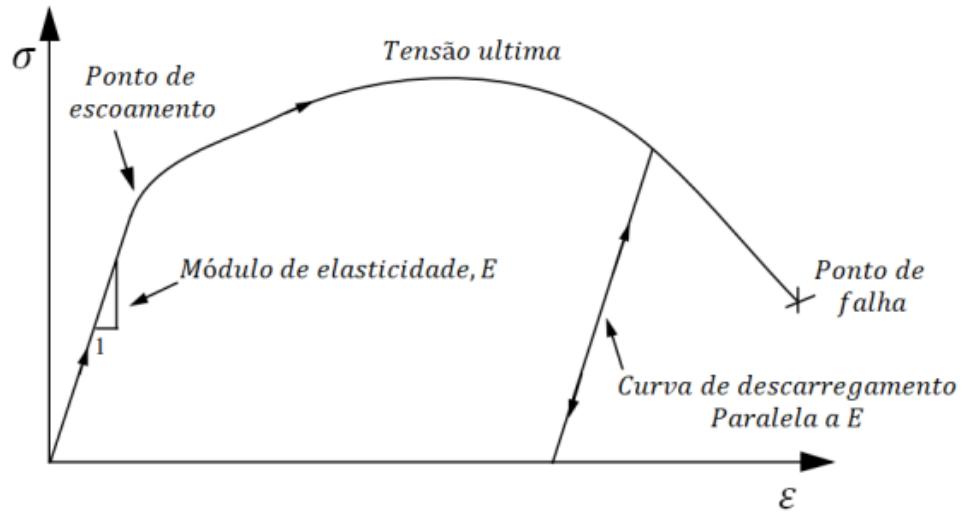
$l_t$  o tamanho do elemento finito (mm).

### 3.4.2 Modelo constitutivo para o aço

Os aços, em geral, apresentam inicialmente um comportamento aproximadamente elástico linear, determinado pelo Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade ( $E$ ). Ao atingir a tensão de escoamento, observa-se um patamar de escoamento seguido de um encruamento (elevação da tensão de escoamento na fase de deformação plástica, fenômeno que ocorre no metal com aumento da dureza devido à deformação plástica) e, posteriormente, a ruptura. Na Figura 3.5 observa-se o diagrama tensão-deformação para o aço.



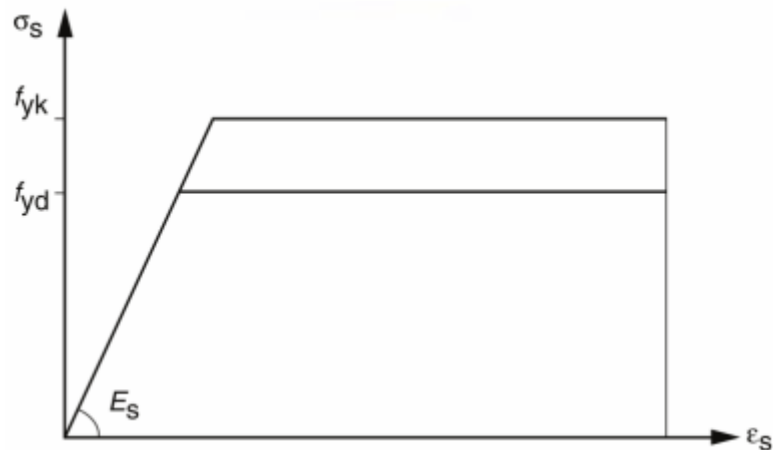
**Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação do aço**



Fonte: Silva (2018)

A NBR 6118:2014 apresenta o diagrama tensão-deformação simplificado do aço para concreto armado, conforme Figura 3.6. O aço apresenta comportamento elástico linear até que seja atingida a resistência de escoamento do aço. O valor de  $f_y$  permanece constante até a deformação última do aço ( $\epsilon_u$ ).

**Figura 3.6 - Relação tensão-deformação do aço**



Fonte: NBR 6118:2014

Para caracterização do modelo bilinear no ABAQUS, são fornecidos o Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), Tensão de Escoamento ( $f_y$ ) e Módulo de Elasticidade Tangente ( $E_T$ ).

## 4 MODELOS ANALISADOS

Neste capítulo são apresentados os modelos de blocos sobre duas estacas a serem estudados. Inicialmente, são expostos os aspectos gerais dos modelos, como geometria e materiais. Verificou-se o dimensionamento do bloco de acordo com a fundamentação apresentada no Capítulo 2.

### 4.1 Aspectos gerais dos modelos

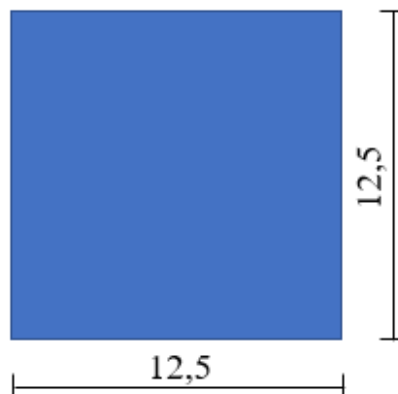
No presente trabalho serão estudados blocos sobre duas estacas, considerando a excentricidade do pilar, sendo este posicionado em três locais diferentes.

O modelo de referência tem como base um dos blocos estudados por Munhoz (2014), optando-se pelo modelo denominado B110P125R4, que foi ensaiado experimentalmente com uma escala reduzida de 1:2. O projeto detalhado encontra-se disponível no Anexo A, porém a seguir serão descritos a geometria do modelo e o seu dimensionamento conforme proposto por Munhoz (2014).

Para representação dos modelos, utilizou-se da nomenclatura composta por B1PxASy, com x representado a excentricidade do pilar em relação ao centro do bloco (1, 2 ou 3), e AS a área de aço da armadura principal do bloco, considerando barras de diâmetros variados (8 mm, 10 mm, 12,5 mm e 16 mm). O modelo de referência foi denominado B1P1AS3 e o dimensionamento foi realizado com base nesse modelo.

O bloco estudado está submetido a um pilar de seção quadrada de 12,5 cm de lado, projetado com uma taxa de armadura de 4%, como apresentado na Figura 4.1, com medidas em cm.

**Figura 4.1 - Seção transversal do pilar estudado**



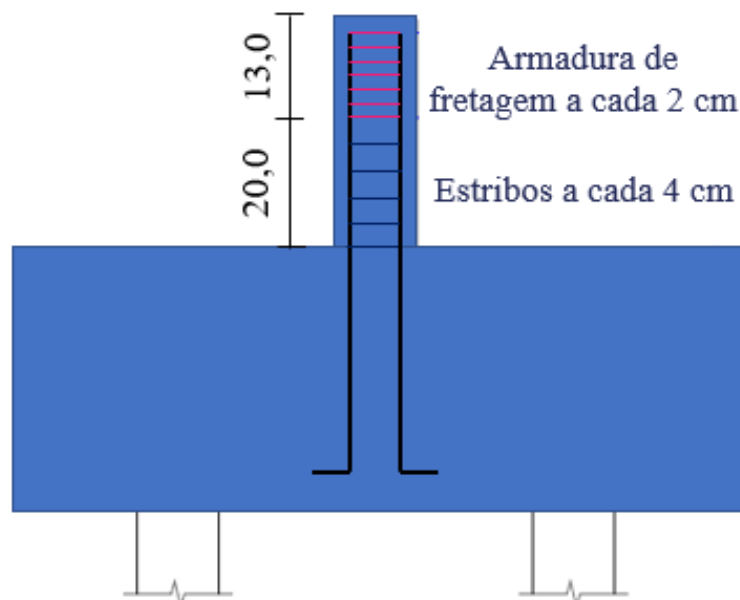
Fonte: adaptado de Munhoz (2014)

Com relação aos materiais, adotou-se o concreto com resistência característica ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa para o bloco e para os pilares, e de 50 MPa para as estacas. Para as armaduras, as barras foram consideradas do tipo CA-60 para diâmetro de 5mm e do tipo CA-50 para os demais diâmetros.

Visto que a área da seção transversal de pilar é de 156,25 cm<sup>2</sup>, para a taxa de armadura de 4%, tem-se uma área de aço de 6,25 cm<sup>2</sup>. Foram utilizadas 4 barras de 16 mm de diâmetro, obtendo uma área de aço efetiva de 8,04 cm<sup>2</sup>. O espaçamento mínimo entre as barras longitudinais e a ancoragem mínima foram adotados conforme Munhoz (2014). A ancoragem realizada teve comprimento reduzido em relação ao comprimento de ancoragem necessário, porém atendeu à recomendação normativa de permissão para casos especiais considerando fatores redutores no comprimento de ancoragem.

Além da armadura longitudinal, foram definidos estribos adicionais em formato de gancho no pilar. Na extremidade superior, foi adicionada armadura de fretagem com finalidade de evitar a ruína prematura do pilar. A Figura 4.2 apresenta a caracterização das armaduras.

**Figura 4.2 - Disposição de armaduras no pilar**

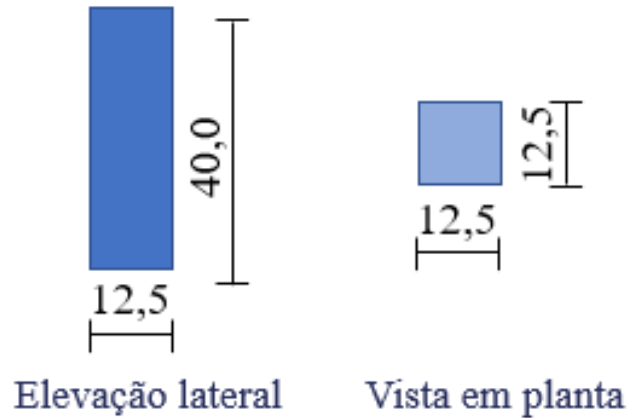


Fonte: adaptado de Munhoz (2014)

Para as estacas, determinou-se a altura de 40 cm. Optou-se pela utilização de estacas de seção quadrada com 12,5 cm de lado, dimensionadas de acordo com as recomendações normativas. As armaduras longitudinais foram definidas como 4 barras de 10 mm e foram ancoradas em 30 cm dentro do bloco. Além disso, cada estaca apresenta 8 estribos constituído

por barras de 5 mm. Na Figura 4.3 tem-se a representação da estaca, com medidas em centímetros.

**Figura 4.3 - Geometria das estacas**



Fonte: adaptado de Munhoz (2014)

O projeto geométrico do bloco foi realizado por Munhoz (2014) de acordo com o Método das Bielas, levando em consideração as recomendações da NBR 6118:2007 (normativa vigente na época da realização do trabalho).

O bloco definido com altura útil de 35 cm, sendo a altura total de 40 cm. As estacas foram espaçadas em 60 cm, considerando a distância entre eixos. Dessa forma, a inclinação nas bielas foi determinada a partir da Equação 2.12.

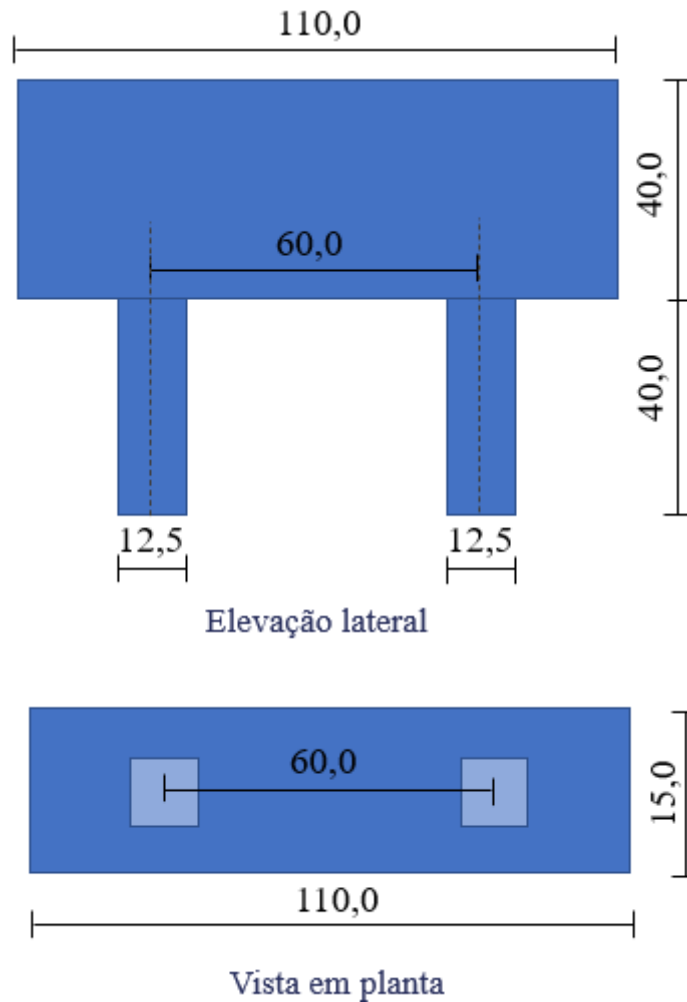
$$tg\theta = \frac{35}{\frac{60}{2} - \frac{12,5}{4}}$$

$$tg\theta = 1,30$$

$$\theta = 52,51^\circ$$

A inclinação obtida foi de  $52,51^\circ$ , estando contido no intervalo estabelecido por Blévoit e Frémy (1967) de  $40^\circ$  a  $55^\circ$ . A geometria do bloco estudado é apresentada na Figura 4.4.

**Figura 4.4 - Geometria do bloco sobre estacas**



Fonte: adaptado de Munhoz (2014)

## 4.2 Dimensionamento do bloco

A partir das Equações 2.15 e 2.16 foram estimadas as forças últimas atuante no bloco de fundação. A força teórica no pilar é de 245,91 kN e a força teórica na estaca é de 491,83 kN. Determinou-se a força de tração no tirante (Equação 2.14) e a área de armadura. O resumo dos valores obtidos é mostrado na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1 - Forças e armadura principal do bloco**

$F_{\text{teor,u}}$ (kN)	$R_{\text{st}}$ (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura adotada	$A_{s,\text{ef}}$ (cm <sup>2</sup> )
491,83	188,83	3,78	4 $\phi$ 12,5	4,91

Fonte: adaptado de Munhoz (2014)

A área de aço da armadura principal (tirante) do bloco foi variada para verificação de sua influência no comportamento do bloco de concreto armado sobre duas estacas. A quantidade de barras foi a mesma para os todos os modelos, variando-se apenas seu diâmetro para 8 mm, 10 mm e 16 mm.

O modelo de referência (BP1AS3) foi dimensionado com 4 barras de 12,5 mm de diâmetro ( $A_s = 490,87 \text{ mm}^2$ ), sendo  $378 \text{ mm}^2$  a área de aço necessária calculada para tal modelo. Os modelos BP1AS1 e BP1AS2 apresentam, em sua armadura principal, área de aço menor que a mínimo calculada, estando subdimensionados. O modelo BP1AS4 apresenta área de aço superior a duas vezes o valor calculado. Na Tabela 4.2 tem-se o resumo da variação da área de aço nos modelos.

**Tabela 4.2 - Resumo dos modelos para estudo da influência da armadura principal**

Denominação	Diâmetro das barras da armadura principal (cm)	Número de barras	Área de aço ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sef}/A_{snec}$
AS1	0,8	4	2,01	0,41
AS2	1,0	4	3,14	0,64
AS3	1,25	4	4,91	1,30
AS4	1,6	4	8,04	2,13

Fonte: Autor (2023)

Foram ainda estipuladas as armaduras secundárias para os blocos de fundação. Como visto, a NBR 6118:2014 não estipula o dimensionamento de tais armaduras. Para esse estudo, utilizou-se as mesmas condições que Munhoz (2014).

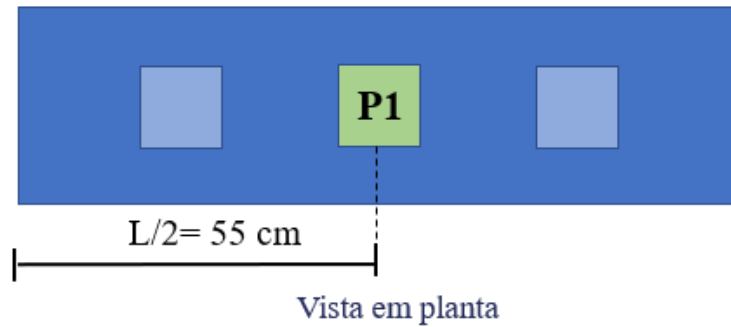
A área de armadura superior foi definida pela autora como sendo pelo menos 1/5 da armadura principal e optou-se pela utilização de 3 barras de 10 mm. Para os estribos verticais e horizontais adotou-se uma armadura de 6,3 mm de diâmetro a cada 10 cm.

Neste trabalho será analisada a influência da armadura superior e dos estribos horizontais para o bloco sobre estacas com pilar quadrado aplicado no centro do bloco e para dois blocos com excentricidade de pilar.

### 4.3 Modelos da série BP1

Os modelos da série BP1 consistem em blocos sobre duas estacas com pilar de seção transversal quadrada com centro geométrico em  $L/2$  do bloco, ou seja, posicionados no meio do bloco, conforme Figura 4.5. A excentricidade do pilar é nula.

**Figura 4.5 - Bloco sobre estacas (Série BP1)**

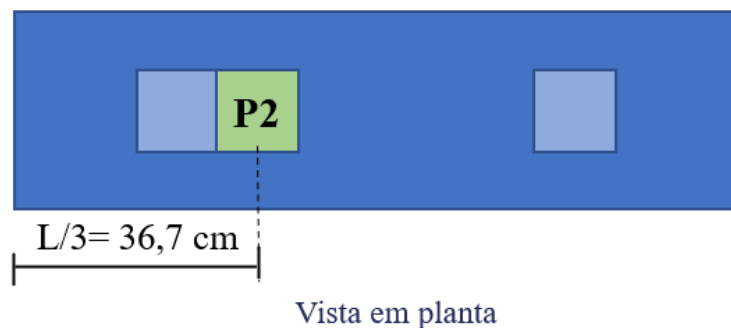


Fonte: Autor (2023)

### 4.4 Modelos da série BP2

Na série BP2 são estudados blocos sobre duas estacas com pilar de seção quadrada com centro geométrico em  $L/3$  do bloco, como mostrado na Figura 4.6. Dessa forma, a força aplicada no topo do pilar gera excentricidade no bloco de  $L/3$ .

**Figura 4.6 - Bloco sobre estacas (Série BP2)**

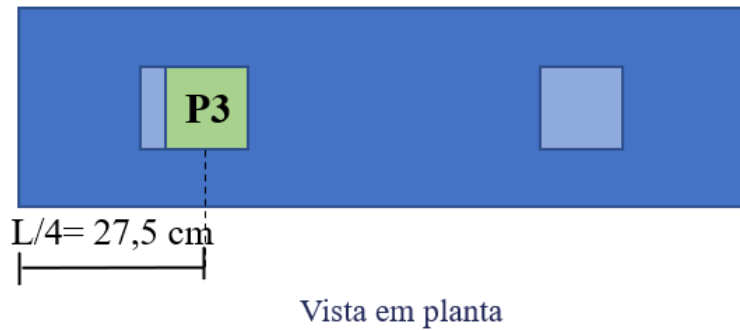


Fonte: Autor (2023)

### 4.5 Modelos da série BP3

Na série BP3 tem-se blocos sobre duas estacas com pilar de seção quadrada com centro geométrico em  $L/4$  do bloco, como mostrado na Figura 4.7. A excentricidade do pilar é de  $L/4$ .

**Figura 4.7 - Bloco sobre estacas (Série BP3)**



Fonte: Autor (2023)

#### 4.6 Resumo dos modelos

Os dezesseis modelos estudados são apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 - Resumo dos modelos estudados**

NOMENCLATURA DO MODELO	POSIÇÃO DO PILAR	EXCENTRICIDADE (cm)	ÁREA DE ARMADURA PRINCIPAL DO BLOCO (cm <sup>2</sup> )
BP1AS1	Pilar posicionado em L/2	0	2,01
BP1AS2			3,14
BP1AS3			4,91
BP1AS3-S			4,91
BP1AS3-P			4,91
BP1AS4			8,04
BP2AS1	Pilar posicionado em L/3	L/6	2,01
BP2AS2			3,14
BP2AS3			4,91
BP2AS4			8,04
BP3AS1	Pilar posicionado em L/4	L/4	2,01
BP3AS2			3,14
BP3AS3			4,91
BP3AS3-S			4,91
BP3AS3-P			4,91
BP3AS4			8,04

Fonte: Autor (2023)



A partir da variação da posição do pilar e das armaduras, serão simulados numericamente 16 modelos. Os modelos com nomenclatura com “S” no final serão modelados sem a armadura superior e os modelos com “P” sem a armadura de pele.

## **5 MODELAGEM NUMÉRICA**

Ao longo deste capítulo são detalhadas as ações necessárias para atingir os objetivos propostos pela pesquisa, sendo apresentadas as etapas da modelagem numérica dos blocos sobre estacas, com detalhamento dos modelos constitutivos utilizados. A validação do modelo foi realizada, tendo como base os resultados experimentais de Munhoz (2014).

### **5.1 Considerações iniciais**

Os modelos de blocos sobre duas estacas apresentados no Capítulo 4 foram modelados no *software* ABAQUS versão 6.14, que tem como base o Método dos Elementos Finitos. O programa permite realizar análises lineares e não lineares para diferentes tipos de materiais.

Para a implementação do modelo numérico, algumas etapas são necessárias: a determinação do tipo de elemento finito, os modelos constitutivos dos materiais, a aplicação da malha para discretização, a definição dos carregamentos e das condições de contorno e por fim as condições de solução.

Segundo Szabó (2011), a representação idealizada de um problema envolve diversas simplificações, e os modelos numéricos necessitam de ajustes para representar o modelo real. Na calibração, os parâmetros que caracterizam o modelo numérico são ajustados e analisados para se aproximarem dos resultados experimentais.

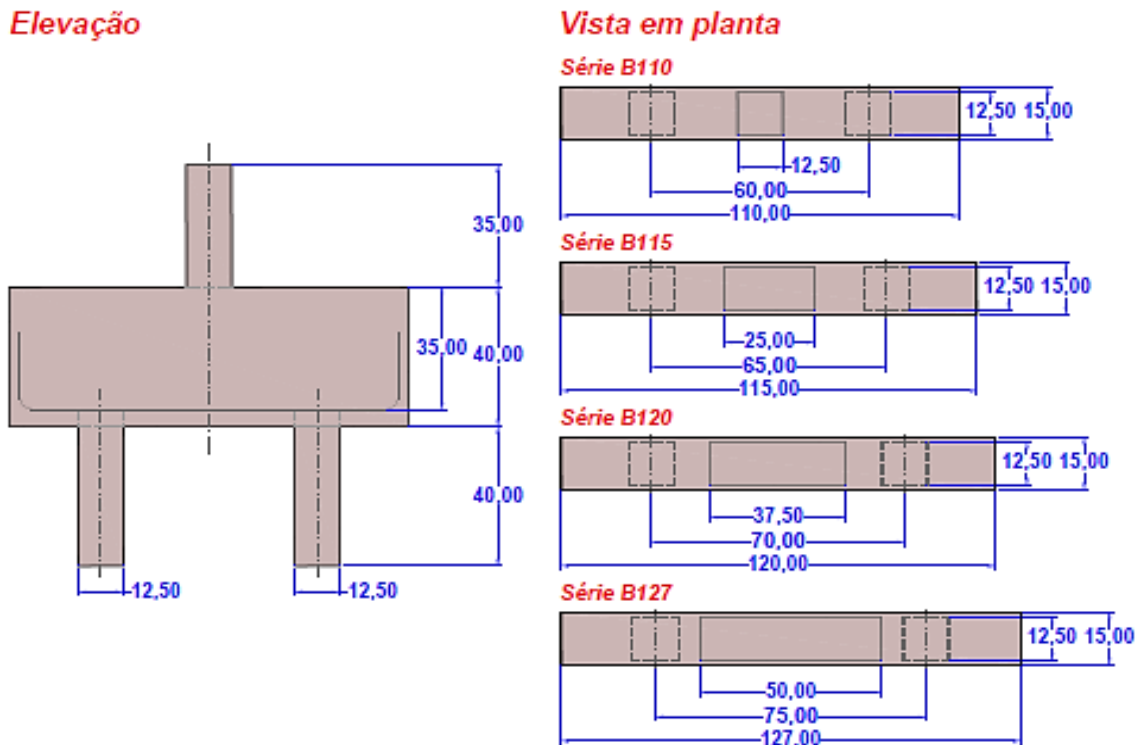
Visto isso, neste capítulo apresentou-se a validação do modelo numérico com os resultados experimentais obtidos por Munhoz (2014), a fim de obter um modelo representativo para blocos sobre estacas. Para que isso fosse possível, foram feitas análises de alguns parâmetros que condicionam os resultados.

### **5.2 Ensaios experimentais de Munhoz (2014)**

Munhoz (2014) estudou a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura no comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas. Os ensaios foram realizados no Laboratório da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. A investigação experimental consistiu na construção de doze modelos de blocos sobre duas estacas em escala reduzida de 1:2. Com base nos estudos realizados por Fusco (1994), os pilares foram reforçados com taxas de armaduras de 1%, 2,5% e 4%.

Além do estudo experimental, foram realizadas análises numéricas dos mesmos modelos, pelo do programa computacional ANSYS. A Figura 5.1 apresenta os modelos estudados, com as dimensões em centímetros (cm).

**Figura 5.1 - Modelos ensaiados por Munhoz (2014)**



Fonte: Munhoz (2014)

Ao todo foram analisados doze modelos, a partir da variação da seção transversal do pilar (12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm) e das taxas de armaduras dos pilares (1%, 2,5% e 4%). A altura do bloco e o ângulo de inclinação das bielas permaneceram constantes.

Para os blocos e pilares foi adotado resistência característica do concreto de 25 MPa e para as estacas resistência de 50 MPa. No projeto das armaduras, as barras de aço foram consideradas do tipo CA-50, sendo as barras com diâmetro de 5 mm consideradas do tipo CA-60.

Dentre os modelos, o B110P125R4 foi o escolhido para validação do modelo numérico neste trabalho. O projeto do bloco encontra-se no Anexo A.

### 5.3 Discretização

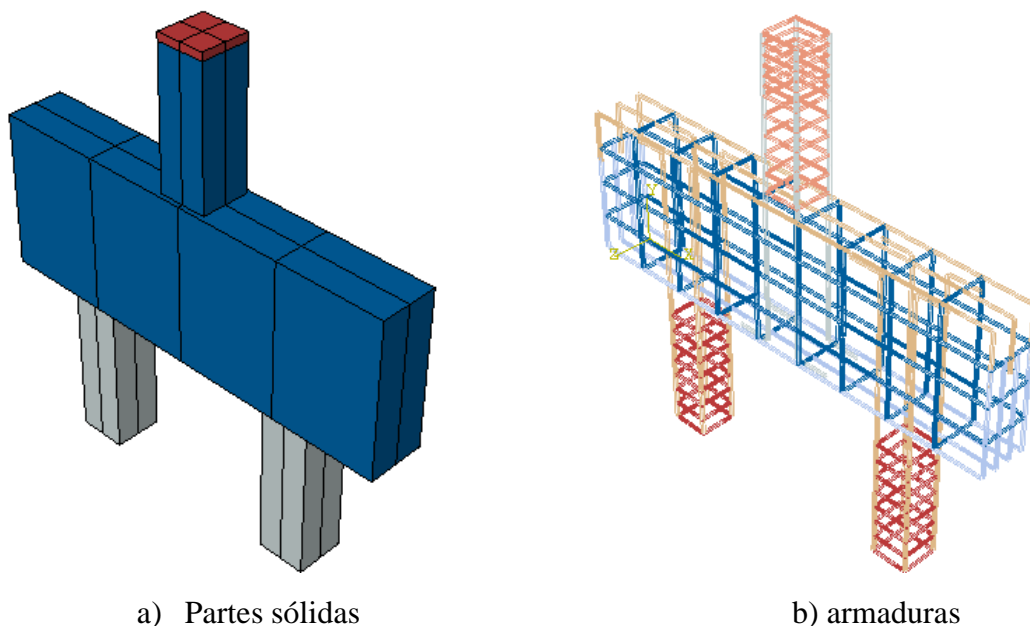
Inicialmente, foram criadas as partes constituintes do modelo (pilar, bloco, estacas e armaduras) no ABAQUS/CAE, conforme o projeto desenvolvido por Munhoz (2014). A geometria foi inserida com unidades em milímetros (mm).

O bloco, as estacas e os pilares foram modelados por elementos sólidos. Além desses componentes, foi implementada uma placa metálica com dimensões em planta de 125 x 125 mm e espessura de 20 mm, para aplicação de condições de contorno. Para tais sólidos, a discretização foi feita com o elemento finito do tipo C3D8R. O tipo de elemento suporta análise plástica com grandes deformações e permite a visualizar as fissurações no *Concrete Damage Plasticity*.

As armaduras foram discretizadas com elementos de treliça T3D2, que possui dois nós três graus de liberdade por nó. O elemento T3D2 não é aplicado de maneira automática pelo ABAQUS, sendo que o usuário deve estabelecer se os elementos de barra (armaduras) têm função de treliça ou de pórtico.

A Figura 5.2 mostra o modelo criado no *software*. Em a) observa-se as partes sólidas enquanto em b) as armaduras que constituem a estrutura. Todos os componentes foram posicionados conforme o projeto.

**Figura 5.2 - Concepção do modelo**



Fonte: Autor (2023)

A densidade da malha de elementos finitos é um fator que altera os resultados numéricos. Ao utilizar uma malha mais refinada, tem-se um resultado mais representativo, no entanto aumenta o custo computacional. Optou-se pela aplicação da malha com a aresta dos elementos sólidos de aproximadamente 20 mm e dos elementos de treliça de 30 mm, conforme apresentado na Tabela 5.1.

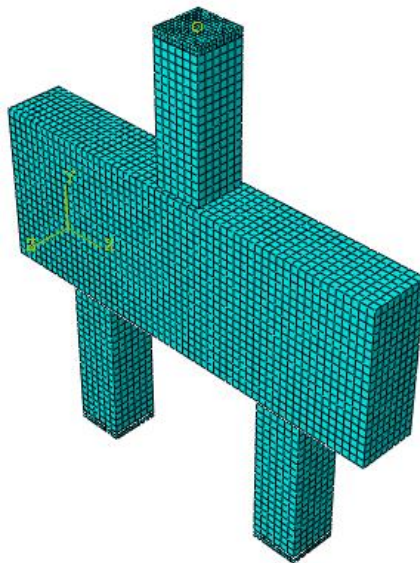
**Tabela 5.1 - Tipo e dimensão dos elementos finitos**

Parte	Tipo de elemento	Dimensão dos elementos
Bloco	C3D8R	20 mm
Pilar	C3D8R	20 mm
Estacas	C3D8R	20 mm
Placa de aço	C3D8R	10 mm
Armaduras	T3D2	30 mm

Fonte: Autor (2023)

Ao todo o número de elementos quem constituem o problema é de 16663. A Figura 5.3 mostra a malha de elementos finitos aplicada ao bloco sobre estacas.

**Figura 5.3 - Malha de elementos finitos**



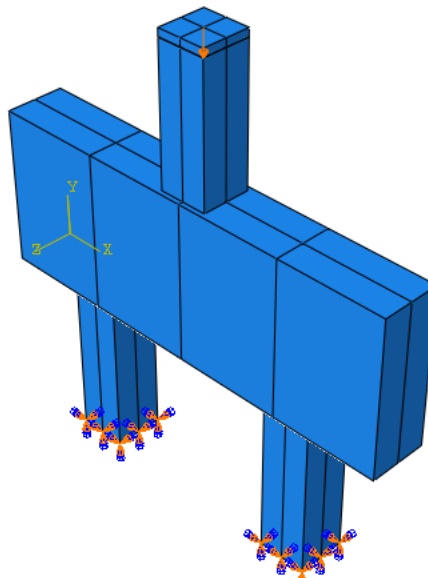
Fonte: Autor (2023)

#### 5.4 Condições de contorno

A condição de carregamento no bloco foi imposta pelo controle de deslocamentos no topo do pilar. Aplicou-se um deslocamento vertical, com sentido para baixo, de 10 mm no nó central de uma placa rígida.

Nas extremidades inferiores das estacas, considerou-se o impedimento das translações e deslocamentos vertical e horizontal em todos os nós, não havendo movimentação das mesmas. Em ambas as estacas, a restrição do tipo engaste foi aplicada em uma placa rígida. A Figura 5.4 apresenta o modelo estudado com as devidas condições de contorno.

**Figura 5.4 - Condições de contorno aplicadas ao modelo**



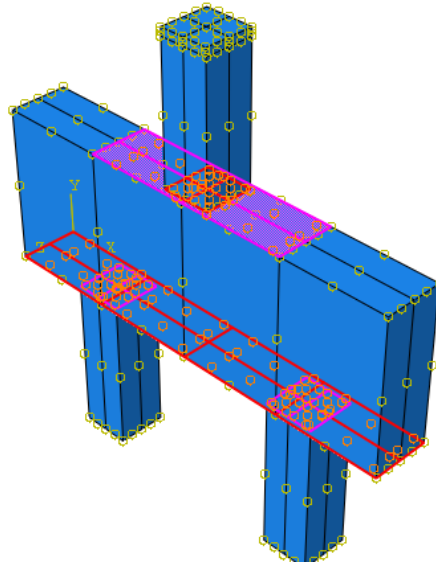
Fonte: Autor (2023)

#### 5.5 Contato entre os elementos

A interação entre as partes constituintes do modelo é fundamental para a simulação numérica. O ABAQUS/CAE possui um módulo específico para a definição do contato componentes. No presente trabalho, o contato foi simulado com as opções de interação (*interaction*) e restrição (*constraint*).

As ligações entre o bloco, o pilar e as estacas foram determinados por restrições do tipo *Tie constrain*, que simula a conexão de duas superfícies de modo que o deslocamento relativo entre ambas seja totalmente impedido, como exibido na Figura 5.5. Esse tipo de restrição permite que superfícies sejam unidas mesmo que tenham malhas de elementos finitos diferentes (GENIKOMSOU e POLAK, 2016).

**Figura 5.5 - Ligação entre pilar, bloco e estacas**

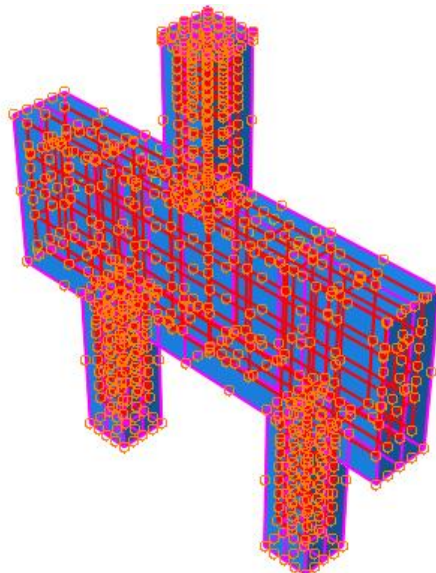


Fonte: Autor (2023)

Com relação às interações entre placa de carga e pilar e placa de carga e estaca foram utilizadas a opção de interação de superfície (*surface to surface interaction*), tendo o comportamento normal e tangencial definido pelas opções *Hard contact* e *Penalty*, respectivamente. A ligação entre a chapa de aplicação de carga e o pilar foi modelada por meio da opção *contact*, considerando-se o coeficiente de atrito igual a 0,4.

As armaduras foram inseridas no concreto pela opção *embed constraint*. Essa opção permite simular que um componente fique incorporado a outro. A Figura 5.6 mostra as armaduras inseridas nos elementos estruturais (região hospedeira mestre).

**Figura 5.6 - Conexão das armaduras com o concreto**



Fonte: Autor (2023)

## 5.6 Materiais

Para as armaduras em geral, Munhoz (2014) utilizou barras de aço categoria CA-50, e para as barras de diâmetro de 5 mm, categoria CA-60. As barras de aço com diferentes diâmetros foram ensaiadas pela autora, e os valores obtidos foram utilizados em suas análises numéricas. Para simplificação, no presente trabalho serão utilizados os parâmetros mostrados na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 - Características do aço**

Tipo	$\nu$	$E_s$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)
CA-50	0,3	210000	500
CA-60	0,3	210000	600

Fonte: Autor (2023)

No que diz respeito a lei constitutiva que define a relação tensão-deformação do aço para as armaduras, considerou-se o critério de plastificação de Von Mises, segundo um modelo elastoplástico, apresentado no Capítulo 3.

Para determinar o comportamento do concreto à compressão utilizou-se o modelo de Carreira e Chu (1985) e para tração as equações de Hordjik (1992). A evolução do dano, à tração e à compressão foi determinado conforme Birtel e Mark (2006). Os modelos encontram-se detalhados no Capítulo 3.

Os modelos estudados são constituídos em concreto com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa para o bloco e para os pilares, e de 50 MPa para as estacas. Os dados que caracterizam o concreto são mostrados na Tabela 5.3 e foram determinados segundo as Equações 3.3, 3.4 e 3.8, com base no EC2 (EN 1992-1-1:2004).

**Tabela 5.3 - Características do concreto**

	$\nu$	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E$ (MPa)
Concreto Bloco/pilar	0,2	33	2,56	31476
Concreto estacas	0,2	58	4,07	37278

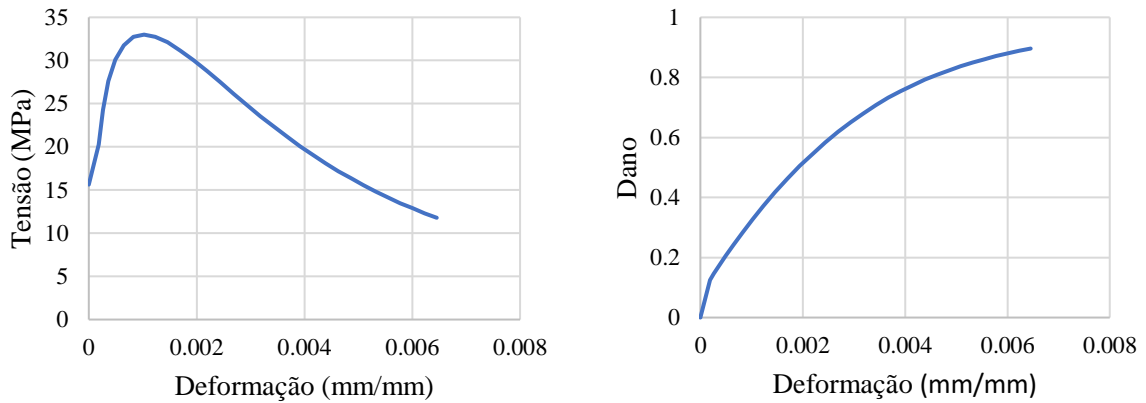
Fonte: Autor (2023)

As curvas que definem o concreto C25 à compressão e à tração são mostradas nas Figuras 5.7 e 5.8, respectivamente. São apresentadas as relações entre tensão e deformação e o



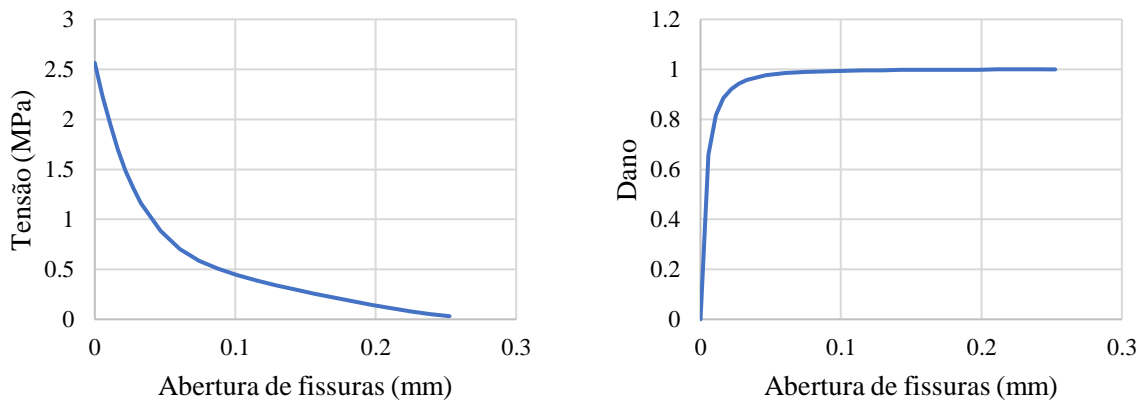
dano do material fornecidas ao ABAQUS. Para o cálculo do dano, foram adotados os coeficientes  $b_c = 0,5$  e  $b_t = 0,5$ .

**Figura 5.7 - Modelo constitutivo à compressão do concreto C25**



Fonte: Autor (2023)

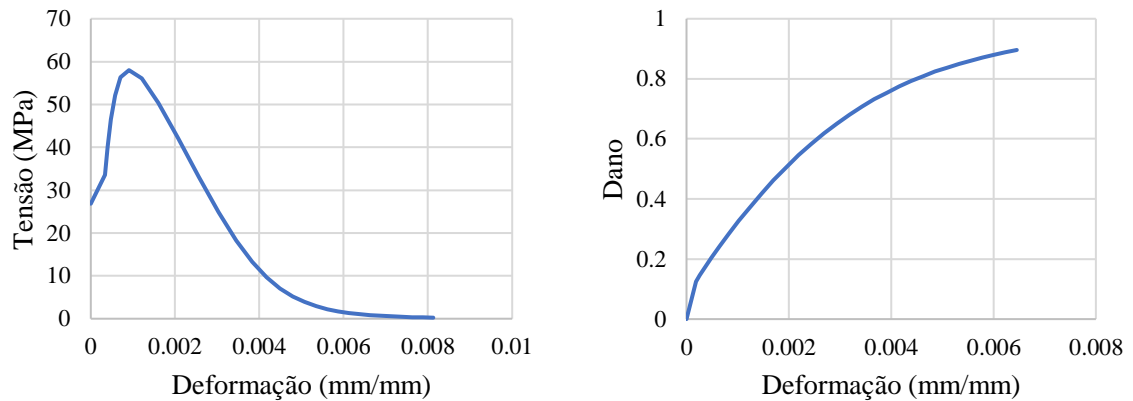
**Figura 5.8 - Modelo constitutivo à tração do concreto C25**



Fonte: Autor (2023)

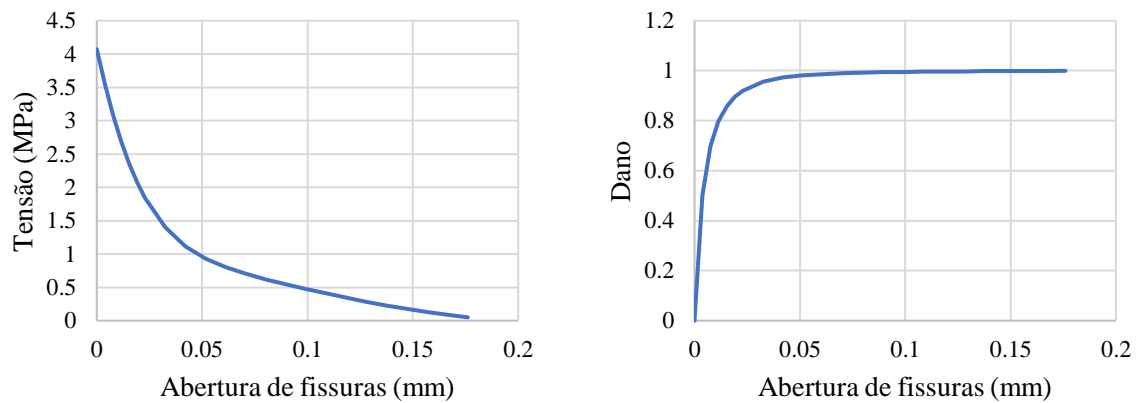
De forma análoga, as curvas que definem o concreto C50 à compressão e à tração são mostradas nas Figuras 5.9 e 5.10, respectivamente. Os coeficientes  $b_c = 0,5$  e  $b_t = 0,5$  foram adotados para o cálculo do dano.

**Figura 5.9 - Modelo constitutivo à compressão do concreto C50**



Fonte: Autor (2023)

**Figura 5.10 - Modelo constitutivo à tração do concreto C50**



Fonte: Autor (2023)

Conforme disposto no item 3.4.1, há cinco parâmetros de entrada que caracterizam a plasticidade no CDP. Como visto, os parâmetros  $\psi$  e  $\mu$  podem influenciar significativamente os resultados da simulação, então optou-se por realizar um estudo de calibração para justificar a definição dos valores adotados. Os parâmetros encontram-se dispostos na Tabela 5.4.

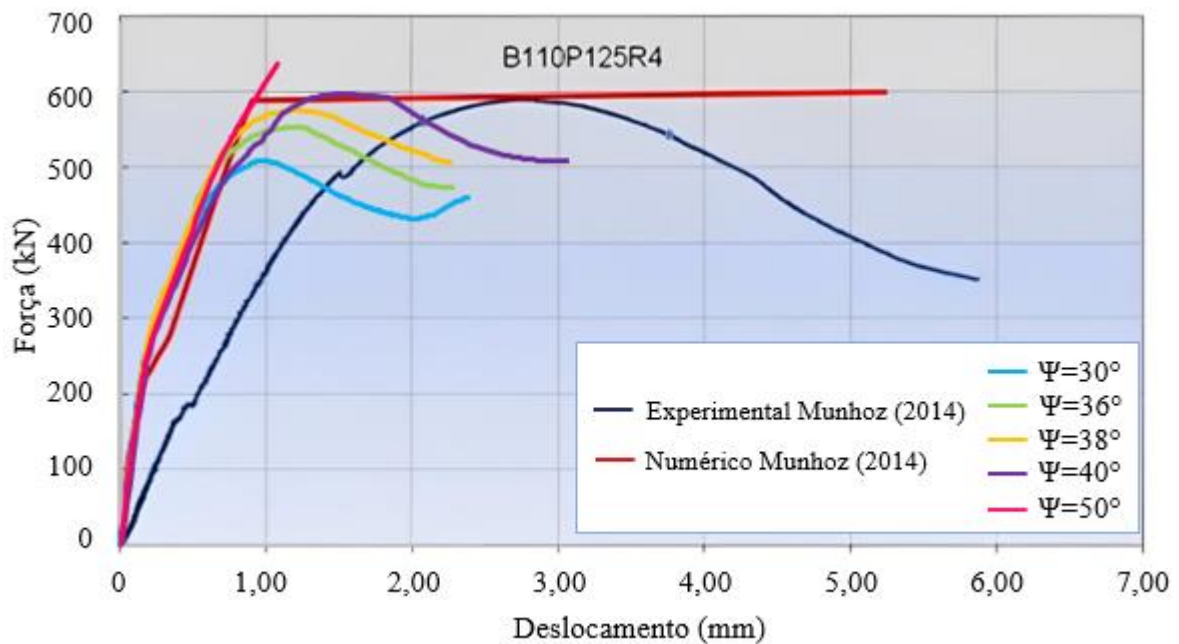
A curva força-deslocamento foi determinada para os ângulos de dilatação com valores de 30°, 36°, 38°, 40° e 50°, considerando a viscosidade como 0,001. A influência do ângulo de dilatação é exposta na Figura 5.11, no qual se observa que para ângulos menores, têm-se menores valores de força última. O resultado mais satisfatório foi obtido para o ângulo de 38°, em que a força de convergência foi de 600,64 kN.

Tabela 5.4 - Parâmetros do concreto no CDP

Parâmetro	Valor
$\psi$	A ser calibrado
$\xi$	0,1
$f_{b0}/f_{c0}$	1,16
$K_c$	0,667
$\mu$	A ser calibrado

Fonte: Autor (2023)

Figura 5.11 - Influência do ângulo de dilatação na curva força-deslocamento

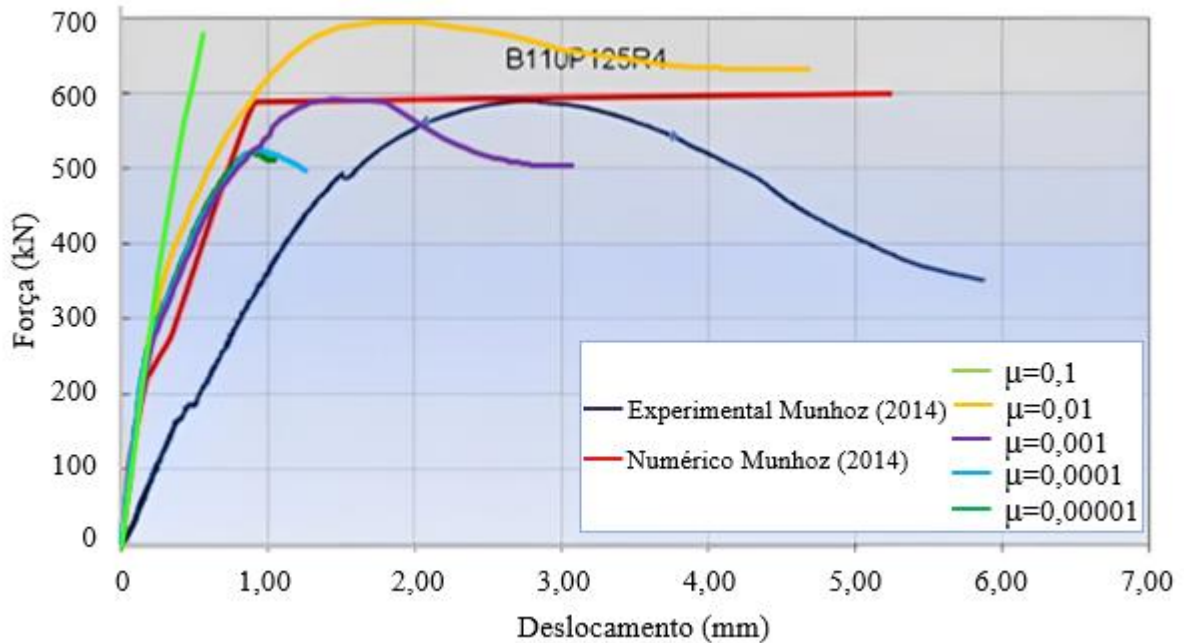


Fonte: Autor (2023)

A influência da viscosidade foi analisada considerando valores entre 0,00001 e 0,1. A Figura 5.12 apresenta a curva força-deslocamento concreto para a variação do parâmetro no CDP. A viscosidade 0,001 foi a que mais aproximou a força última experimental e a força última numérica.

A partir dessa análise, obteve-se resultados satisfatórios associados ao ângulo  $\psi = 38^\circ$  e a viscosidade  $\mu = 0,001$ , sendo estes os parâmetros que serão utilizados neste estudo.

**Figura 5.12 - Influência da viscosidade na curva força-deslocamento**



Fonte: Autor (2023)

## 5.7 Método de solução

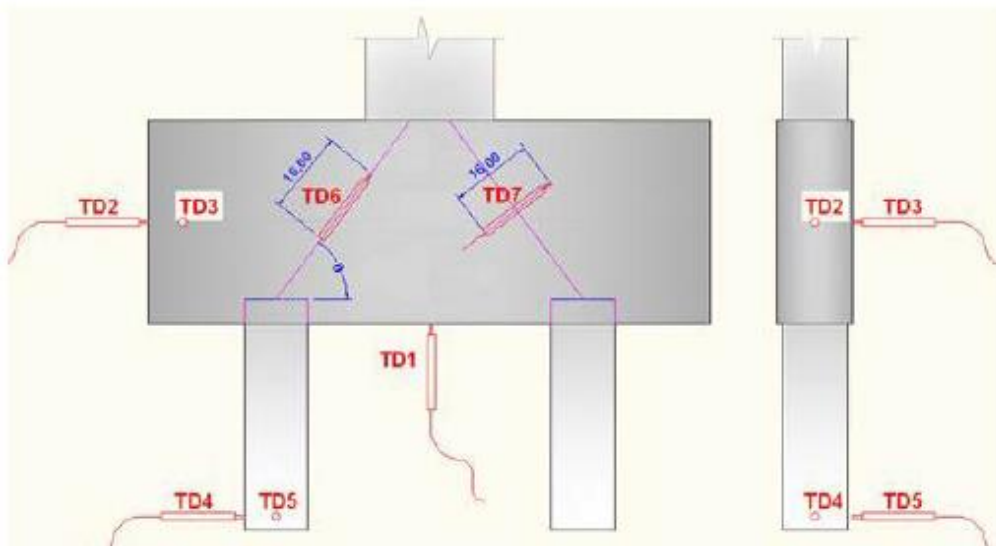
Em uma análise não linear, a solução não é obtida a partir de um único sistema de equações, como em problemas lineares. A solução é obtida com a aplicação de um método iterativo e incremental, como o Método de Newton-Raphson.

O Método de Newton-Raphson, apresentado como *default* pelo ABAQUS, foi utilizado nesse trabalho. Para a simulação, o incremento inicial que correspondente a porcentagem de carga aplicada durante a primeira iteração, foi adotado como 0,01. Para o incremento mínimo, adotou-se  $1,0 \times 10^{-9}$  e para incremento máximo 0,05. O número máximo de incrementos foi estipulado como  $1,0 \times 10^6$ .

## 5.8 Comparação entre os resultados experimentais e numéricos

Munhoz (2014) utilizou transdutores para leitura dos deslocamentos (Figura 5.13). Dessa forma, a autora obteve a relação entre a força aplicada no topo do pilar e os deslocamentos nos pontos onde foram instalados transdutores.

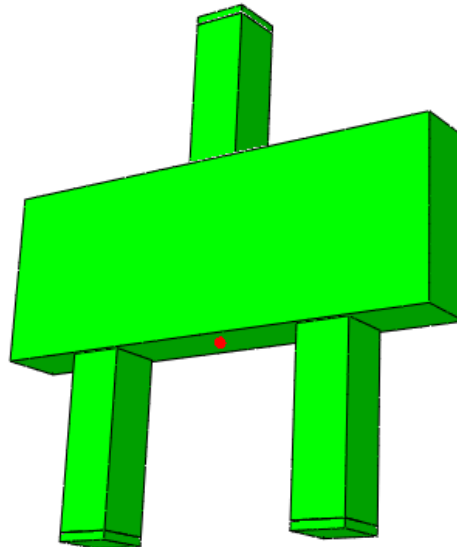
**Figura 5.13 - Posições dos transdutores no modelo de Munhoz (2014)**



Fonte: Munhoz (2014)

As deformações medidas pelo transdutor TD1, instalado na parte inferior do bloco, foram utilizadas como base para comparação com os resultados numéricos. No modelo numérico, as curvas de deslocamento foram medidas na posição do “set” em vermelho mostrado na Figura 5.14. Esse ponto está localizado ao centro da face inferior do bloco.

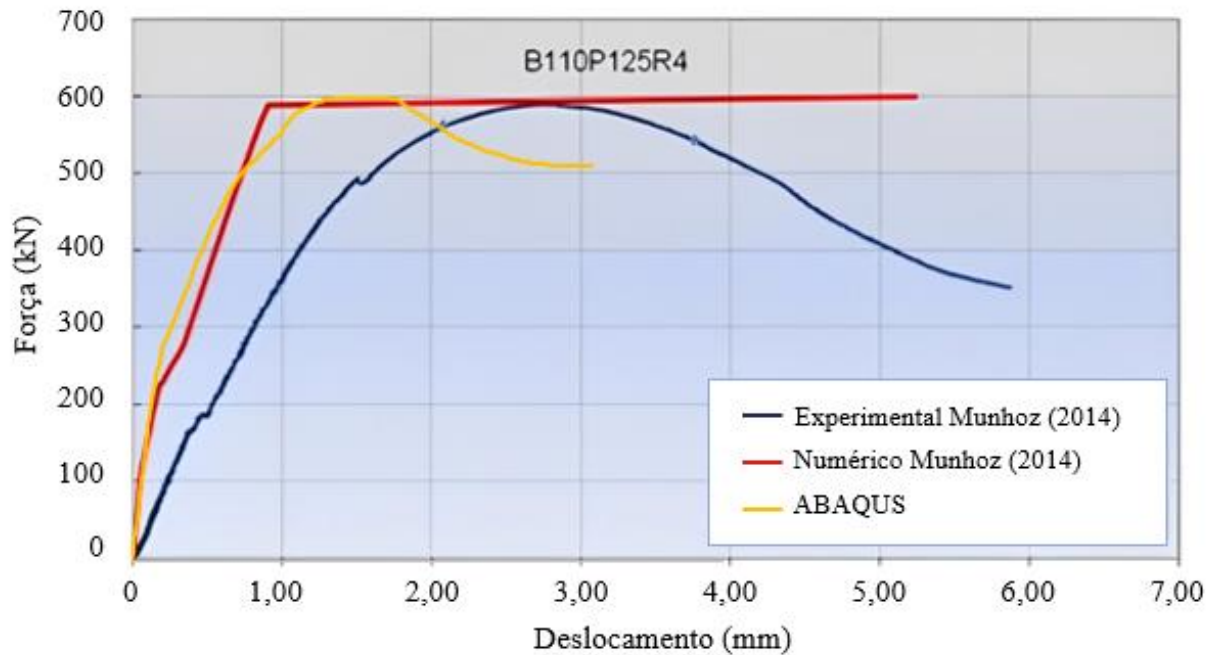
**Figura 5.14 - Ponto para medição dos deslocamentos no bloco**



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 5.15 são mostradas as curvas força-deslocamento obtidas experimentalmente e numericamente por Munhoz (2014) e as curvas obtida no ABAQUS.

**Figura 5.15 - Curvas força-deslocamento para validação do modelo**



Fonte: Autor (2023)

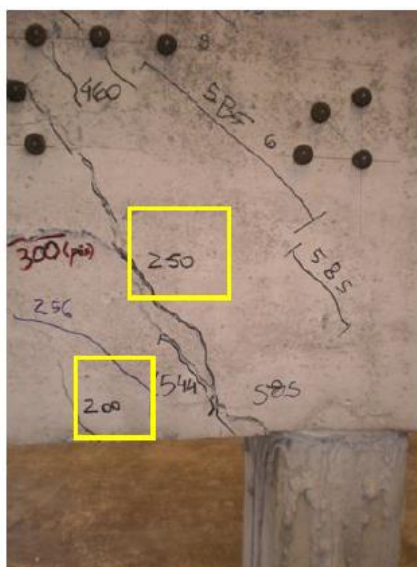
A curva força-deslocamento obtida numericamente apresentou comportamento semelhante ao obtido experimentalmente, no entanto o primeiro mostrou-se mais rígido que o experimental. Outros autores, como Buttignol (2011), Azevedo (2018) e Souza (2019) realizaram análise numérica em blocos sobre estacas e observaram discrepâncias na rigidez ao validarem seus modelos. Delalibera (2006) e Munhoz (2014) realizaram estudos experimentais e numéricos e ao compararem os resultados também observaram que os resultados numéricos apresentaram maior rigidez, porém são capazes de representar o comportamento dos blocos.

De acordo com Munhoz (2014) uma das possíveis causas são as variáveis não controláveis que podem alterar os resultados das análises experimentais, como a acomodação inicial do bloco no início da aplicação da força. Buttignol (2011) ressaltou que ao considerar o engastamento das estacas na modelagem numérica, tem-se maior enrijecimento estrutural.

Visto isso, observou-se que mesmo com as discrepâncias, o resultado obtido foi suficiente para validar a força última atuante no bloco. No modelo experimental, a força última foi de 590,73 kN enquanto no modelo numérico a força de convergência foi de 600,64 kN. Assim como nos modelos de Munhoz (2014), os resultados numéricos apresentaram forças máximas maiores para os experimentais. A relação  $F_{u,exp}/F_{convergência}$  foi de 0,98.

Com relação ao surgimento e à propagação de fissuras no bloco, Munhoz (2014) observou experimentalmente que as primeiras fissuras surgiram na parte inferior do bloco e mantiveram-se sem evolução por um período (Figura 5.16).

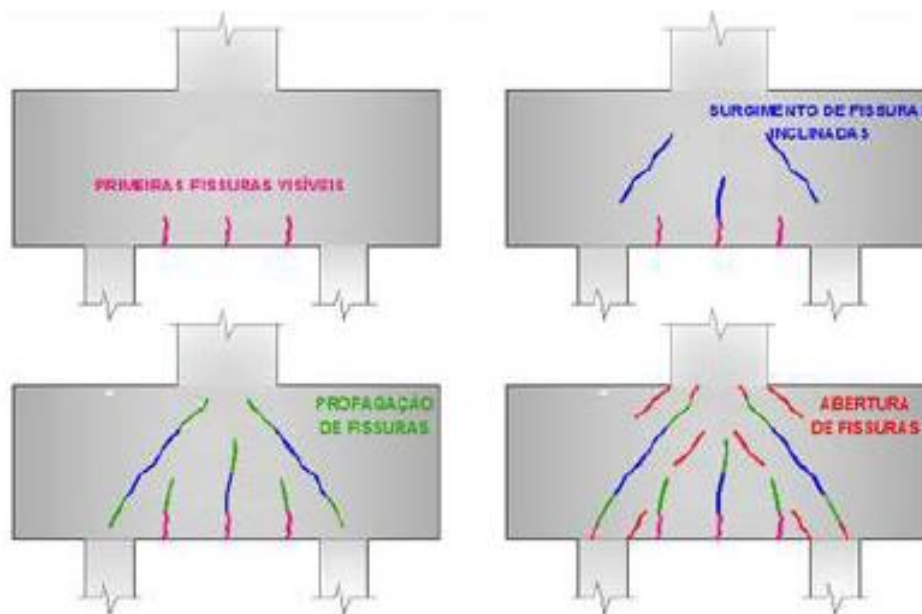
**Figura 5.16 - Primeiras fissuras observadas por Munhoz (2014)**



Fonte: Munhoz (2014)

Posteriormente, observou-se a formação de fissuras inclinadas na parte inferior do bloco com direção ao pilar. As fissuras inclinadas foram aumentando gradativamente e foi possível observar as regiões que representam as bielas de compressão. A evolução das fissuras em todos os modelos experimentais foi muito parecida, com comportamento semelhante ao mostrado na Figura 5.17.

**Figura 5.17 - Fissuração nos blocos de fundação ensaiados por Munhoz (2014)**

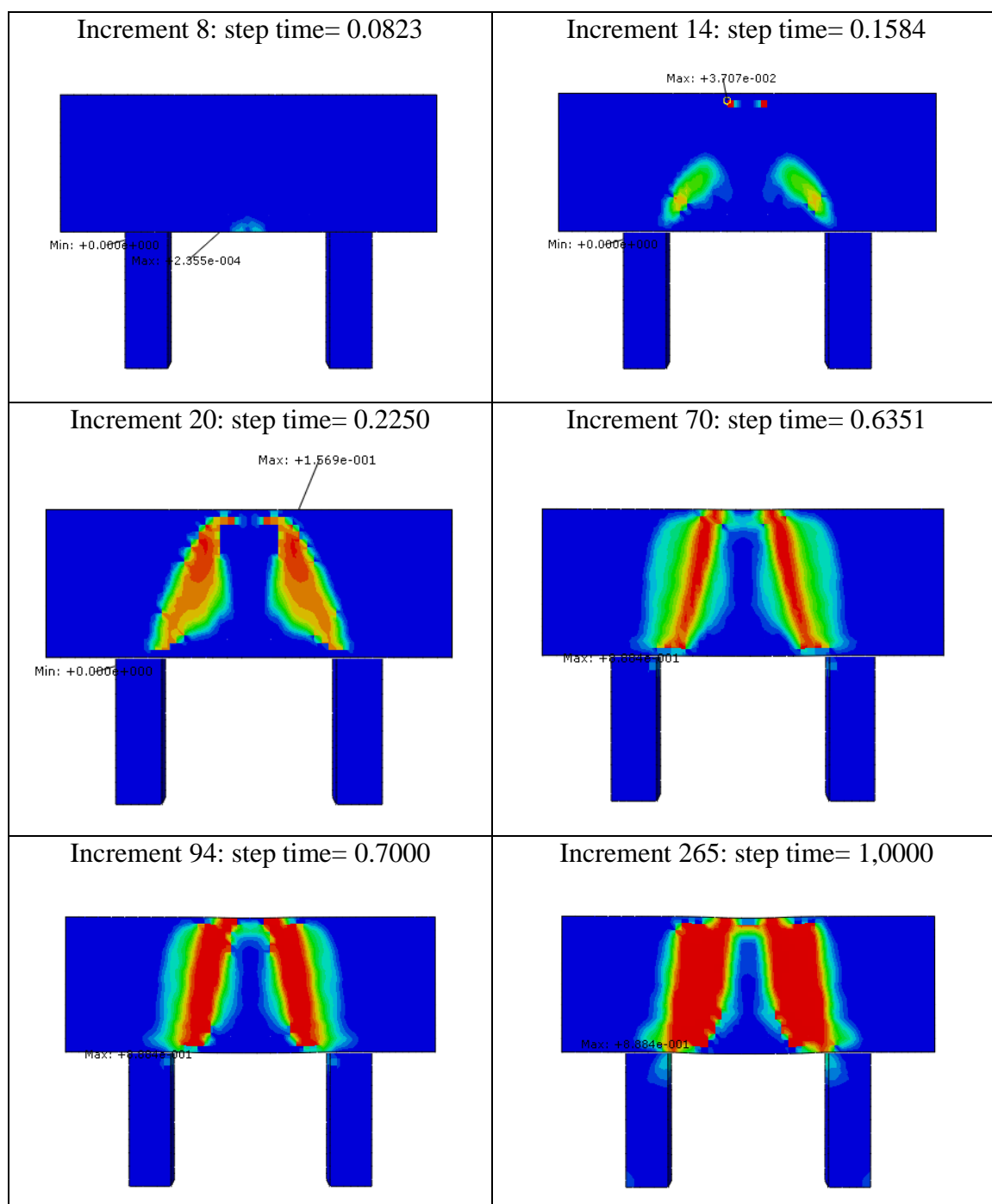


Fonte: Munhoz (2014)

Os resultados numéricos se mostraram representativos para a fissuração do bloco. Na Figura 5.18 tem-se a evolução do dano no bloco estudado com relação aos incrementos de deslocamentos aplicados no topo do pilar.

Observou-se que até a aplicação de aproximadamente 60% do incremento, o valor de dano teve grandes variações. Após isso, o valor máximo de dano na estrutura não variou, porém houve a propagação o longo da região de compressão.

**Figura 5.18 - Evolução do dano à compressão**



Fonte: Autor (2023)



Diante das análises realizadas neste capítulo, conclui-se que os resultados foram coerentes com os resultados experimentais de Munhoz (2014). Dessa forma, os mesmos métodos e parâmetros serão utilizados no *software* ABAQUS para o estudo dos modelos de blocos sobre duas estacas apresentados no Capítulo 4.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos e as discussões com base no exposto nos capítulos 4 e 5. Foi analisado o comportamento de blocos sobre duas estacas, para a variação da taxa de armadura principal, considerando as excentricidades do pilar. Além disso, foram analisadas a influência dos estribos horizontais da armadura superior do bloco.

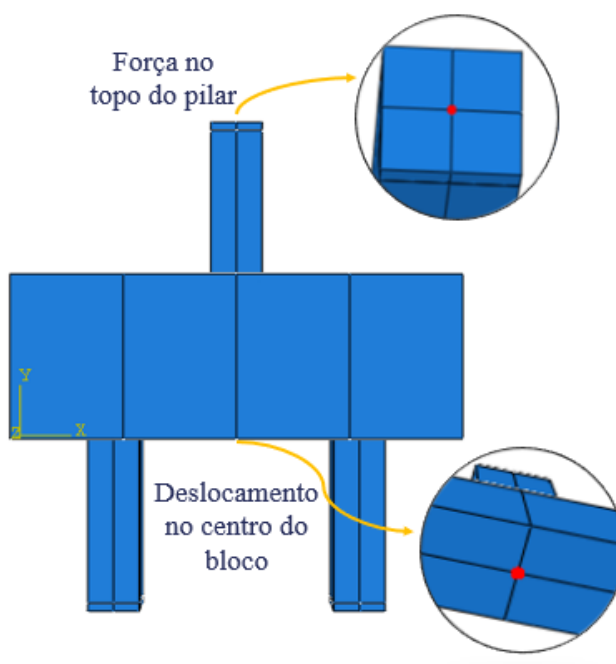
### 6.1 Série BP1

A área de aço da armadura principal (tirante) do bloco foi variada para verificação de sua influência no comportamento do bloco de concreto armado sobre duas estacas. Neste item são apresentados os principais resultados para os blocos BP1AS1, BP1AS2, BP1AS3 e BP1AS4, com pilar posicionado em  $L/2$  (excentricidade nula).

#### 6.1.1 Força-deslocamento

As curvas força-deslocamento para os modelos foram obtidas, com base na resposta das forças atuantes no topo do pilar e dos deslocamentos medidos na face inferior do bloco. Os pontos para extração dos resultados são mostrados na Figura 6.1.

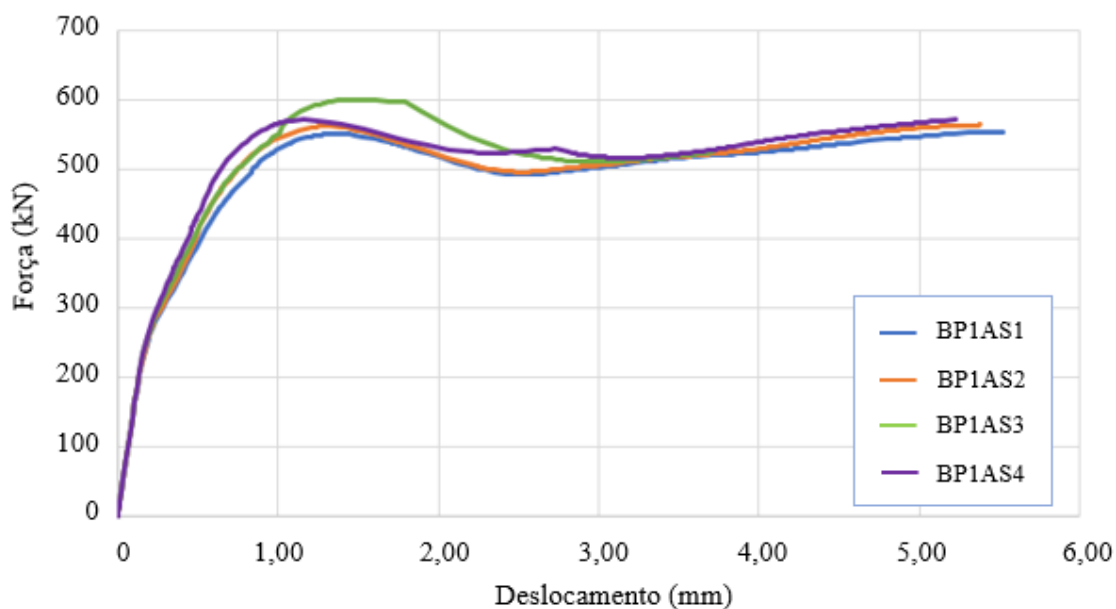
**Figura 6.1 - Pontos para extração das forças e deslocamentos**



Fonte: Autor (2023)

Na Figura 6.2 tem-se as curvas força-deslocamento para os modelos da Série BP1. Nos modelos BP1AS1, BP2AS2 e BP3AS3, a força de convergência maior foi à medida em que se aumentou a área de aço. O bloco BP1AS4, que tem a maior área de aço, apresentou força de convergência menor que o BP1AS3.

**Figura 6.2 - Força-deslocamento - Série BP1**



Fonte: Autor (2023)

A força de convergência, considerando a variação do diâmetro da armadura principal, é mostrada na Tabela 6.1. A menor força de convergência foi obtida para o modelo com diâmetro de 8 mm, o BP1AS1, e a maior força para o modelo com diâmetro de 12,5 mm, o BP1AS3.

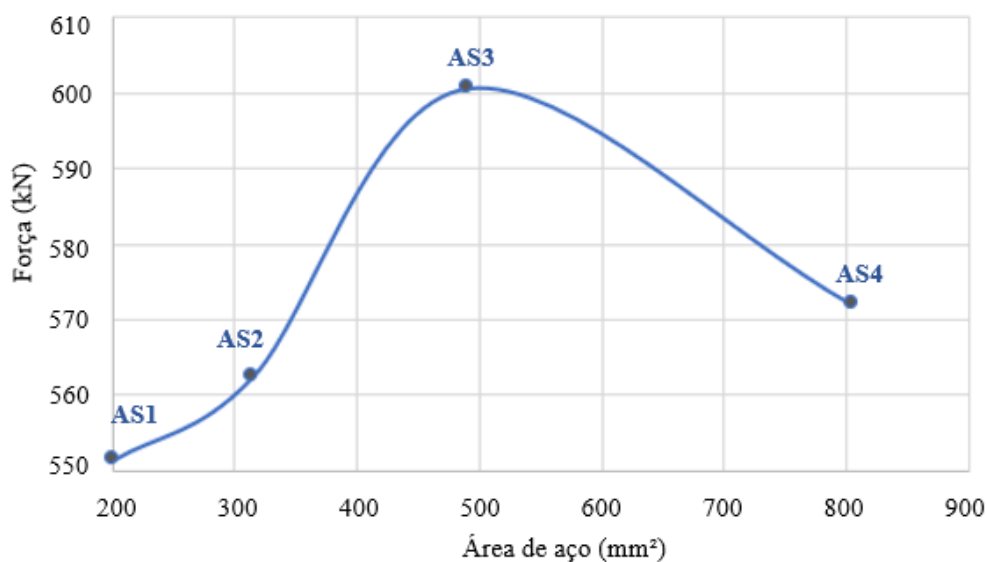
**Tabela 6.1 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP1**

Modelo	Diâmetro da armadura principal do bloco (mm)	Força de convergência (kN)
BP1AS1	8	551,51
BP1AS2	10	562,38
BP1AS3	12,5	600,64
BP1AS4	16	572,07

Fonte: Autor (2023)

Para melhor comparação da força de convergência nos modelos, na Figura 6.3, tem-se o gráfico que representa aproximadamente a relação entre a força de convergência e a área de aço.

**Figura 6.3 - Relação entre força e área de aço - Série BP1**

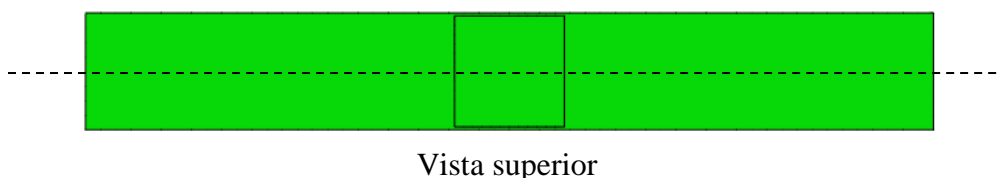


Fonte: Autor (2023)

### 6.1.2 Campos de tensões principais

O funcionamento do bloco de fundação pode ser analisado a partir dos campos de tensões principais. Para visualização da formação das bielas de compressão no interior da estrutura, foi realizado um corte, na seção do bloco, exposto na Figura 6.4.

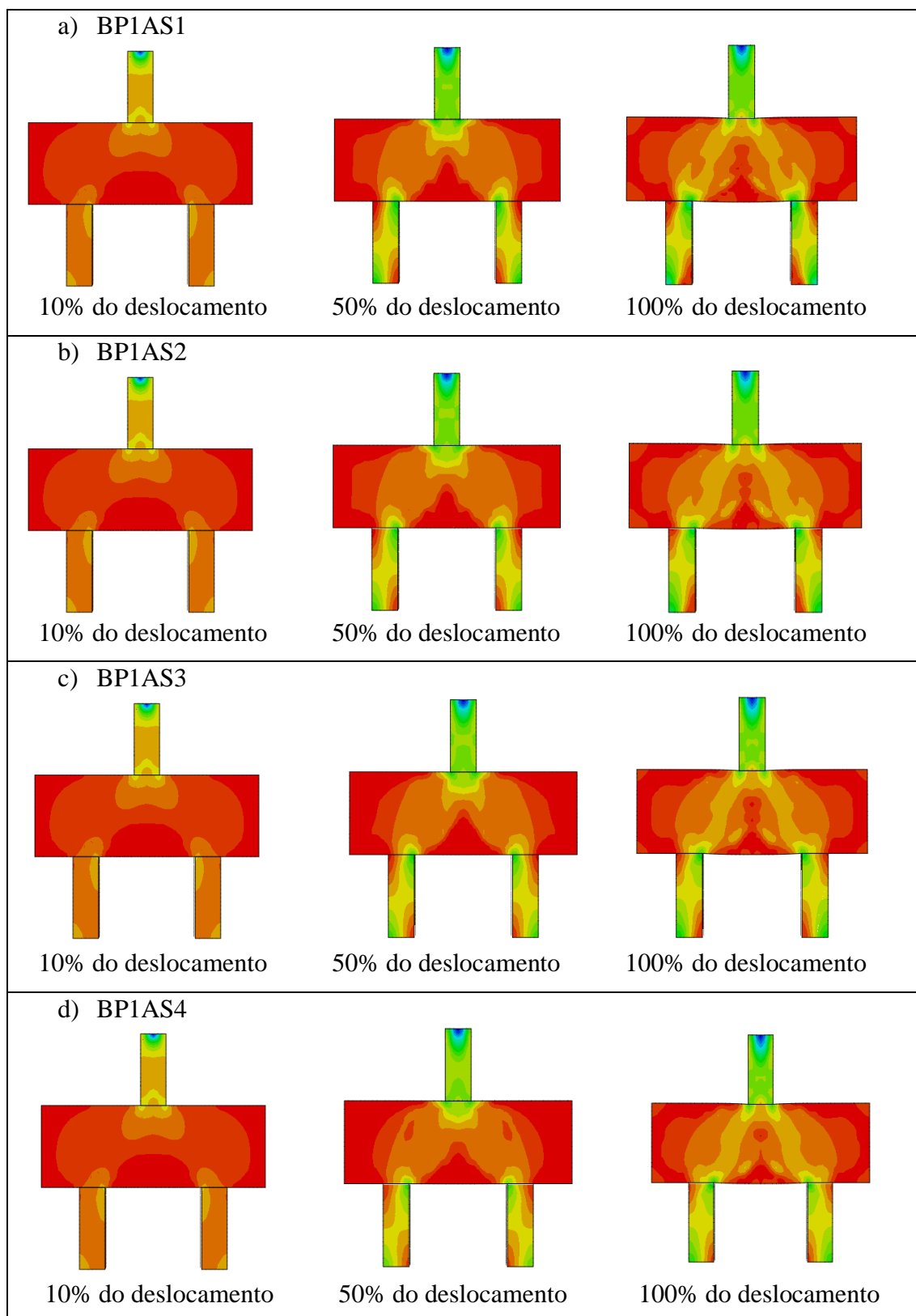
**Figura 6.4 - Posição do corte no modelo**



Fonte: Autor (2023)

Na série BP1, a distribuição de tensões foi semelhante em todos os modelos. A Figura 6.5 apresenta os resultados obtidos, em que as maiores tensões de tração são caracterizadas pela cor vermelha e as maiores tensões de compressão pela cor azul.

Figura 6.5 - Campos de tensões principais - Série BP1



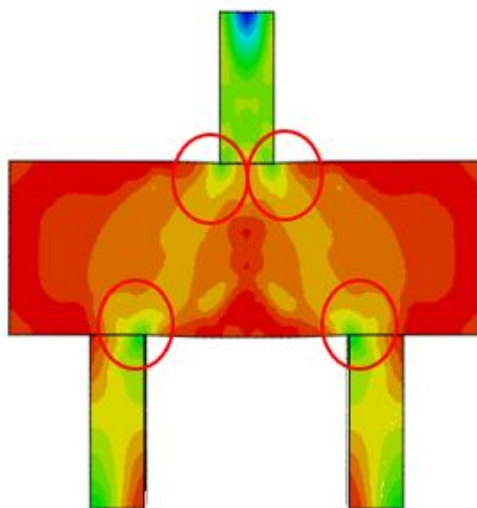
Fonte: Autor (2023)

Com a incrementação de forças, observou-se a formação de regiões de compressão entre o pilar e as estacas, as denominadas bielas. A região central do bloco, na parte inferior, é caracterizada por tensões de tração.

As maiores tensões de compressão são observadas no topo do pilar, onde o deslocamento foi aplicado. O foco da análise se manteve no elemento do bloco de fundação, portanto os valores obtidos no pilar não foram levados em conta.

Para o incremento de cerca de 10% do deslocamento aplicado, observou-se a formação de regiões comprimidas no bloco próximos às estacas e próximo ao pilar, nas regiões nodais. Com aproximadamente 50% do deslocamento aplicado, observou-se mais nitidamente a formação das bielas, com as maiores tensões ainda nas regiões nodais. Notou-se que abaixo do pilar foram formadas duas regiões, com início nas extremidades dos pilares. As regiões nodais são identificadas na Figura 6.6.

**Figura 6.6 - Identificação das regiões nodais**



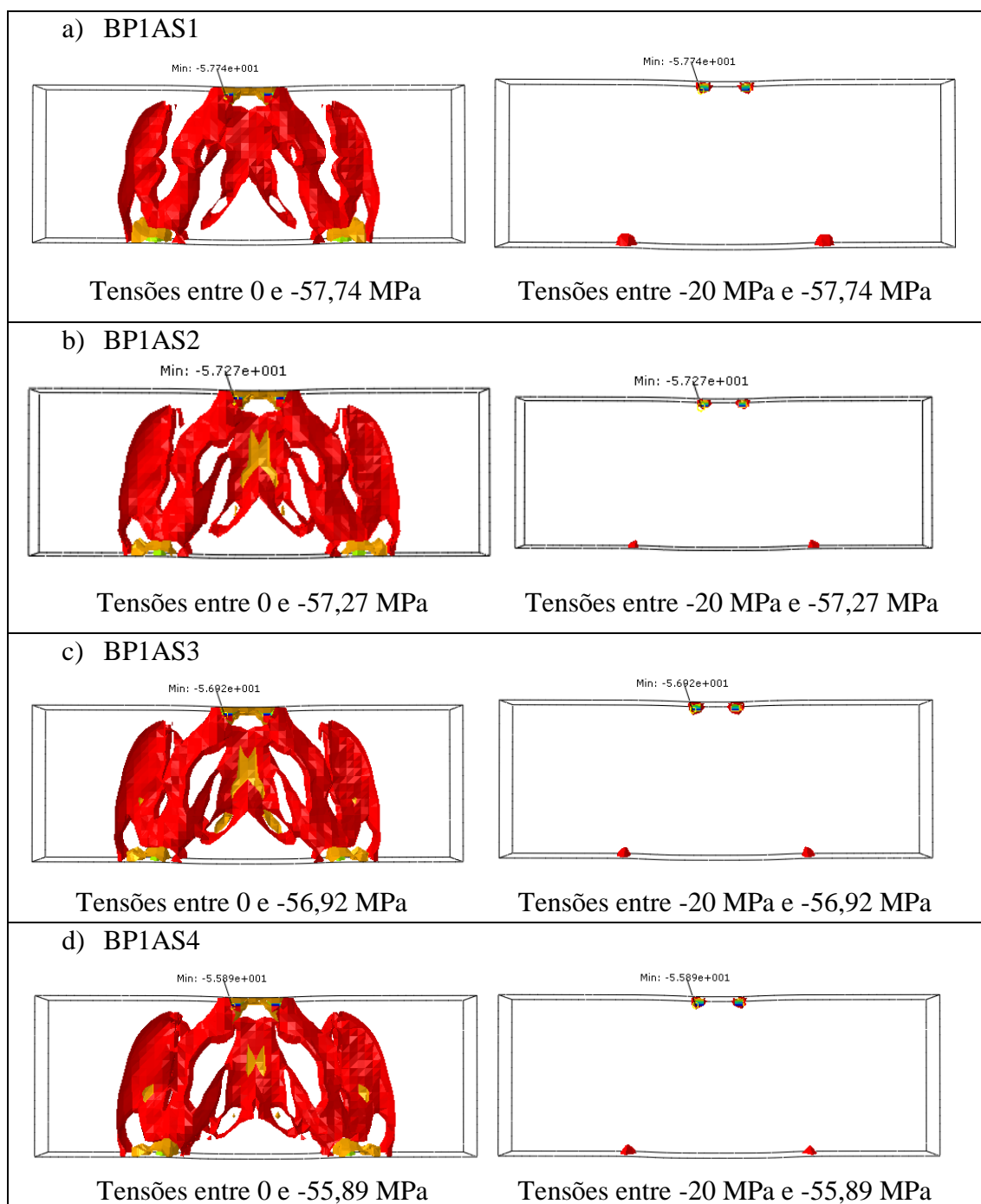
Fonte: Autor (2023)

A força de convergência, apresentada anteriormente, foi obtida para cerca de 52% dos incrementos aplicados. Nota-se que mesmo após esse pico, o concreto foi solicitado e as tensões em seu interior aumentaram. Com 100% dos incrementos, observou-se a expansão das bielas e o aumento das regiões comprimidas no bloco.

Nas estacas, a distribuição de tensões foi semelhante para ambas, uma vez que a aplicação da carga foi feita no centro do bloco. Na estaca, algumas regiões apresentaram maiores tensões, enquanto outras praticamente não foram solicitadas.

O comportamento do bloco sobre duas estacas está em conformidade com os estudos encontrados na literatura, como Blévoit e Frémy (1967). As tensões no bloco foram limitadas para possibilitar a análise das máximas tensões nas regiões nodais, como apresentado na Figura 6.7, para cada um dos blocos da série BP1. As tensões mostradas também são para 100% dos incrementos aplicados na simulação numérica.

**Figura 6.7 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP1**



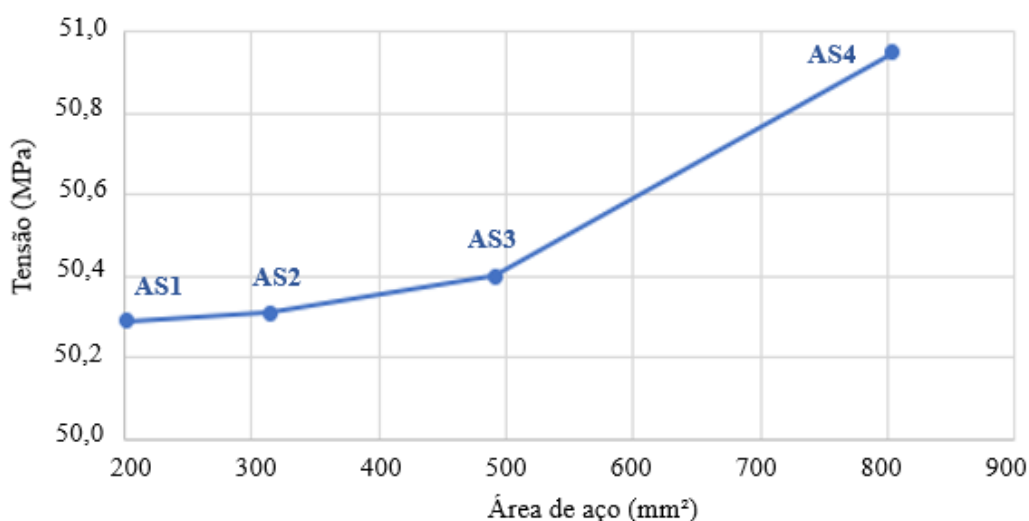
Fonte: Autor (2023)

Ao lado esquerdo, na Figura 6.7, são apresentadas as tensões de compressão no interior do bloco, com valores de tensões principais limitadas entre zero e a tensão máxima. Na imagem à direita, tem-se uma limitação ainda maior das tensões de compressão, entre 20 MPa e a tensão máxima, observando-se mais nitidamente as regiões nodais. Verificou-se que as maiores tensões se desenvolveram na região nodal superior, como também observado por Munhoz (2004) e Delalibera (2006).

Os valores máximos de tensões diminuíram com o aumento da área de aço da armadura principal, porém foram muito próximos. Nas regiões nodais inferiores, as máximas tensões de compressão também apresentaram valores semelhantes. Vale ressaltar que a análise foi feita para o último incremento, e não para a força de convergência.

As tensões máximas no concreto do bloco de fundação considerando a força de convergência, são mostradas na Figura 6.8, estando correlacionadas com a área de aço. As maiores tensões foram obtidas na região nodal próxima ao pilar, como visto anteriormente, para o total de incrementos. Observou-se que as tensões foram maiores para áreas de armaduras maiores, no entanto as diferenças não significativas.

**Figura 6.8 - Relação entre tensão máxima e área de aço - Série BP1**



Fonte: Autor (2023)

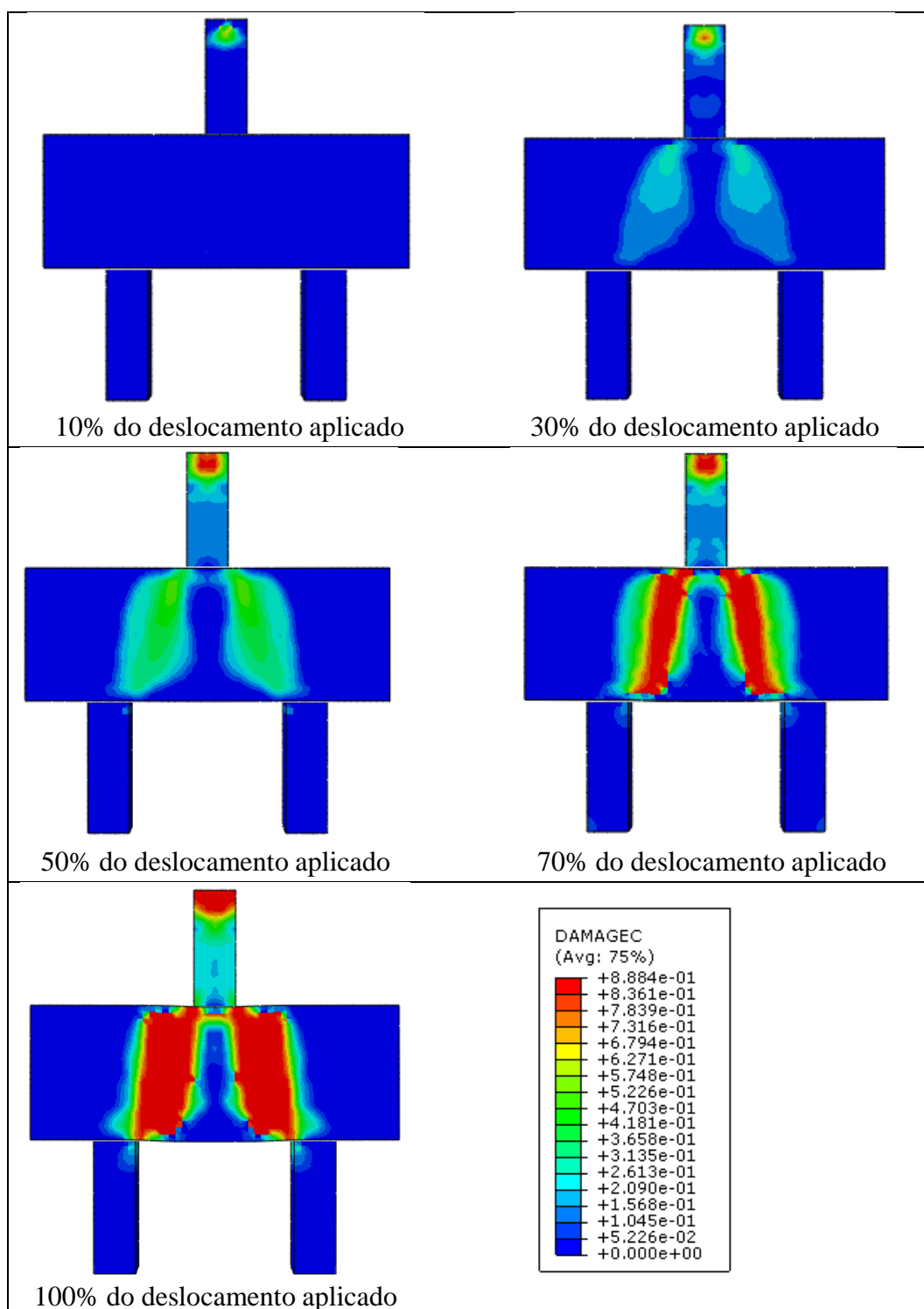
### 6.1.3 Dano no concreto

A evolução do dano à compressão e à tração no concreto são apresentadas nas Figuras 6.9 e 6.10, respectivamente. As regiões em vermelho representam maior danificação da estrutura. As regiões em azul praticamente não apresentam dano, ou seja, permanecem íntegra.



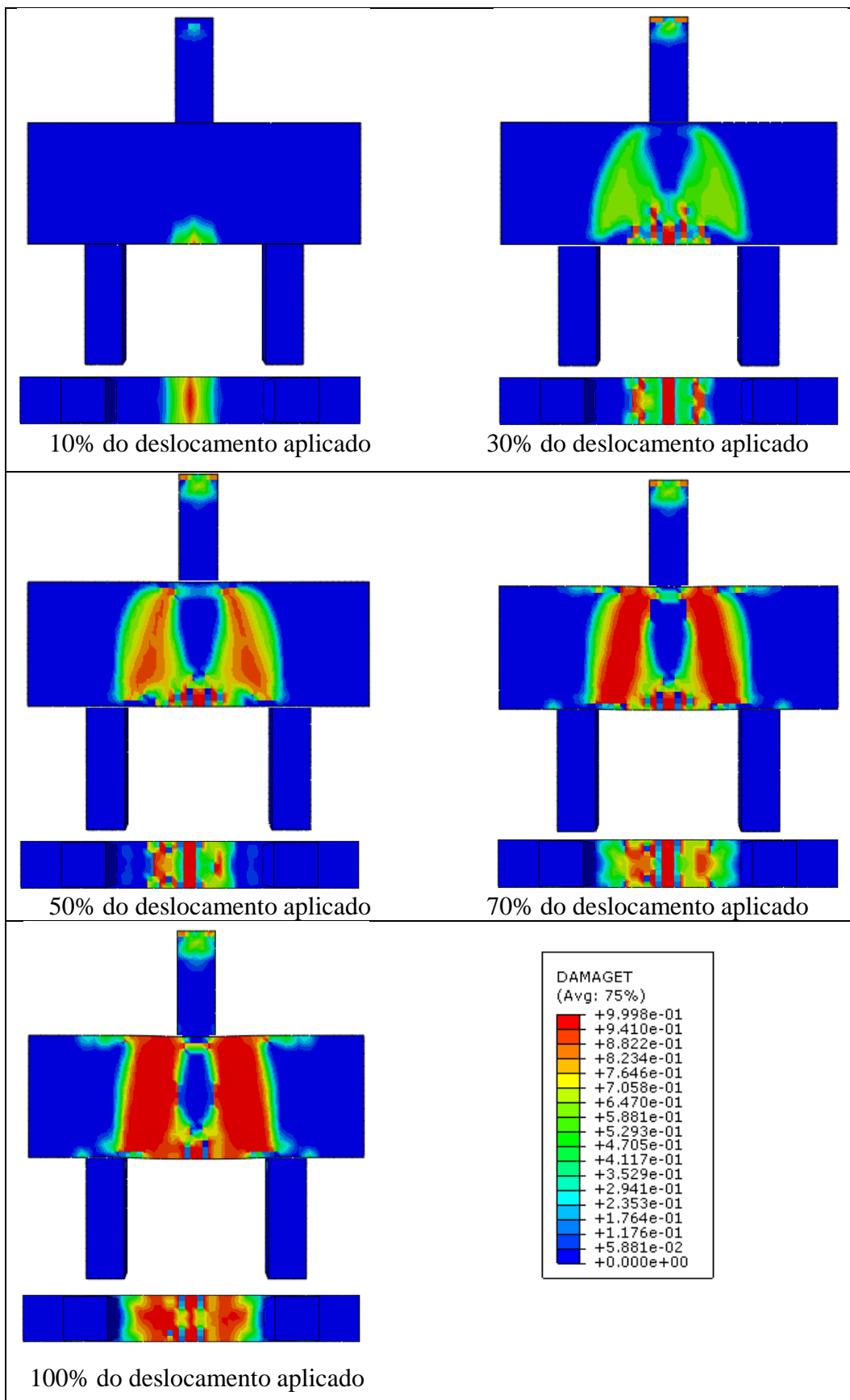
Na Figura 6.9, observou-se que o esmagamento no concreto ocorreu, principalmente, na região de formação das bielas. No topo do pilar há uma concentração de tensões de compressão e nota-se a danificação do concreto desde os primeiros incrementos, já que a carga foi aplicada de forma pontual no centro do pilar.

**Figura 6.9 - Evolução do dano à compressão nos blocos - Série BP1**



Fonte: Autor (2023)

Figura 6.10 - Evolução do dano à tração nos blocos - Série BP1



Fonte: Autor (2023)

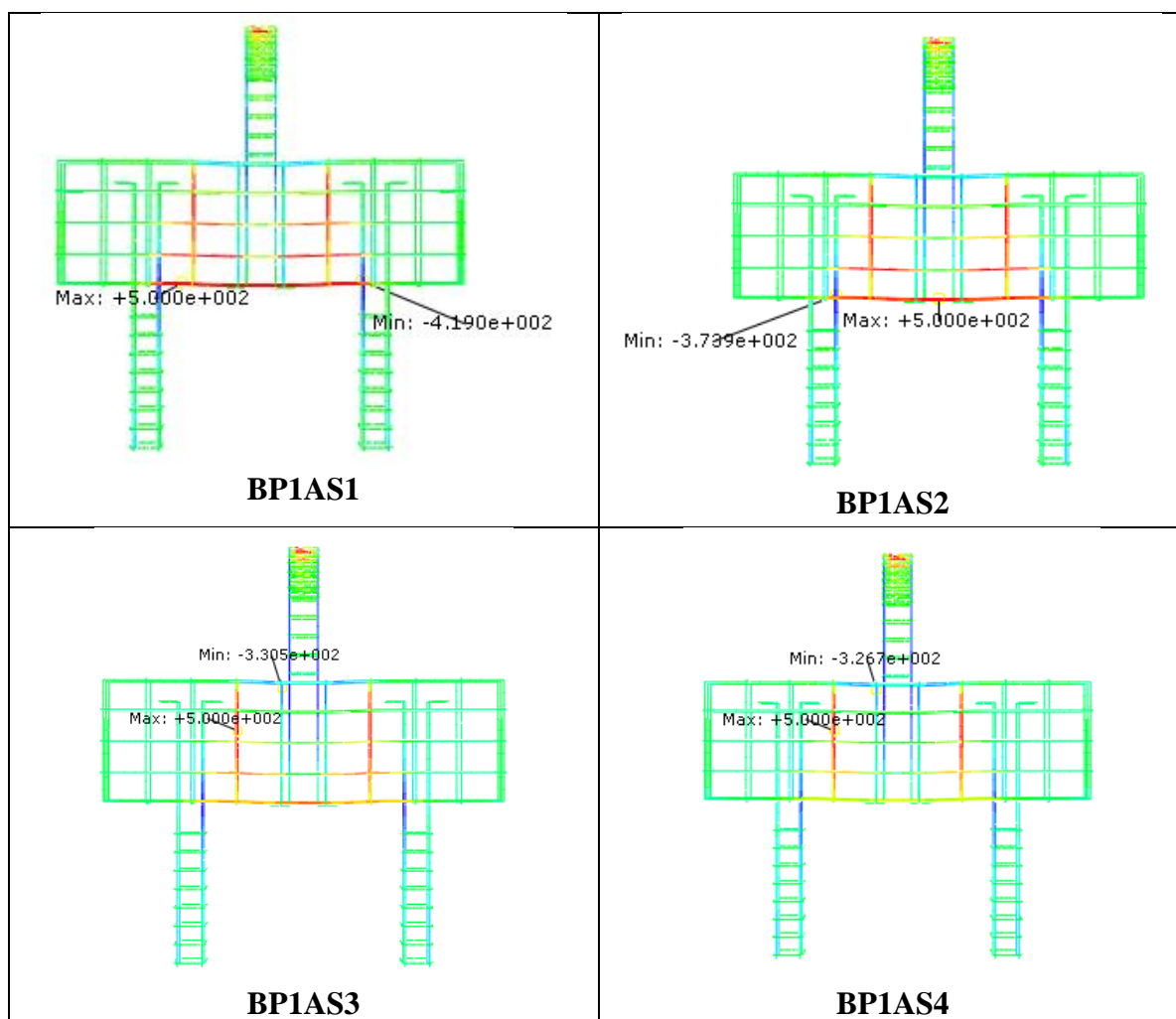
O dano à tração no concreto é apresentado na Figura 6.10, em que visualiza-se a elevação lateral do bloco seguida pela vista inferior. A partir disso, observa-se o panorama de fissuração do concreto nos modelos da Série BP1.

A fissuração do concreto inicia-se e propaga-se na região inferior do bloco, portanto para contornar esse problema são utilizadas armaduras nessa região. Em todos os modelos, surgem fissuras nas regiões onde se concentram as tensões de compressão, as bielas. As regiões danificadas se estendem desde o pilar até as estacas.

#### 6.1.4 Tensões nas armaduras do bloco

As tensões máximas nas armaduras do bloco sobre estacas são mostradas na Figura 6.11, considerando 100% dos incrementos de deslocamentos aplicados.

**Figura 6.11 - Tensões na armadura do bloco- Série BP1**



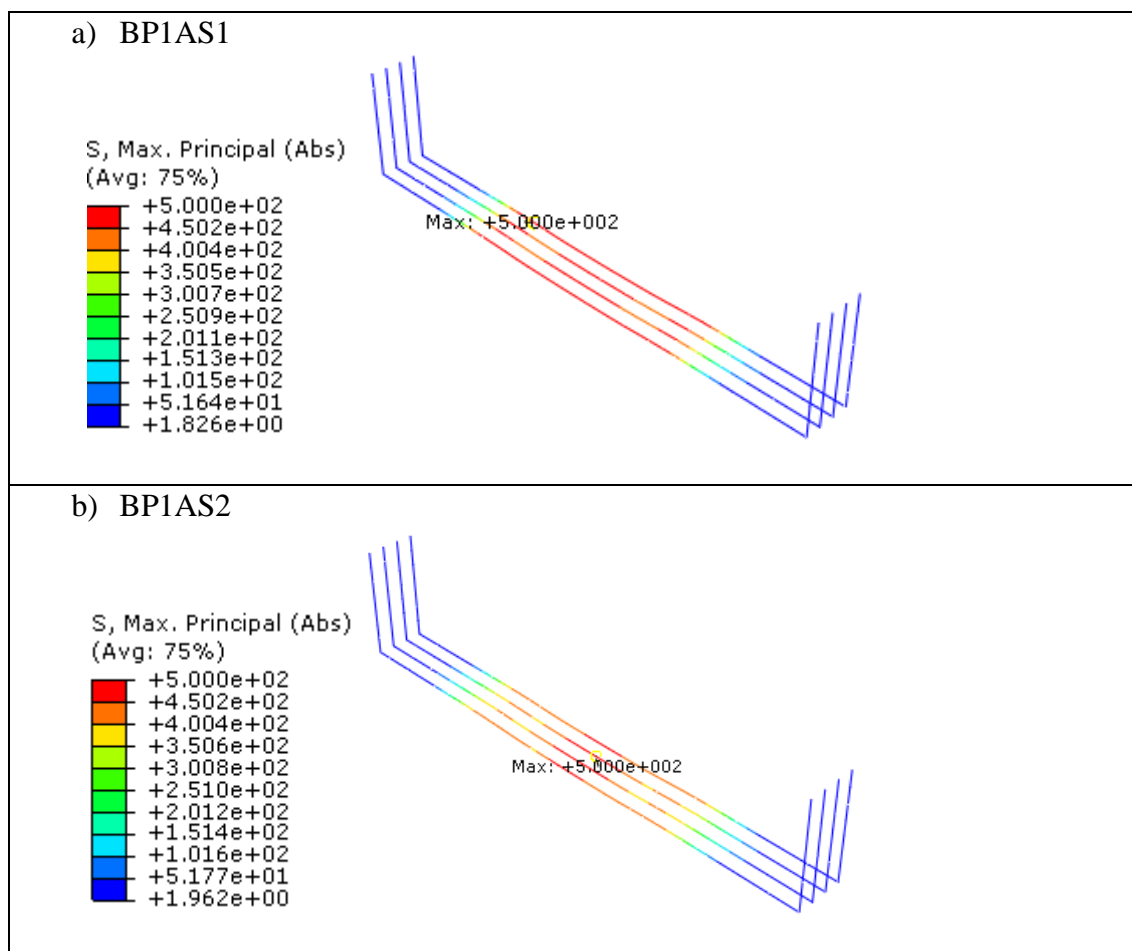
Fonte: Autor (2023)

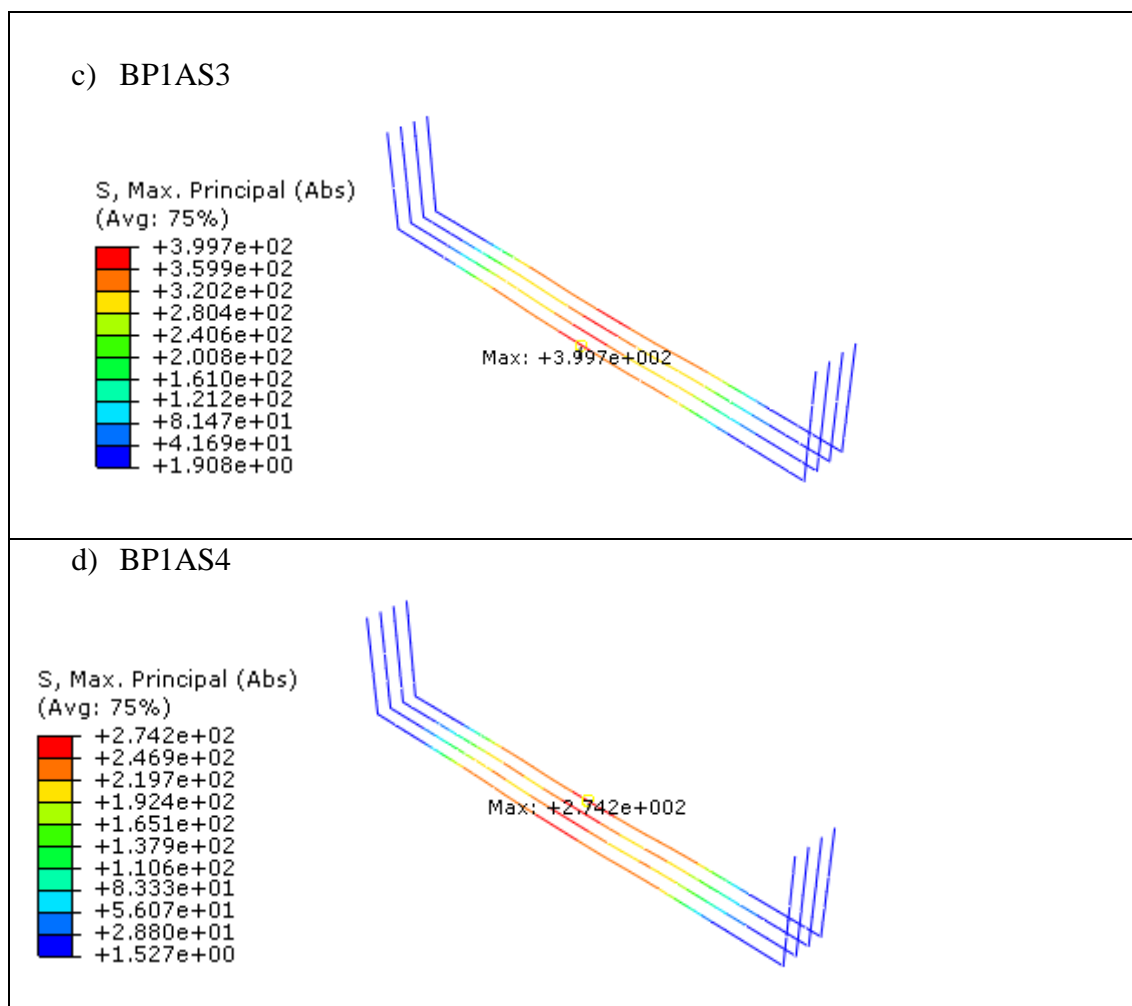
Nos modelos BP1AS1 e BP1AS2 a armadura principal foi a mais solicitada à tração, encontrando-se em regime de escoamento no final da simulação. Nos modelos BP1AS3 e BP1AS4, em que a armadura principal apresenta área de aço maior que a mínima estipulada pela NBR 6118:2014, observou-se que esta não é tão solicitada, e a tensão máxima é visualizada nos estribos.

As armaduras longitudinais do pilar e das estacas são as mais solicitadas à compressão. Ao diminuir a área de aço da armadura principal do bloco, essas armaduras contem maiores tensões.

Na Figura 6.12 são apresentadas as tensões na armadura principal do bloco para a totalidade de incremento de cargas. Notou-se que em todas as situações, as quatro barras que constituem a armadura principal se comportaram de forma semelhante, em que as máximas tensões de tração se concentram no centro da armadura e diminuem nas extremidades, chegando a valores próximos a zero. As tensões obtidas na armadura principal apresentam valores maiores para o BP1AS1 e são decrescidos à medida em que se aumenta a área de aço.

**Figura 6.12 - Tensões na armadura principal para o último incremento- Série BP1**



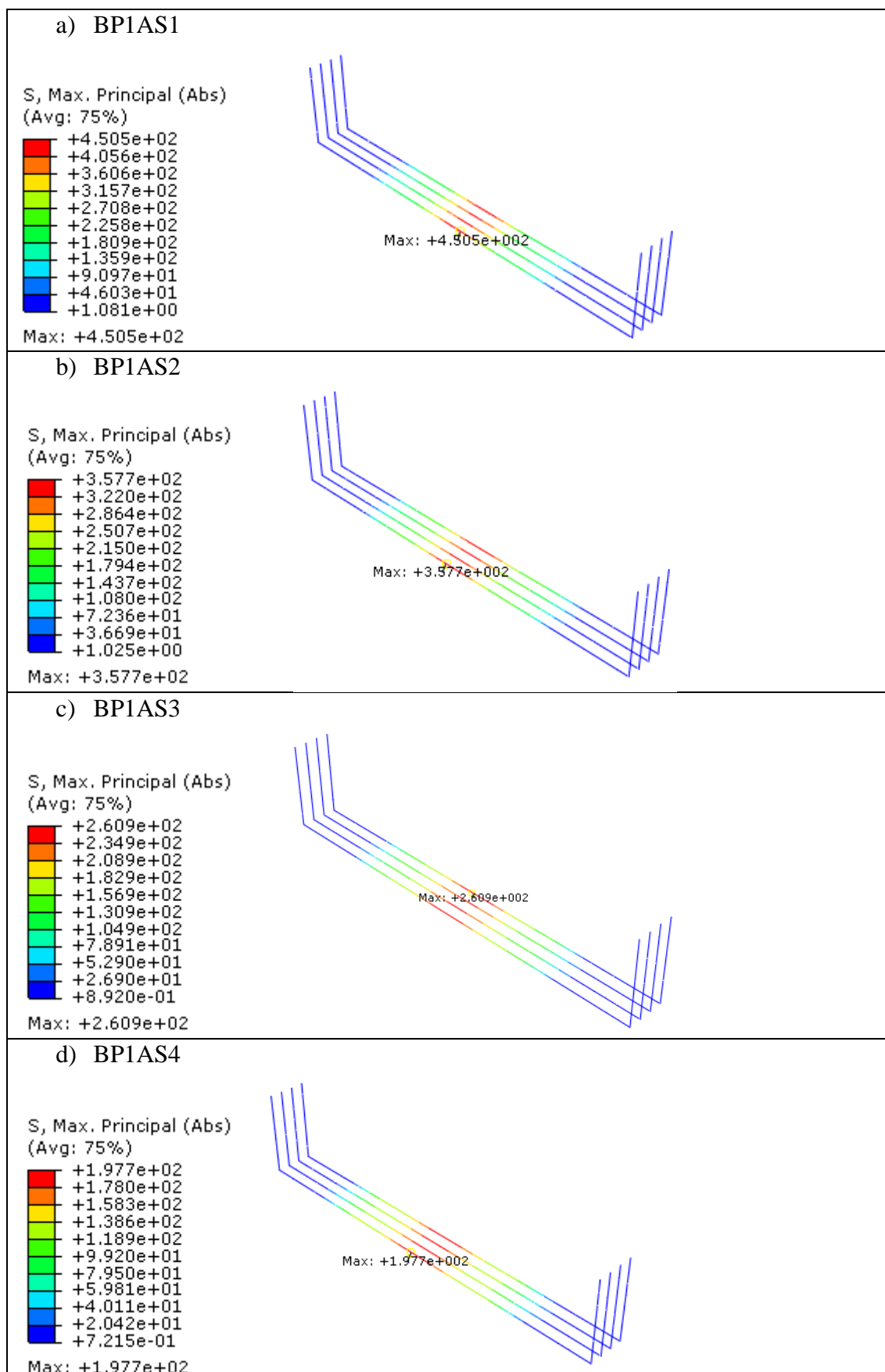


Fonte: Autor (2023)

As tensões nas armaduras principais do bloco são mostradas na Figura 6.13, considerando o momento em que atinge a força de convergência (aproximadamente 52% dos incrementos).

A variação da área de aço teve pouca influência na distribuição de tensões das armaduras, no entanto os valores máximos foram divergentes. Ao aumentar a taxa de armadura, a máxima tensão obtida foi menor em todos os casos analisados, com os tirantes mais solicitados em blocos com menores taxas de armadura, no entanto em nenhum dos casos é atingido o patamar de escoamento.

**Figura 6.13 - Tensões na armadura principal do bloco- Série BP1**

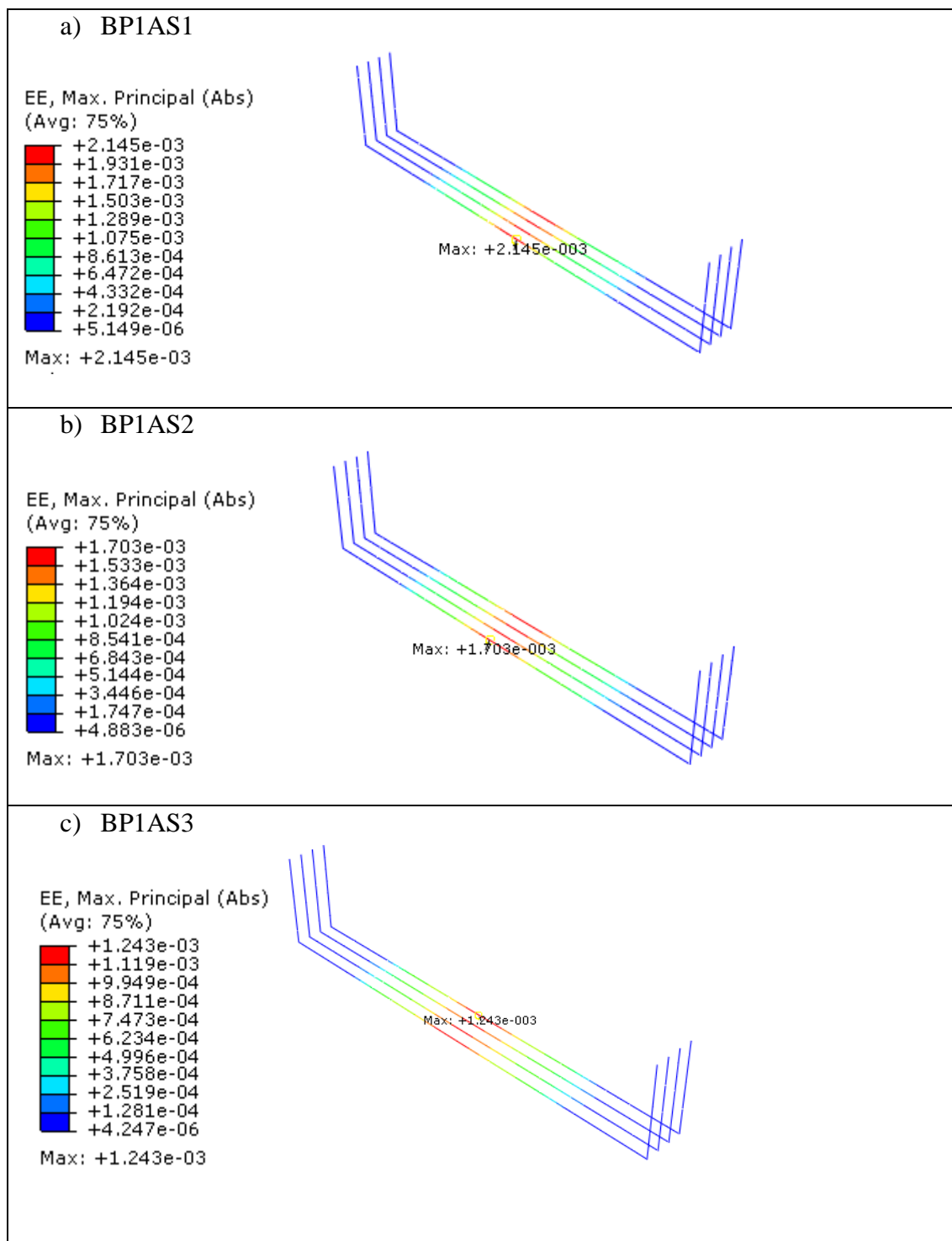


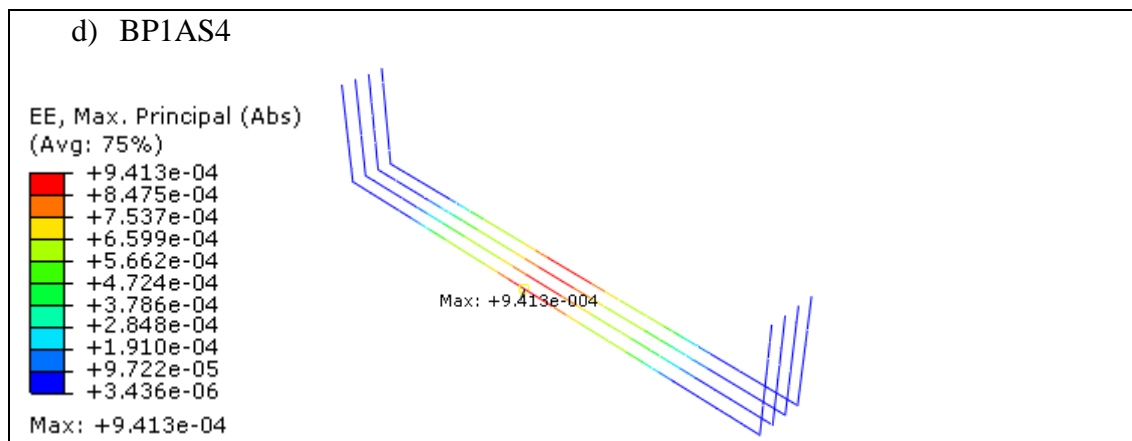
Fonte: Autor (2023)

### 6.1.5 Deformação da armadura principal

As deformações na armadura principal do bloco são mostradas na Figura 6.14, considerando a força de convergência, ou seja, aproximadamente 52% dos incrementos.

**Figura 6.14 - Deformações na armadura principal do bloco para força de convergência - Série BP1**



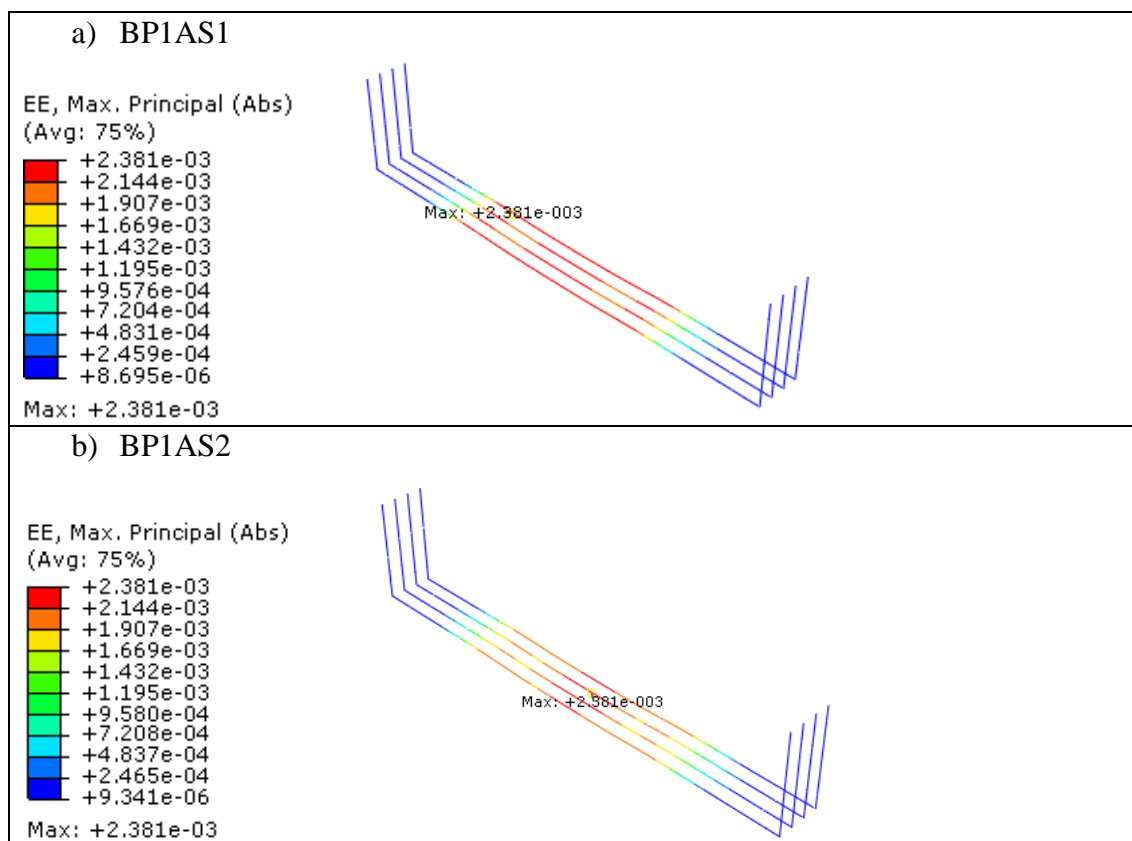


Fonte: Autor (2023)

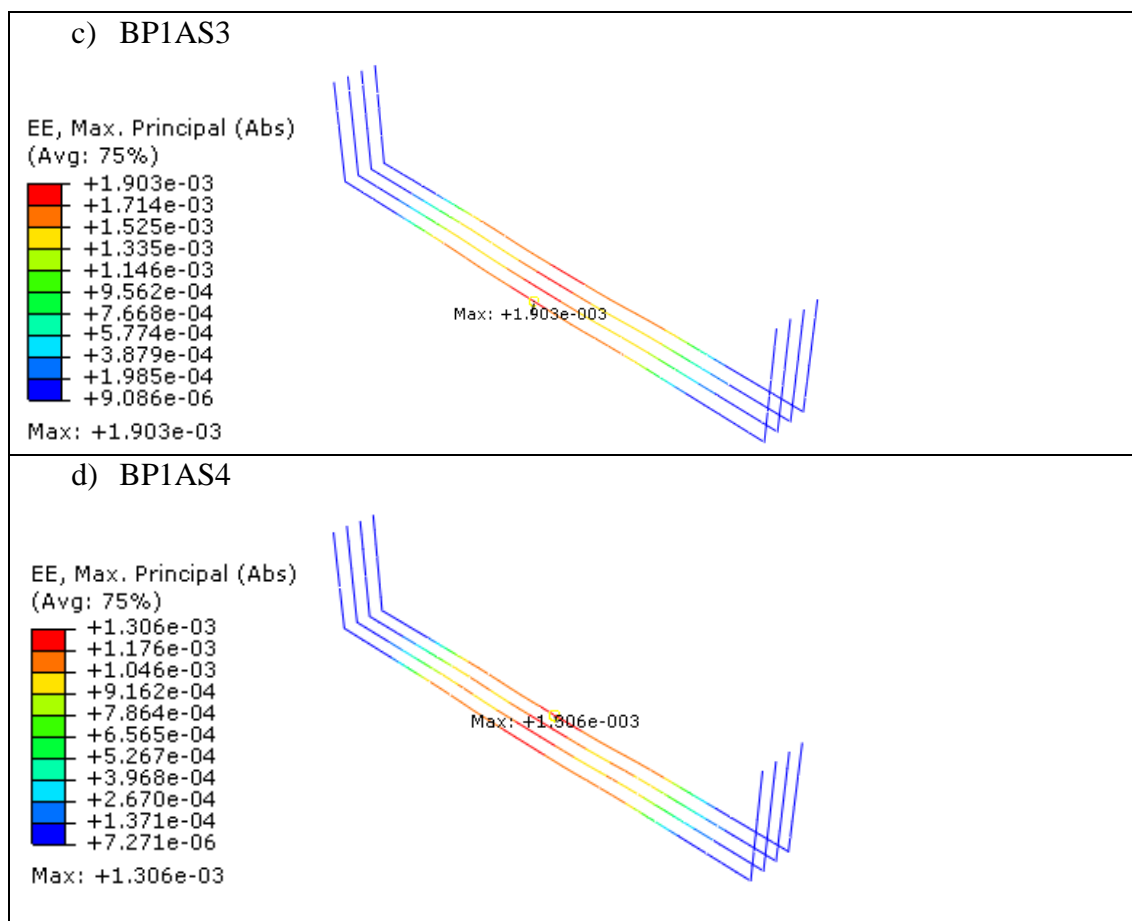
A partir do exposto na Figura 6.14, observou-se que as regiões centrais da barra apresentaram maiores valores de deformação, enquanto nas extremidades as deformações foram menores. Para blocos com área de aço maior as deformações foram menores, se comparados a blocos com área menor.

As deformações na armadura principal do bloco após aplicação total dos deslocamentos podem ser analisadas a partir da Figura 6.15. Da mesma forma, para blocos com área de aço maior as deformações foram menores, se comparados a blocos com área menor.

**Figura 6.15 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP1**







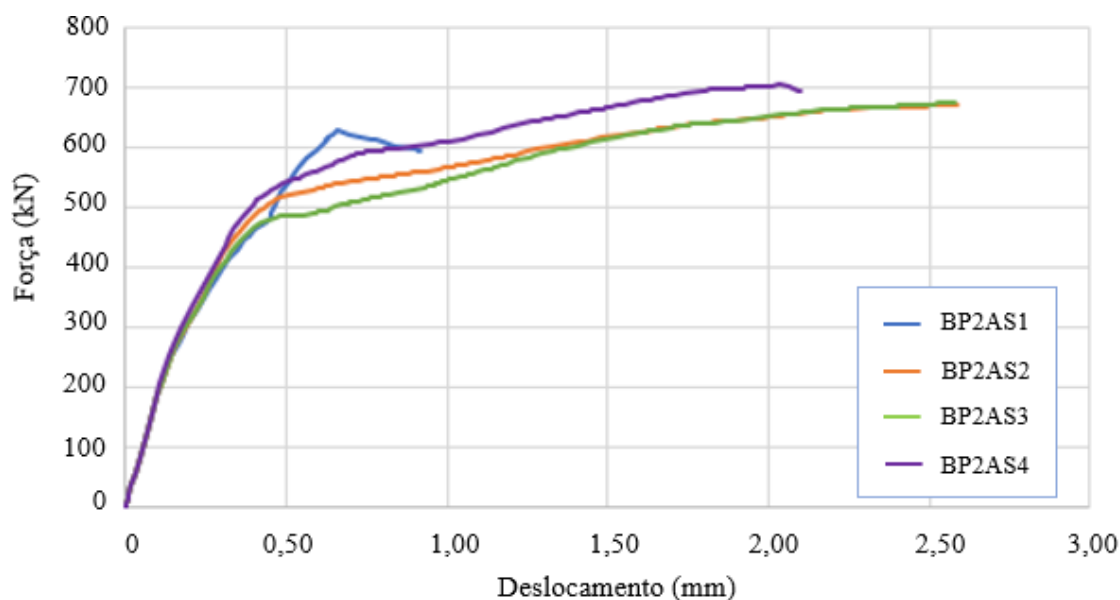
Fonte: Autor (2023)

## 6.2 Série BP2

Nos modelos da série BP2 foi alterada a posição do pilar para  $L/3$  (excentricidade igual a  $L/6$ ), com as demais configurações constantes. Neste item são apresentados os principais resultados para os blocos BP2AS1, BP2AS2, BP2AS3 e BP2AS4.

### 6.2.1 Força-deslocamento

As curvas força-deslocamento para os modelos da série BP2 são mostrados na Figura 6.16. Assim como nos blocos da Série BP1, as forças foram obtidas no topo do pilar e os deslocamentos na face inferior do bloco.

**Figura 6.16 - Força-deslocamento - Série BP2**

Fonte: Autor (2023)

A simulação do modelo BP2AS1 não foi completa, uma vez que ao atingir cerca de 60% da aplicação de incrementos, foi abortado. De qualquer modo, os resultados parciais foram apresentados para a comparação.

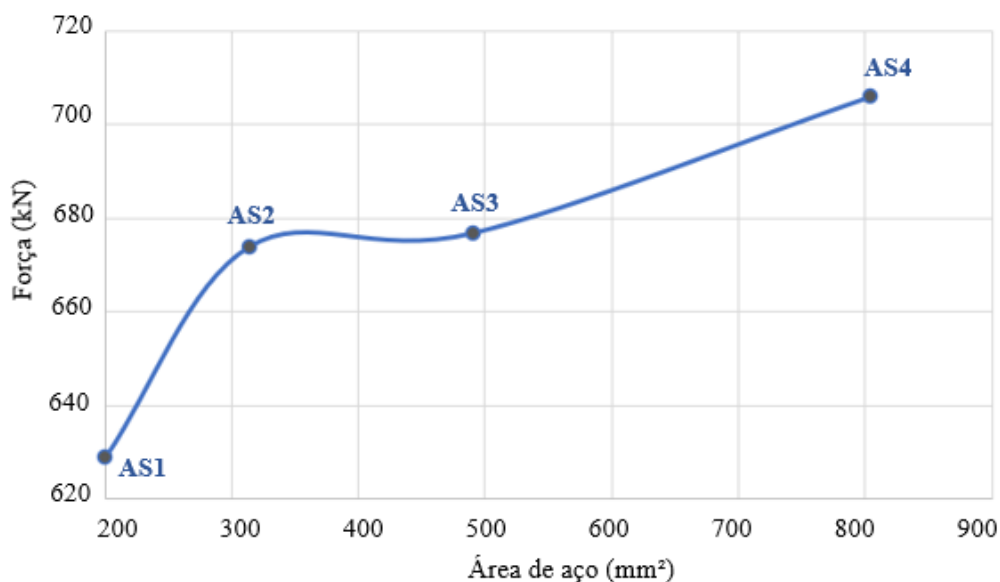
A força máxima obtida para os modelos da Série BP2, considerando a variação do diâmetro da armadura principal, é mostrada na Tabela 6.2. A menor força foi obtida para o modelo com diâmetro de 8 mm, o BP2AS1, e a maior força para o modelo com diâmetro de 16 mm, o BP2AS4.

**Tabela 6.2 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP2**

Modelo	Diâmetro da armadura principal do bloco (mm)	Força de convergência (kN)
BP2AS1	8	628,93
BP2AS2	10	673,84
BP2AS3	12,5	676,80
BP2AS4	16	804,25

Fonte: Autor (2023)

A relação entre área de aço da armadura e força de convergência é apresentada na Figura 6.17.

**Figura 6.17 - Relação entre força e área de aço - Série BP2**

Fonte: Autor (2023)

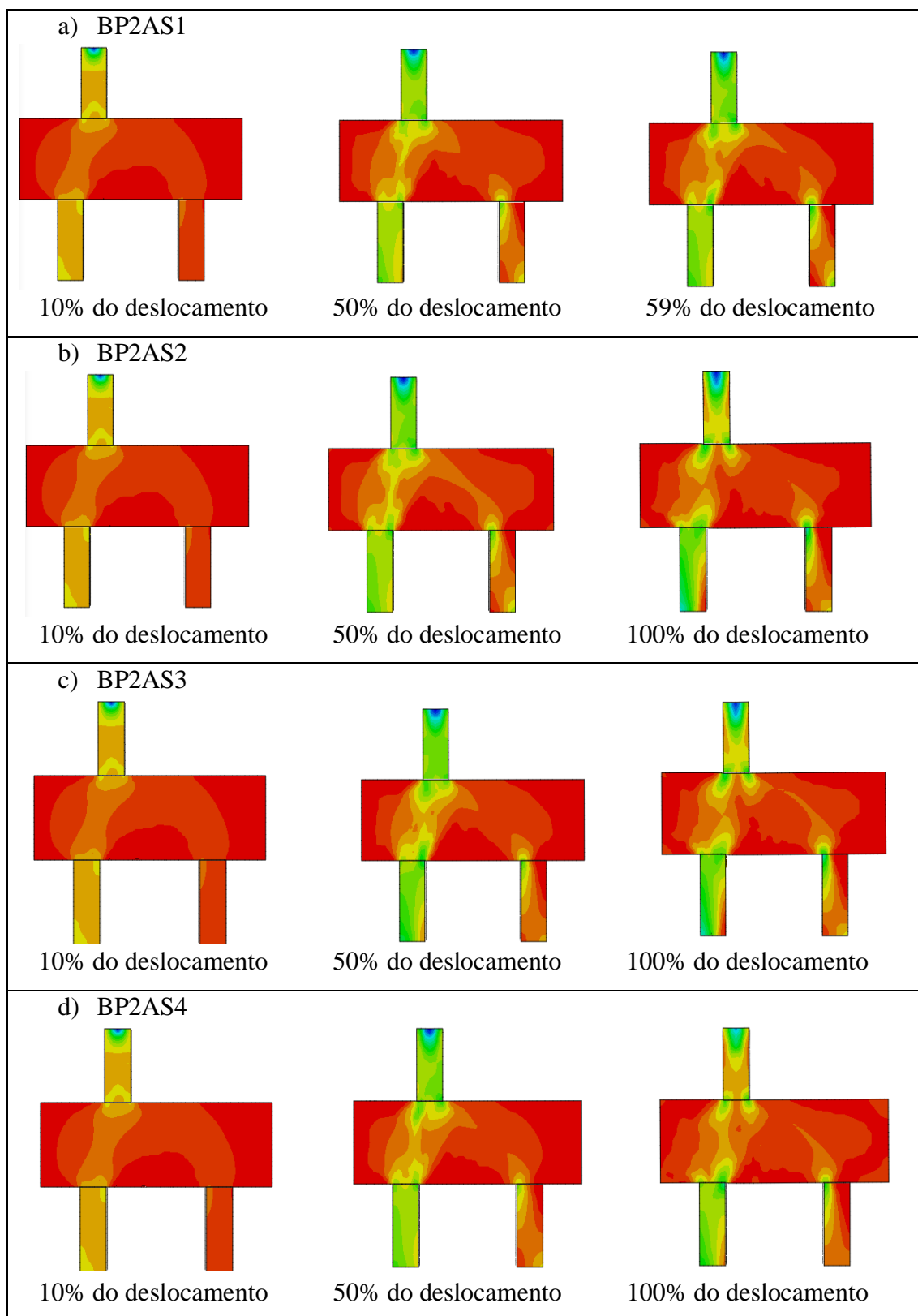
### 6.2.2 Campos de tensões principais

Os campos de tensões principais são apresentados na Figura 6.18, e para melhor visualização da formação das bielas de compressão, foi realizado um corte conforme detalhado anteriormente no item 6.1.2.

A distribuição de tensões se manteve semelhante em todos os modelos da série BP2. As regiões com maiores tensões de tração são caracterizadas pela cor vermelha e as maiores tensões de compressão pela cor azul.

Os modelos dessa série são caracterizados pela excentricidade dos pilares, sendo assim, o modelo de treliças conhecido foi alterado devido a carga não estar aplicada no centro do bloco. A estaca mais próxima do pilar foi mais solicitada que a estaca mais distante, e isso é observado pela formação da biela. Nota-se que a região nodal acima de uma das estacas possui tensão de compressão maior que na outra estaca.

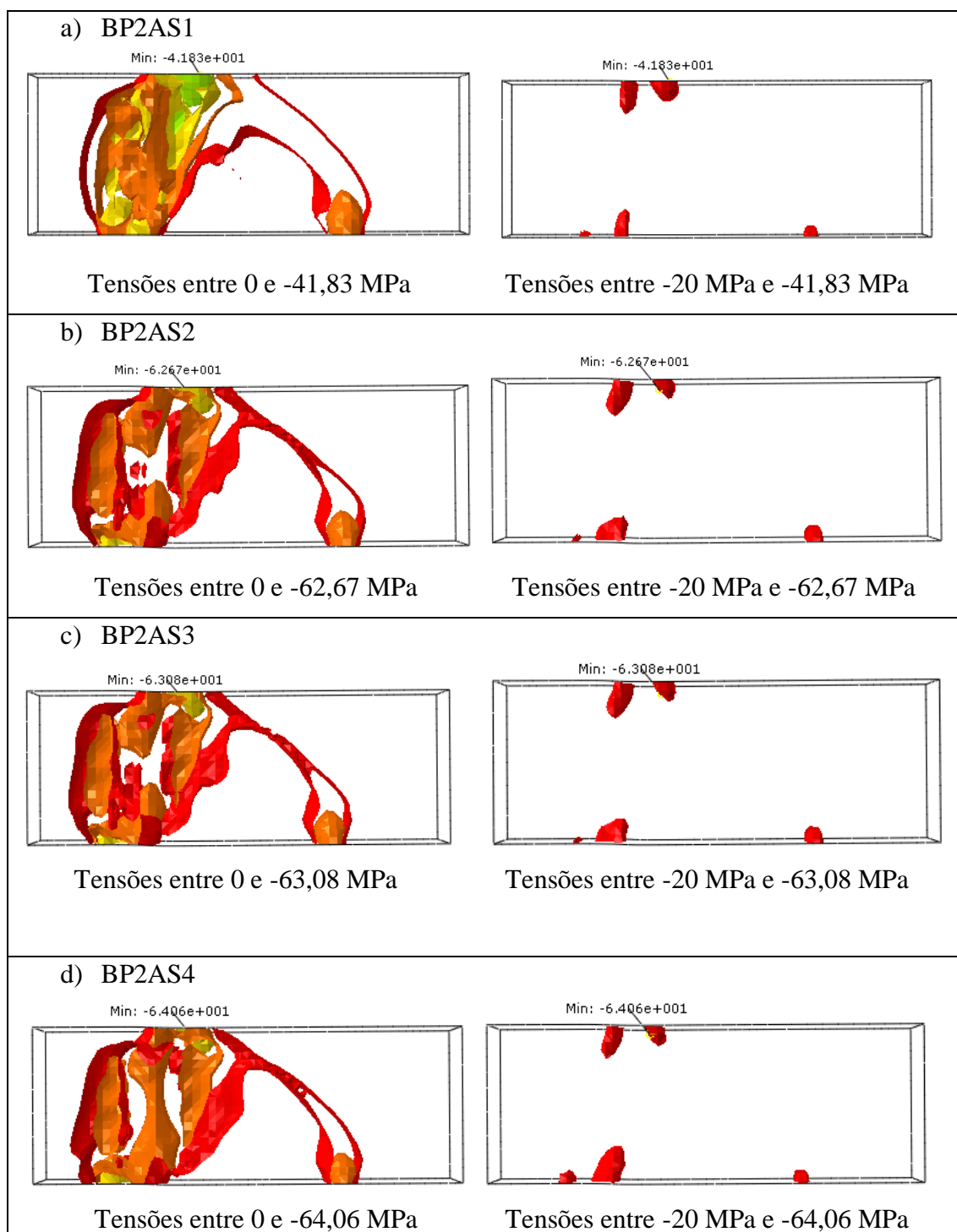
Com a incrementação de forças, observou-se a formação de regiões de compressão entre o pilar e as estacas, as denominadas bielas. Estas se expandiram ao aumentar os incrementos. A região central do bloco, na face inferior, é caracterizada por tensões de tração (tirante).

**Figura 6.18 - Campos de tensões principais - Série BP2**

Fonte: Autor (2023)

As tensões no bloco foram limitadas para possibilitar a análise das máximas tensões nas regiões nodais, sendo mostradas na Figura 6.19. As tensões são apresentadas para o último incremento de carga, exceto para o BP2AS1.

**Figura 6.19 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP2**



Fonte: Autor (2023)

Na primeira imagem, as tensões principais foram limitadas entre zero e o valor máximo, para visualizar apenas as regiões comprimidas. Na segunda imagem tem-se uma limitação ainda maior das tensões de compressão, entre 20 MPa e tensão máxima, e observa-se apenas as maiores tensões de compressão, compreendidas nas regiões nodais. Novamente, verificou-se que as maiores tensões se desenvolveram na região nodal superior. Nas regiões nodais inferiores, as máximas tensões de compressão também apresentaram valores próximos.

O aumento da área de aço não influenciou significativamente na distribuição de tensões do concreto e no modelo de escoras e tirantes, conforme esperado. No entanto, as máximas tensões verificadas nos modelos foram diferentes.

### **6.2.3 Dano no concreto**

A evolução do dano à compressão e à tração no concreto são apresentadas nas Figuras 6.20 e 6.21, respectivamente.

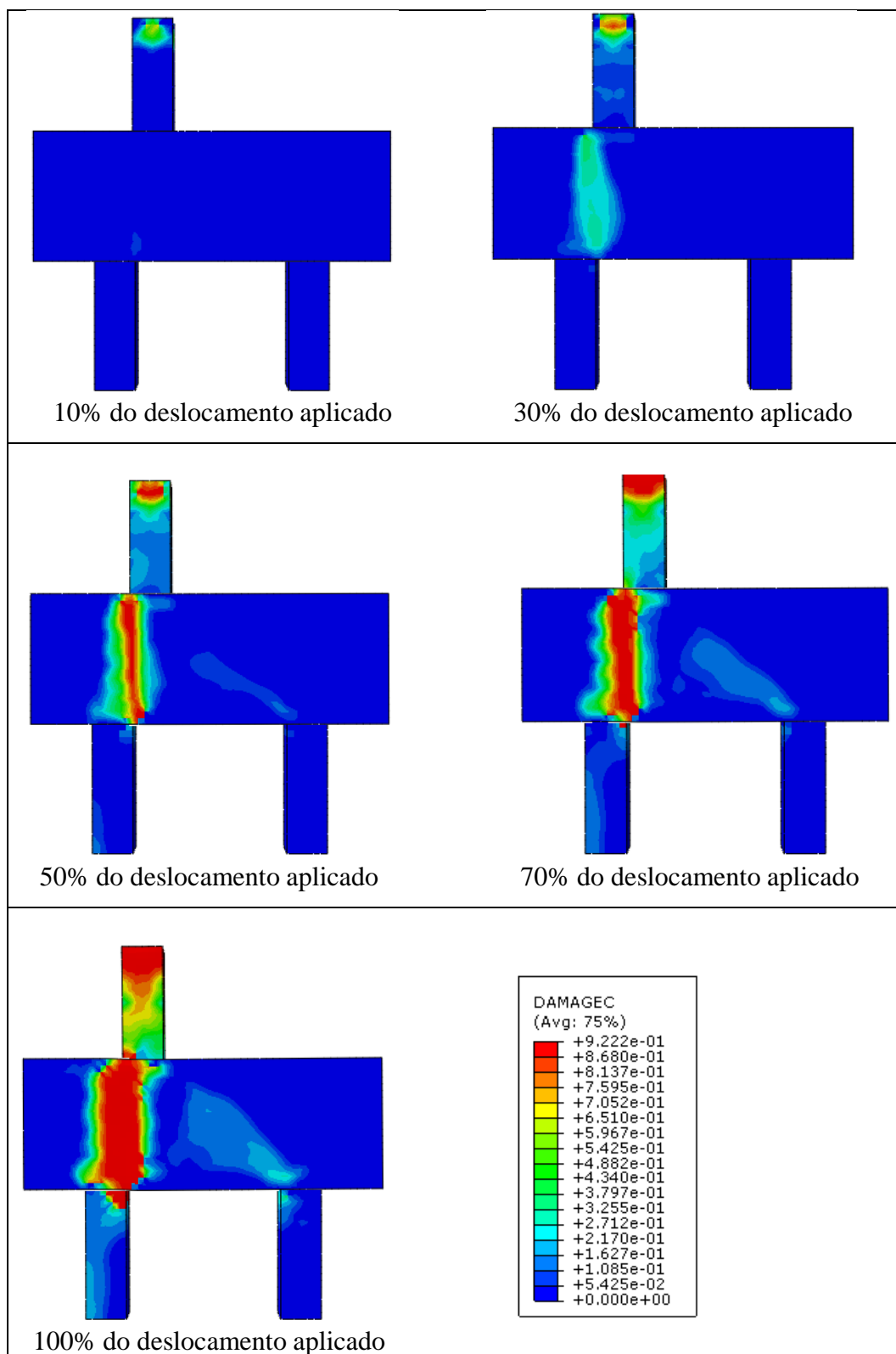
Na Figura 6.20, observou-se que no topo do pilar há uma concentração de tensões de compressão onde surge o dano do concreto desde os primeiros incrementos, já que a carga foi aplicada de forma pontual no centro do pilar. Nas imagens, as regiões em vermelho apresentam maior percentual de danificação.

No bloco de fundação, o esmagamento do concreto surgiu inicialmente na região inferior da estrutura, localizado próximo à estaca mais solicitada. Com a incrementação dos deslocamentos, observou-se que essa região de danificação foi delimitada na posição onde encontra-se a biela. Somente com a aplicação de 50% do deslocamento no topo do pilar é que se consegue notar a fissuração na região da formação da biela referente à estaca mais afastada.

Na Figura 6.21 é possível observar o bloco de fundação tanto com relação à vista lateral quanto à vista inferior. Observando o panorama de fissuração na tração, nota-se o surgimento de regiões fissuradas na face inferior do bloco e em seguida nas regiões das bielas, sendo dissipadas à medida em que se aumenta os incrementos aplicados.

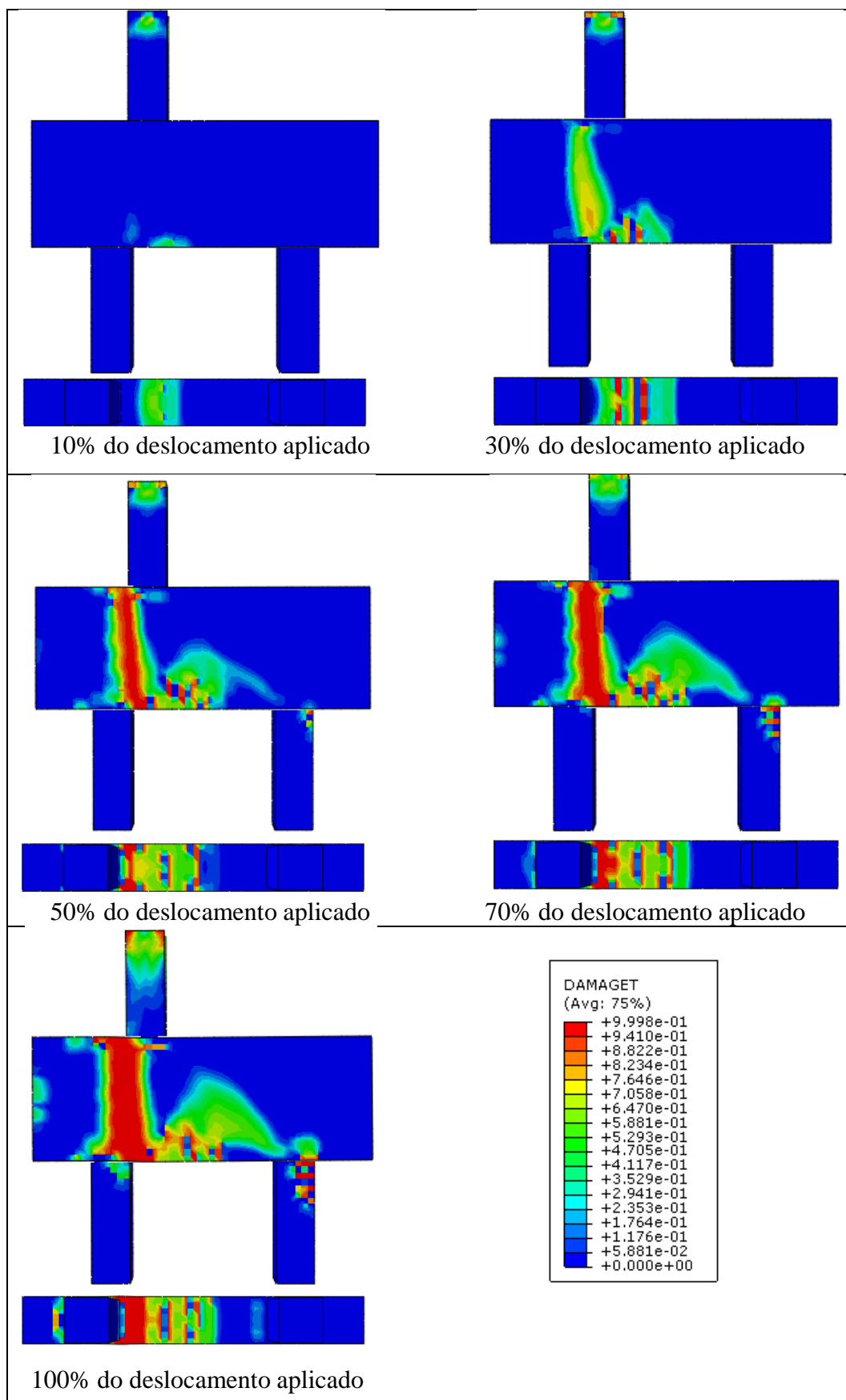
No pilar, observa-se que o dano surge devido à aplicação da carga em seu topo. No entanto, o objetivo é analisar apenas o panorama de dano no bloco sobre estacas. Nas estacas, verifica-se maior dano na estaca mais distante do pilar, visto que é uma região mais solicitada nessa configuração.

Figura 6.20 - Evolução do dano à compressão - Série BP2



Fonte: Autor (2023)

Figura 6.21 - Evolução do dano à tração - Série BP2



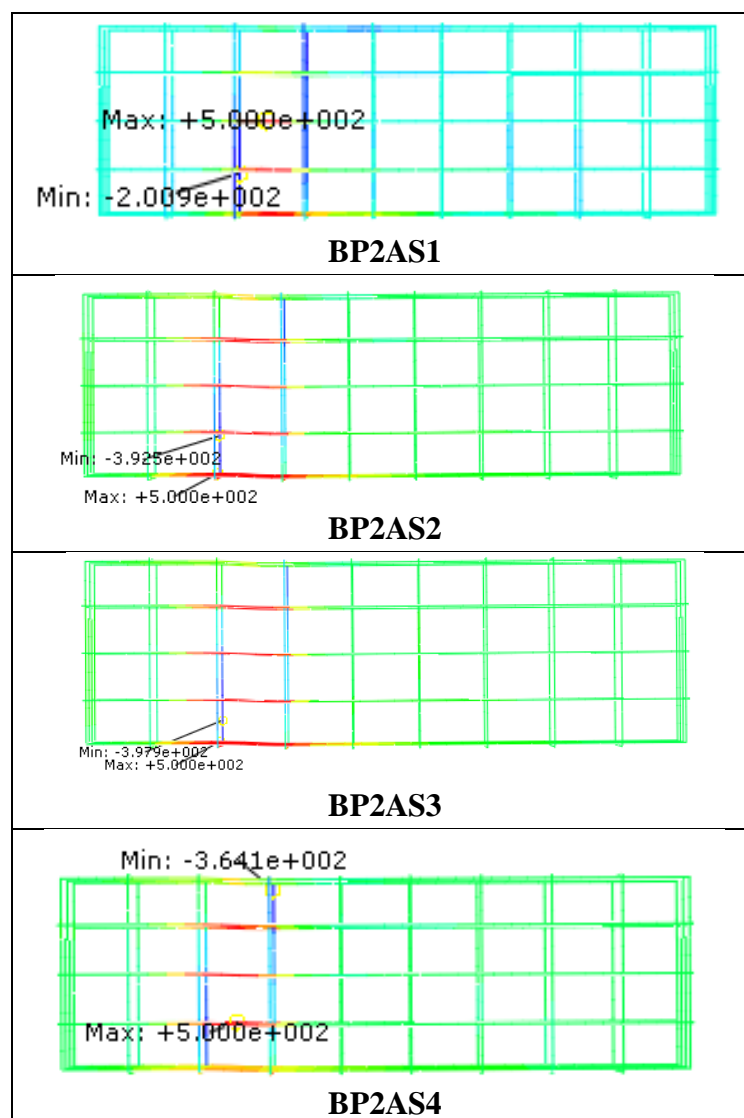
Fonte: Autor (2023)



## 6.2.4 Tensões nas armaduras do bloco

As tensões máximas nas armaduras do bloco da série BP2 são mostradas na Figura 6.22, considerando o total do incremento de deslocamentos aplicados. Nos quatro modelos da Série BP2, a armadura longitudinal do pilar ou da estaca atingiram tensões máximas. Para a visualização das tensões apenas no bloco de fundação, as demais armaduras foram ocultadas.

**Figura 6.22 - Tensões na armadura do bloco- Série BP2**

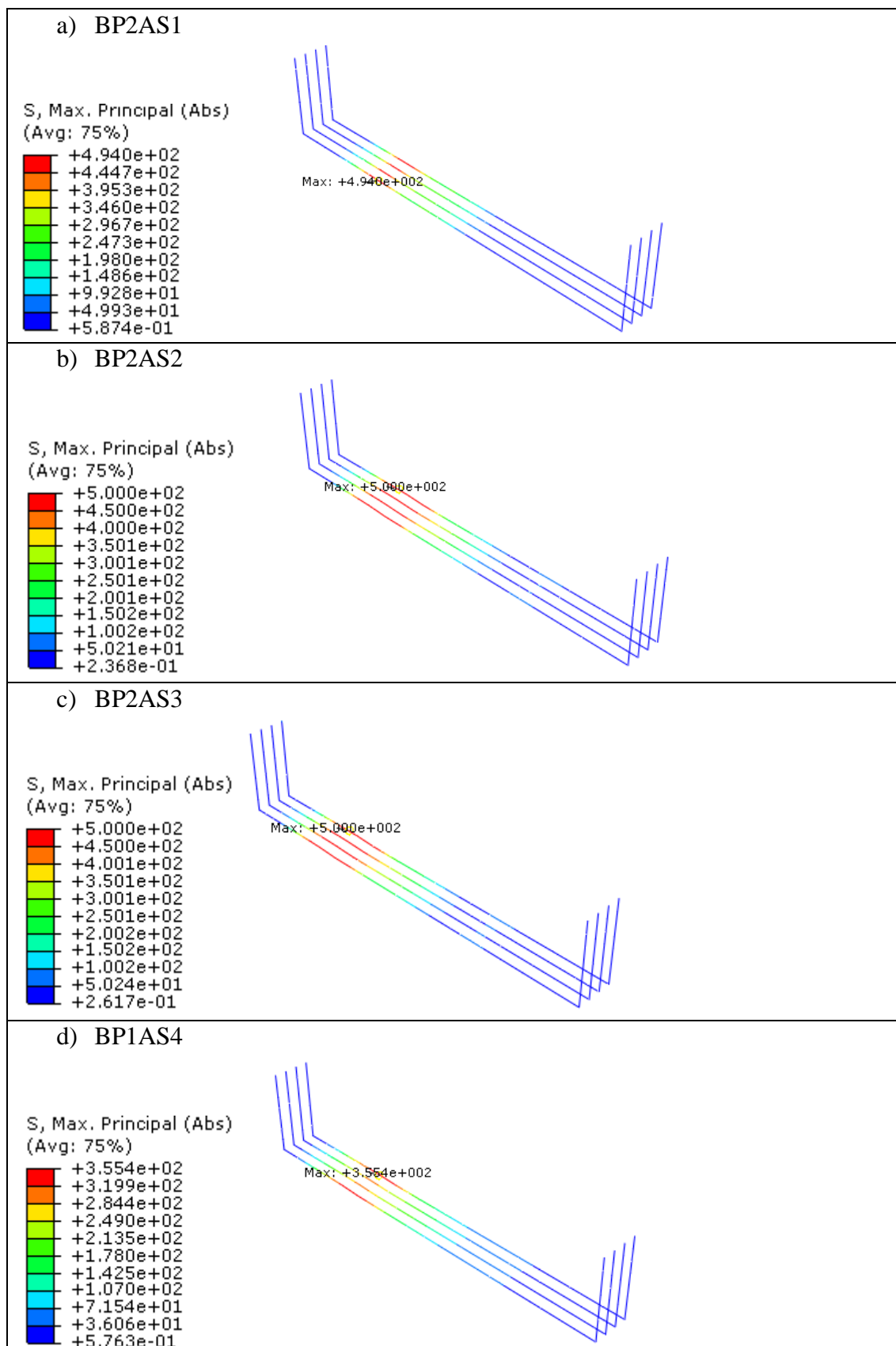


Fonte: Autor (2023)

Nos modelos BP2AS2 e BP2AS3 a máxima tensão de tração foi obtida na armadura principal, e somente no modelo BP2AS4 a armadura mais solicitada à tração foi a dos estribos do bloco. Os estribos verticais posicionados abaixo do pilar foram solicitados à compressão, uma vez que é o local onde encontra-se a biela.

As tensões nas armaduras principais do bloco são apresentadas na Figura 6.23.

**Figura 6.23 - Tensões na armadura principal - Série BP2**



Fonte: Autor (2023)

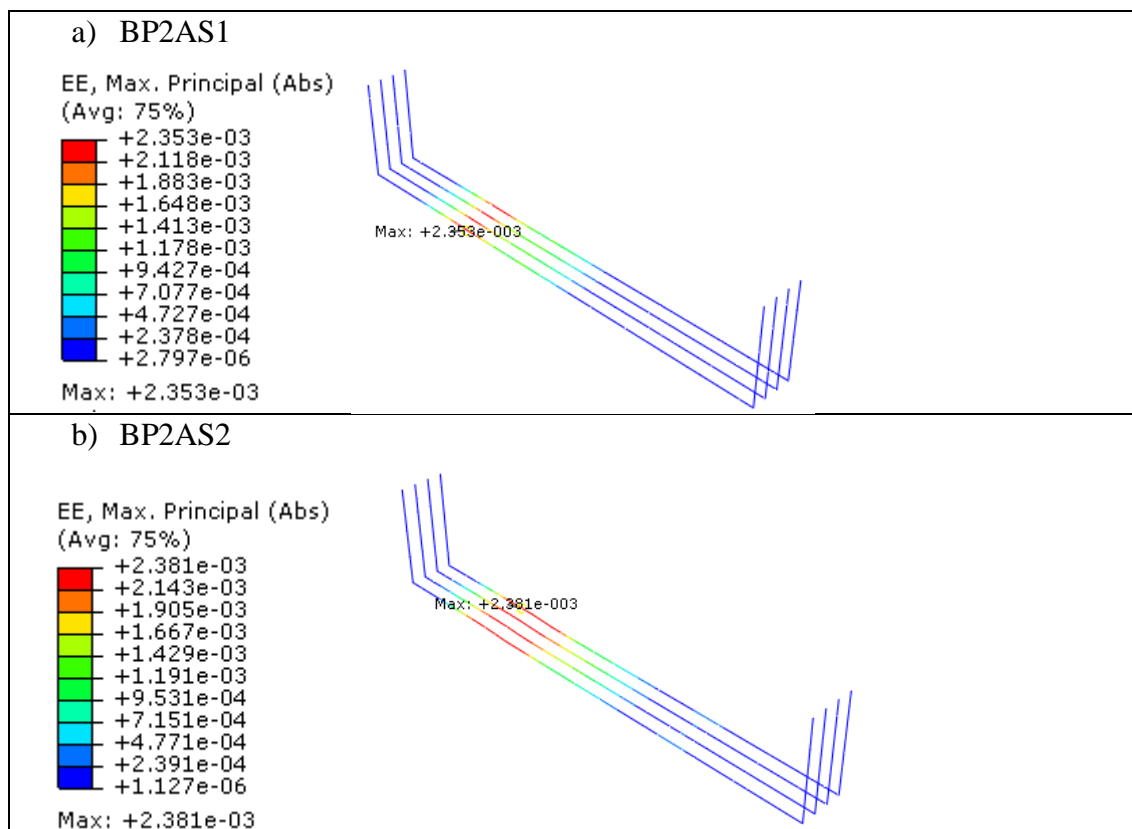
Em todas as situações, notou-se que as quatro barras que constituem a armadura principal se comportaram de forma semelhante. Diferente das observações nos blocos da série BP1, em que as máximas tensões de tração são se concentravam no centro da armadura e diminuem nas extremidades, na série BP2 as máximas tensões se concentram na região abaixo do pilar.

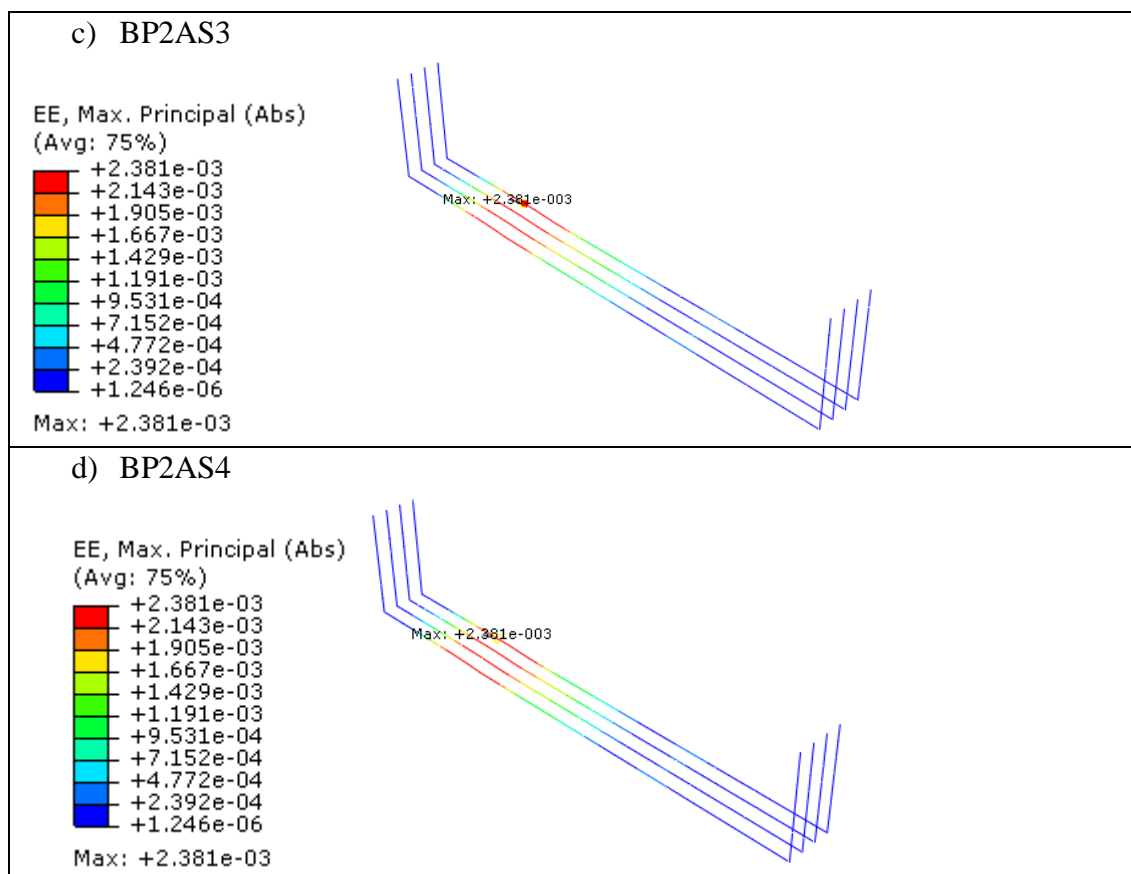
A variação da área de aço teve pouca influência na distribuição de tensões das armaduras, como esperando, no entanto os valores máximos sofreram mudanças. Ao aumentar a taxa de armadura, a máxima tensão atuante variou. Ao aplicar todos os incrementos, observou-se que nos modelos BP2AS1, BP2AS2 e BP1AS3 as armaduras apresentam tensão máxima de 500 MPa, enquanto no BP1AS4 a tensão foi de 355 MPa.

### 6.2.5 Deformação da armadura principal

As deformações na armadura principal do bloco após aplicação total dos deslocamentos podem são apresentadas na Figura 6.24. O padrão das deformações foi semelhante em todos os modelos e com valores próximos. As regiões abaixo da posição do pilar apresentaram maiores deformações.

**Figura 6.24 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP2**





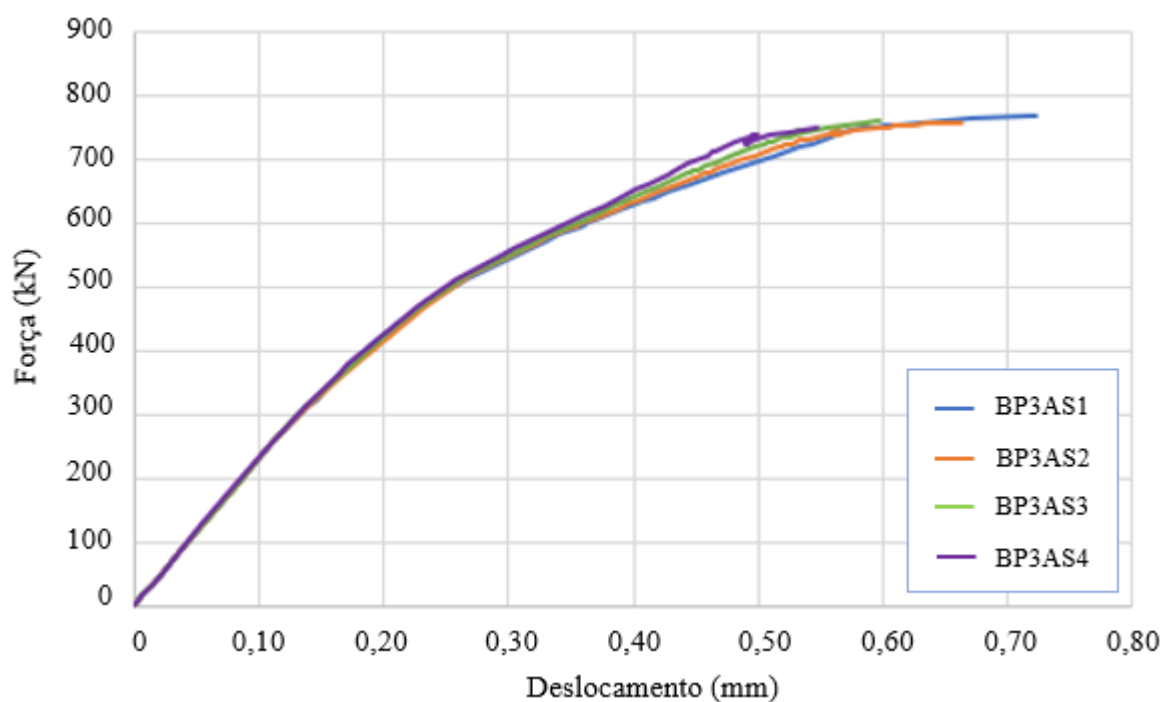
Fonte: Autor (2023)

### 6.3 Série BP3

Neste item são apresentados os principais resultados para os blocos BP3AS1, BP3AS2, BP3AS3 e BP3AS4. Nos modelos da série BP3 foi alterado apenas a posição do pilar para L/4 (excentricidade de L/4).

#### 6.3.1 Força-deslocamento

As curvas força-deslocamento para os modelos da série BP3 são mostrados na Figura 6.25. As forças foram obtidas no topo do pilar, local de aplicação do controle de deslocamento, enquanto os deslocamentos foram obtidos na face inferior do bloco.

**Figura 6.25 - Força-deslocamento - Série BP3**

Fonte: Autor (2023)

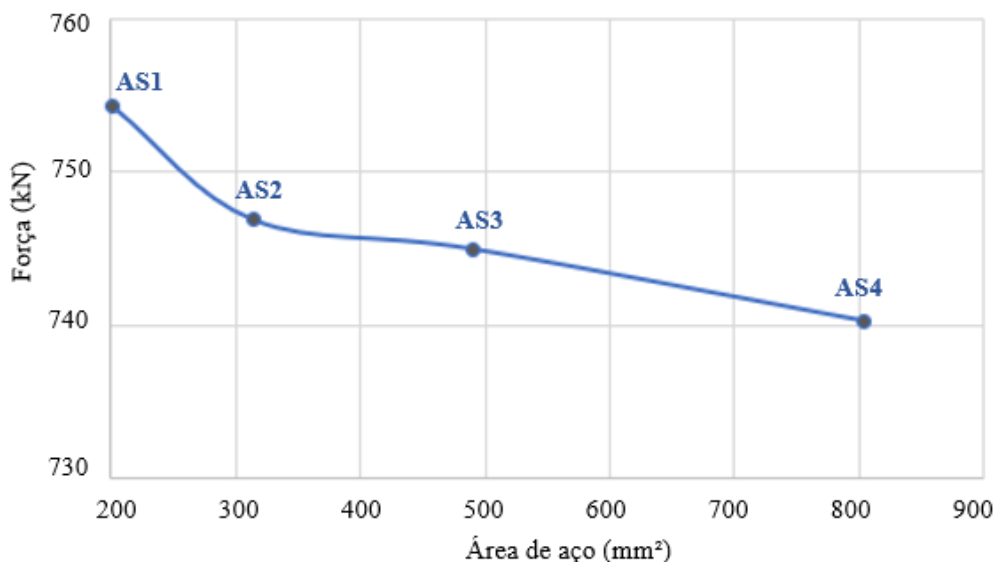
A força de convergência, considerando a variação do diâmetro da armadura principal, é mostrada na Tabela 6.3. A menor força de convergência foi obtida para o bloco BP3AS4 e a maior força de convergência para o bloco BP3AS1.

**Tabela 6.3 - Força de convergência para a variação da área de aço - Série BP3**

Modelo	Diâmetro da armadura principal do bloco (mm)	Força de convergência (kN)
BP3AS1	8	754,20
BP3AS2	10	746,84
BP1AS3	12,5	744,95
BP3AS4	16	740,29

Fonte: Autor (2023)

A relação entre área de aço da armadura e força de convergência é apresentada na Figura 6.26.

**Figura 6.26 - Relação entre força e área de aço - Série BP3**

Fonte: Autor (2023)

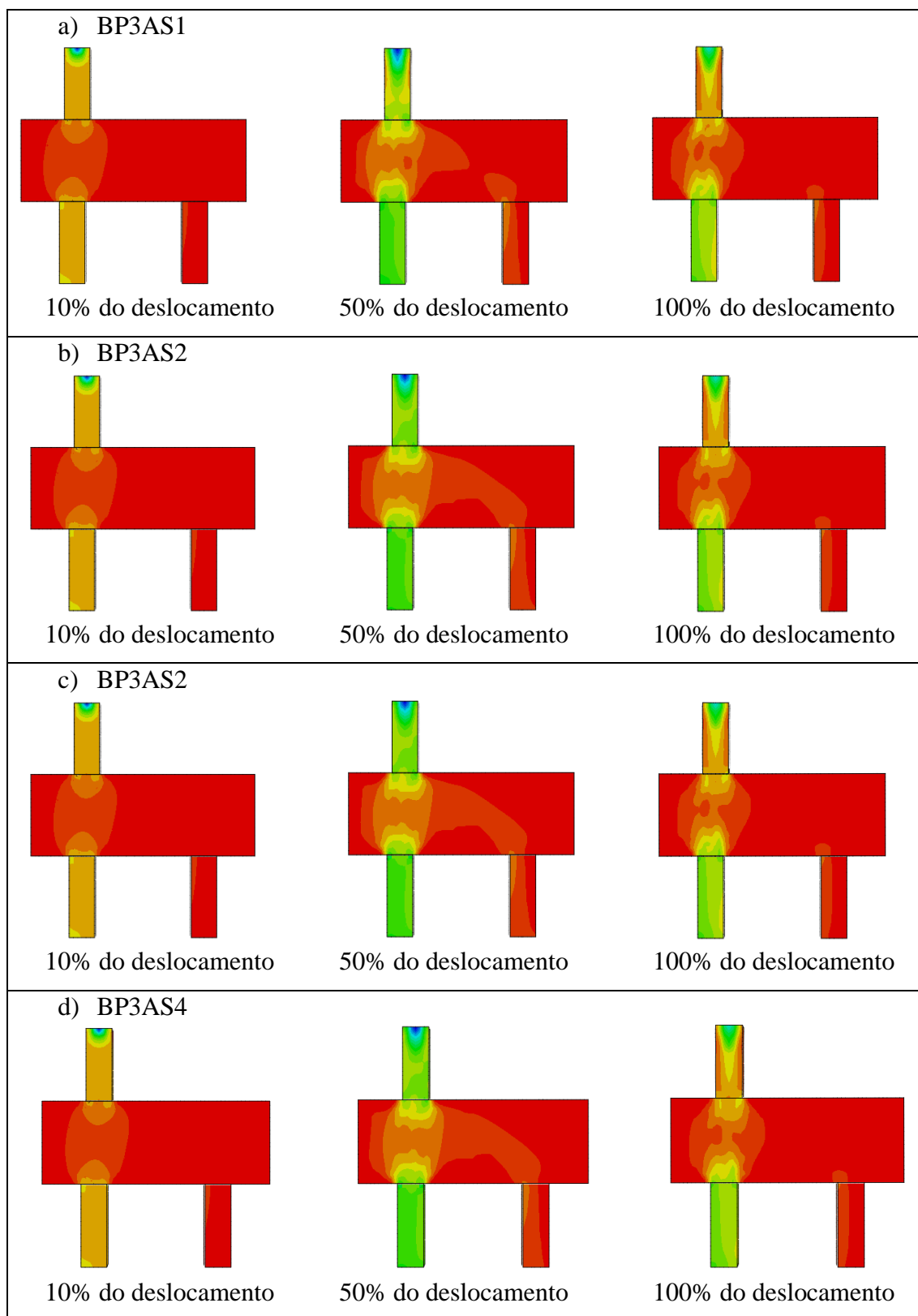
### 6.3.2 Campos de tensões principais

Os campos de tensões principais foram analisados no modelo na posição de corte mostrada no item 6.1.2. A Figura 6.27 apresenta os resultados obtidos, em que as maiores tensões de tração são caracterizadas pela cor vermelha e as maiores tensões de compressão pela cor amarela.

Analisando a distribuição de tensões, notou-se o comportamento se manteve semelhante em todos os modelos e análogo ao apresentado para os blocos da série BP2. A partir da incrementação de forças, observou-se a concentração de tensões de compressão entre o pilar e a estaca mais próxima do pilar, formando a biela.

As regiões nodais podem ser observadas tanto abaixo do pilar quanto acima de uma das estacas. Com metade dos incrementos aplicados, notou-se a formação da segunda biela, em direção à estaca mais distante do pilar e por consequência, menos solicitada aos esforços. A região central do bloco, na parte inferior, é caracterizada por tensões de tração.

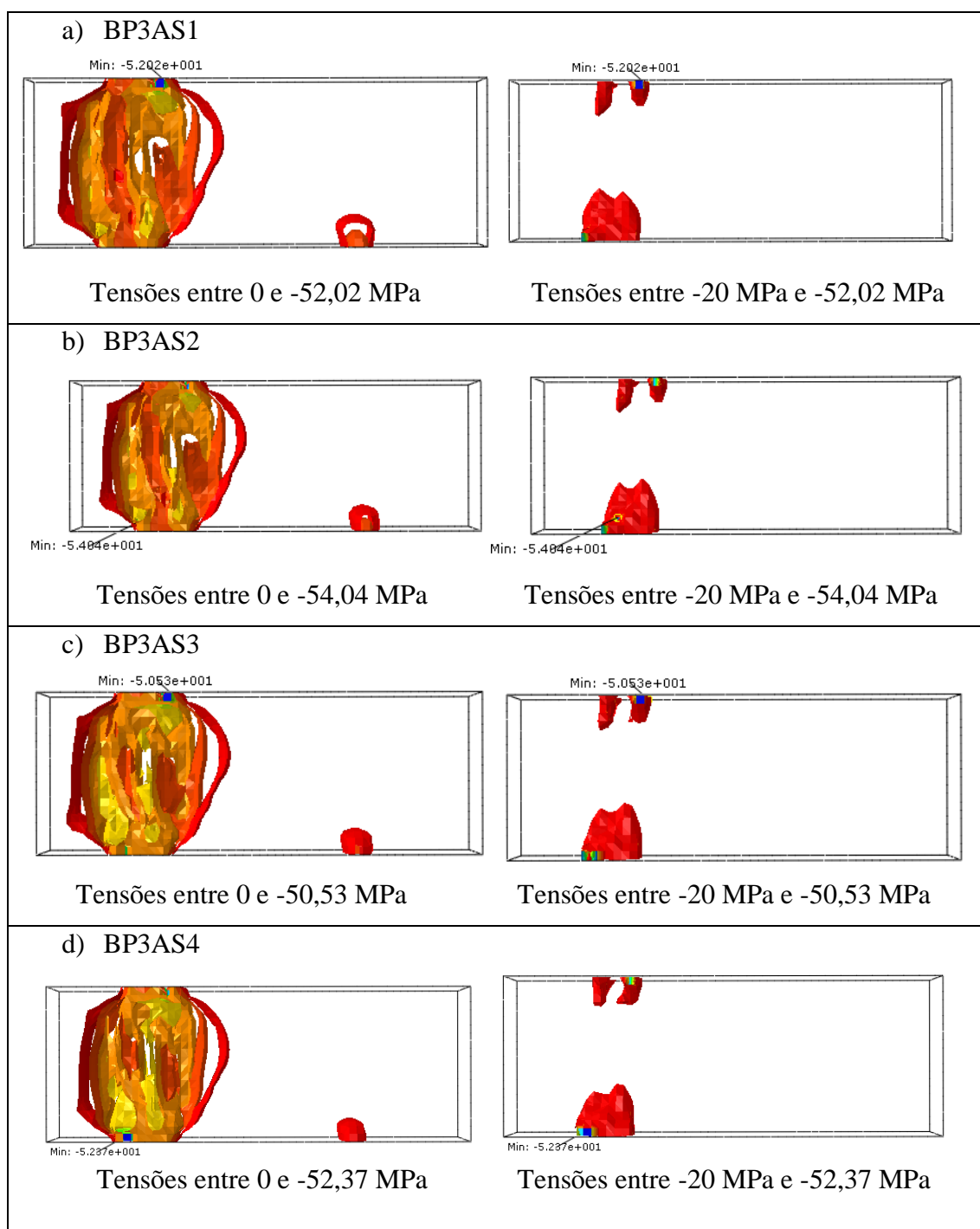
**Figura 6.27 - Campos de tensões principais - Série BP3**



Fonte: Autor (2023)

As tensões no bloco foram limitadas para a visualização das máximas tensões nas regiões nodais (Figura 6.28). As tensões são apresentadas para o último incremento de carga.

**Figura 6.28 - Máximas tensões de compressão nos blocos- Série BP3**



Fonte: Autor (2023)

No bloco à direita, as tensões principais foram limitadas entre zero e o valor máximo, para visualizar apenas as regiões comprimidas. Na segunda imagem tem-se uma limitação ainda

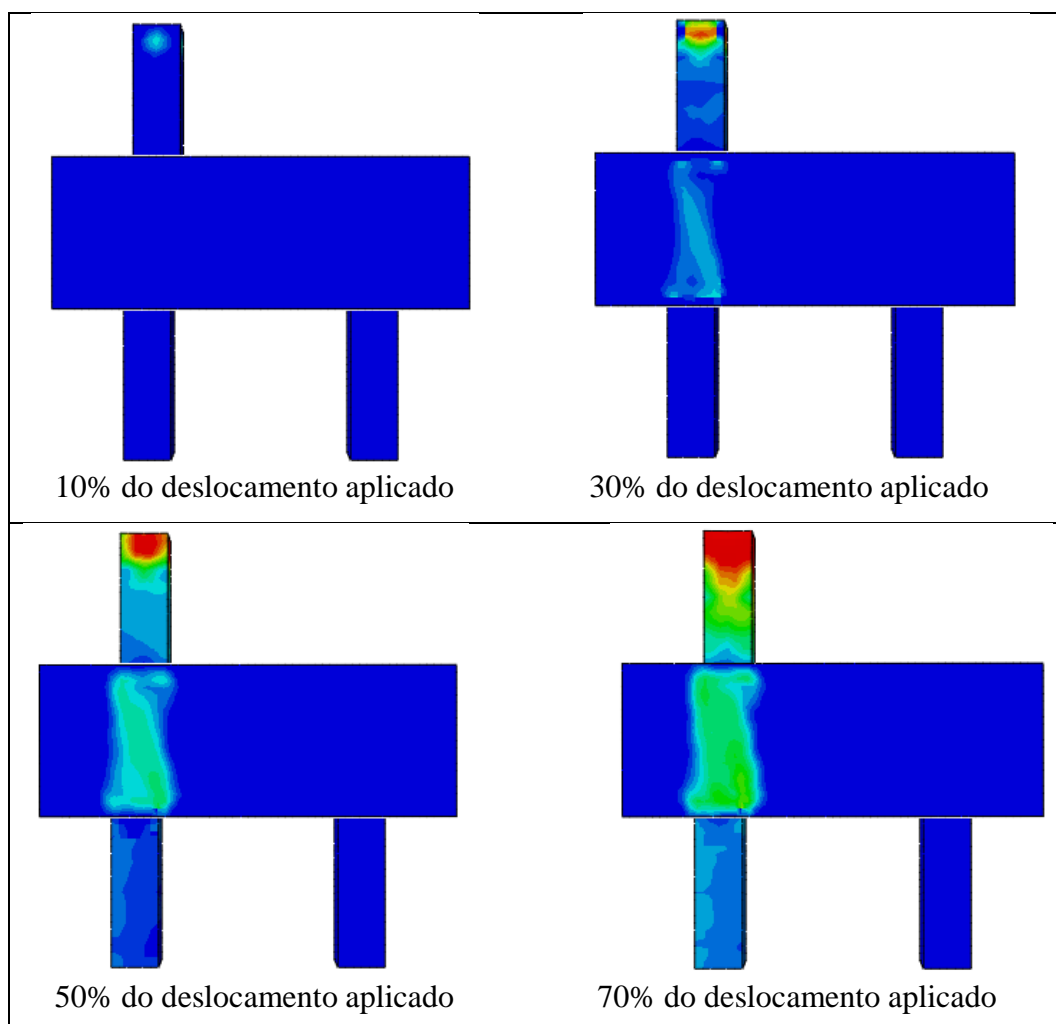


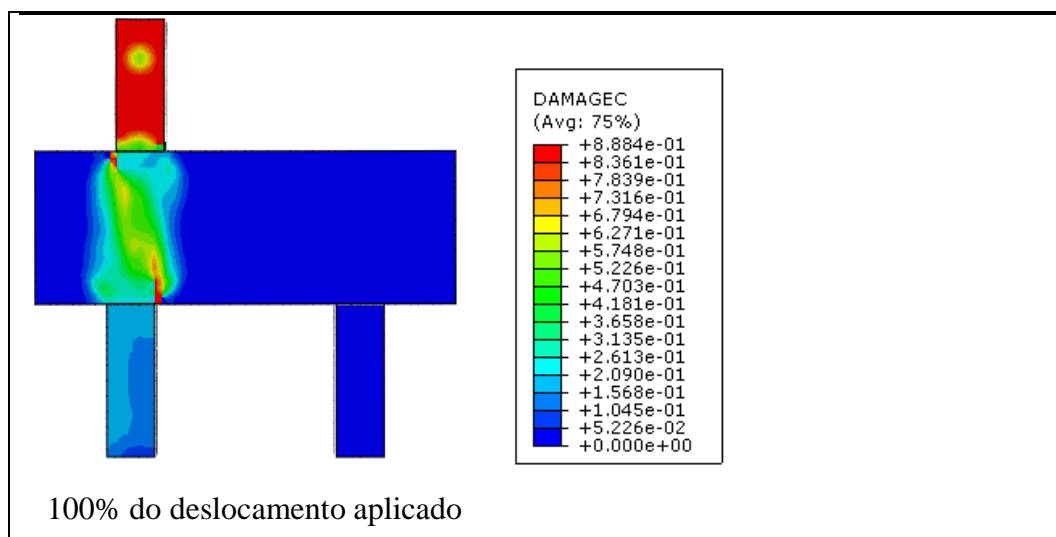
maior das tensões de compressão, entre 20 MPa e tensão máxima, e observa-se apenas as maiores tensões de compressão nas regiões nodais. Diferente dos modelos das séries anteriores, observou-se no BP3AS2 e no BP3AS4 que as maiores tensões estão localizadas na região nodal inferior.

### 6.3.3 Dano no concreto

A evolução do dano à compressão no concreto é apresentada na Figura 6.29. Assim como nos modelos da série BP2, observou-se o dano no bloco submetido tensões de compressão ocorreu, principalmente, na região das bielas. No topo do pilar há uma concentração de tensões de compressão e nota-se a danificação do concreto desde os primeiros incrementos, já que a carga foi aplicada de forma pontual no centro do pilar.

**Figura 6.29 - Evolução do dano à compressão - Série BP3**

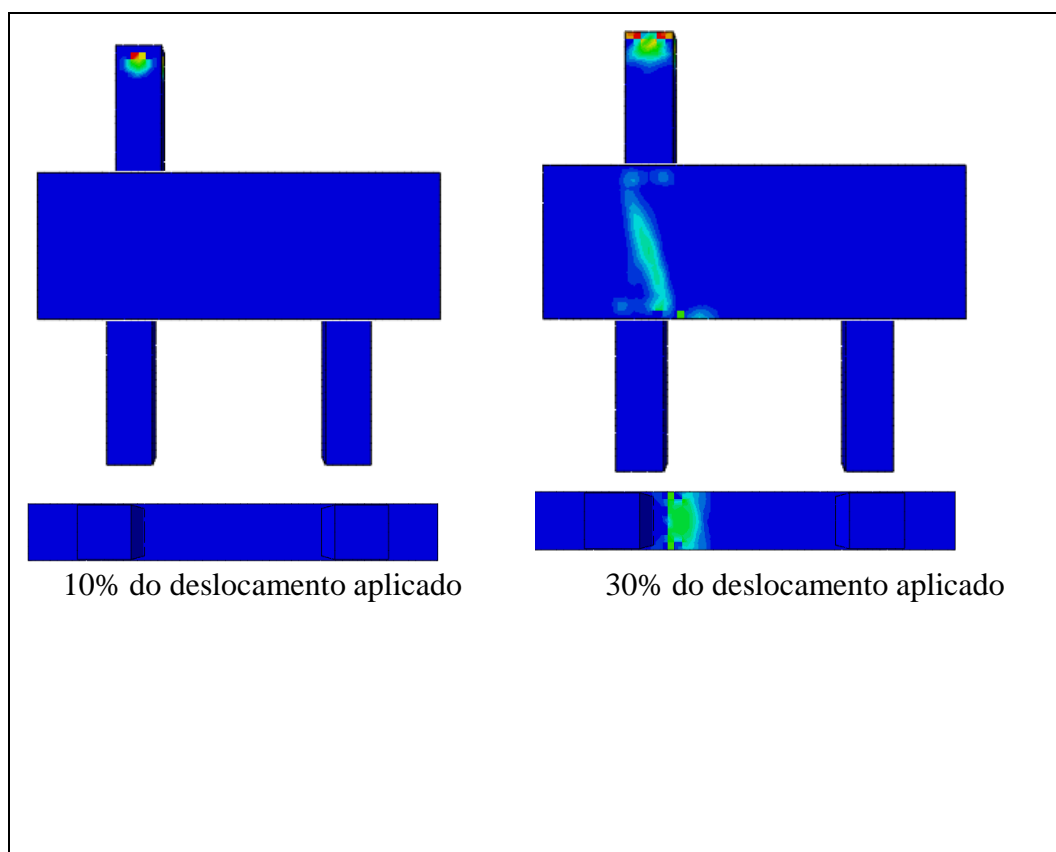


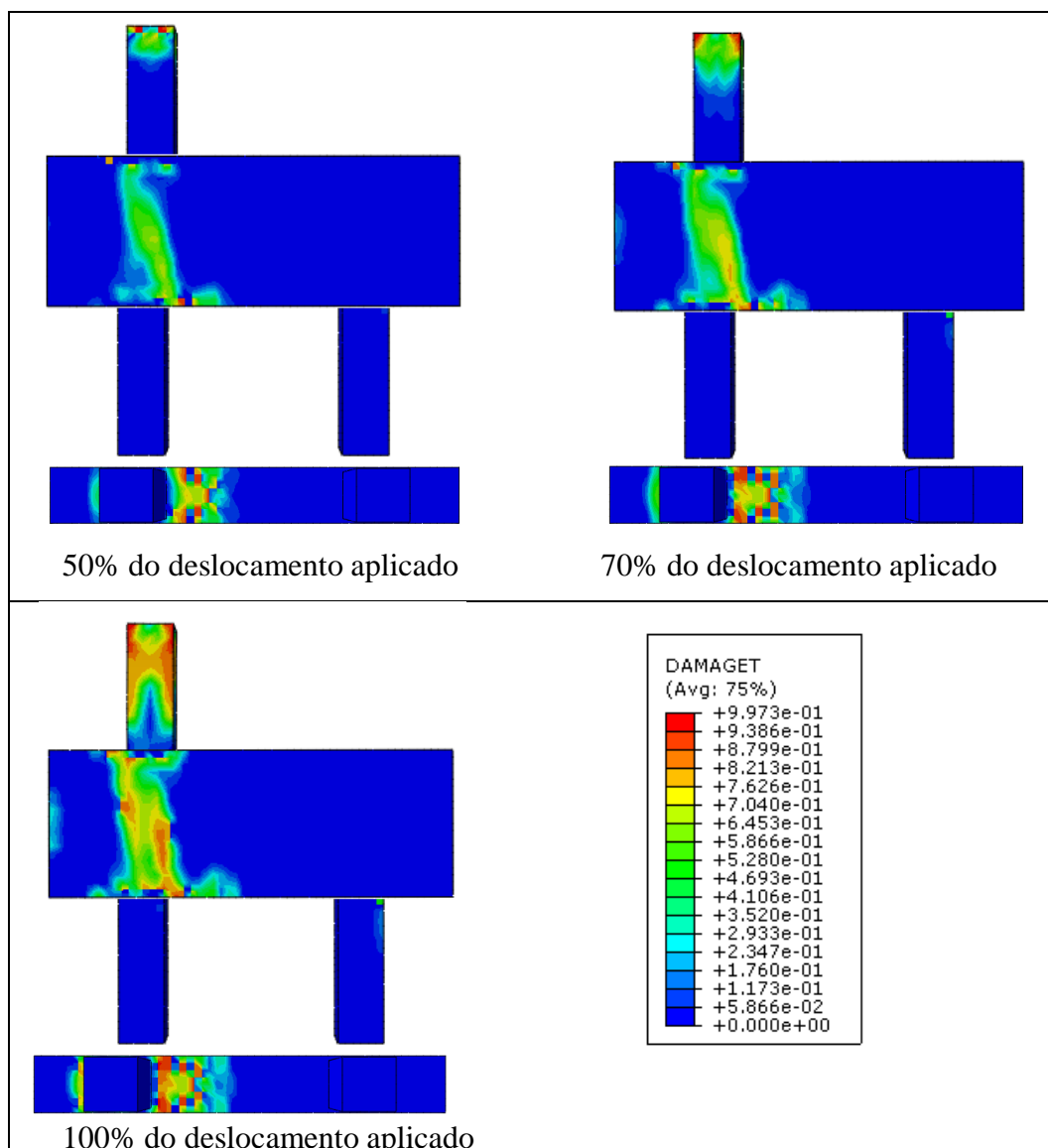


Fonte: Autor (2023)

A Figura 6.30 mostra a evolução do dano à tração no concreto. Ao aplicar incremento de carga de 10%, observou-se apenas a fissuração no pilar, porém ao aumentar os incrementos, surgiram representações de fissuras na parte inferior do bloco e na região das bielas. Dentre as três séries analisadas, essa apresentou a particularidade de que a fissuração foi visualizada apenas em uma biela.

**Figura 6.30 - Evolução do dano à tração - Série BP3**





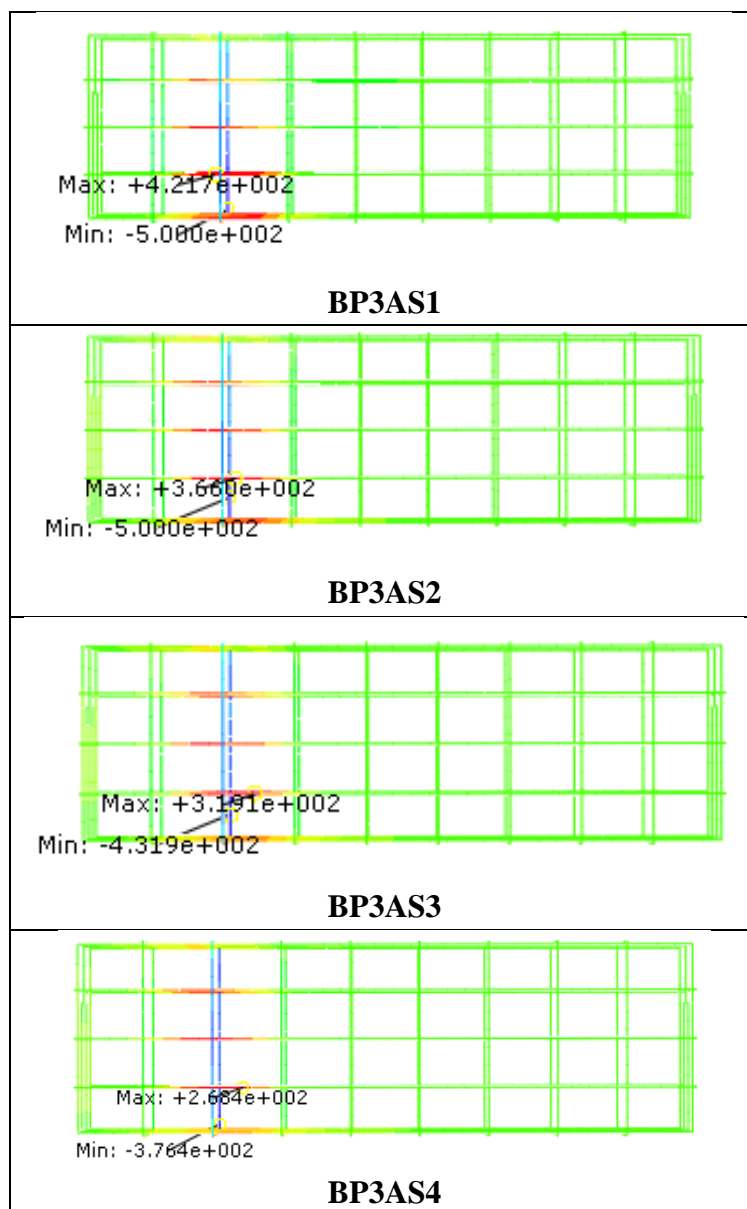
Fonte: Autor (2023)

### 6.3.4 Tensões nas armaduras do bloco

As tensões máximas nas armaduras dos blocos da série BP3 são apresentadas na Figura 6.31, considerando o total do incremento de deslocamentos aplicados. As armaduras do pilar e das estacas foram ocultadas, para melhor visualização da distribuição de tensões nas armaduras do bloco.

Nos modelos BP3AS1 e BP3AS2 a máxima tensão de tração foi obtida na armadura principal. Nos blocos BP3AS3 e BP3AS4 a armadura mais solicitada à tração foi a dos estribos dos blocos.

**Figura 6.31 - Tensões nas armaduras do bloco- Série BP3**

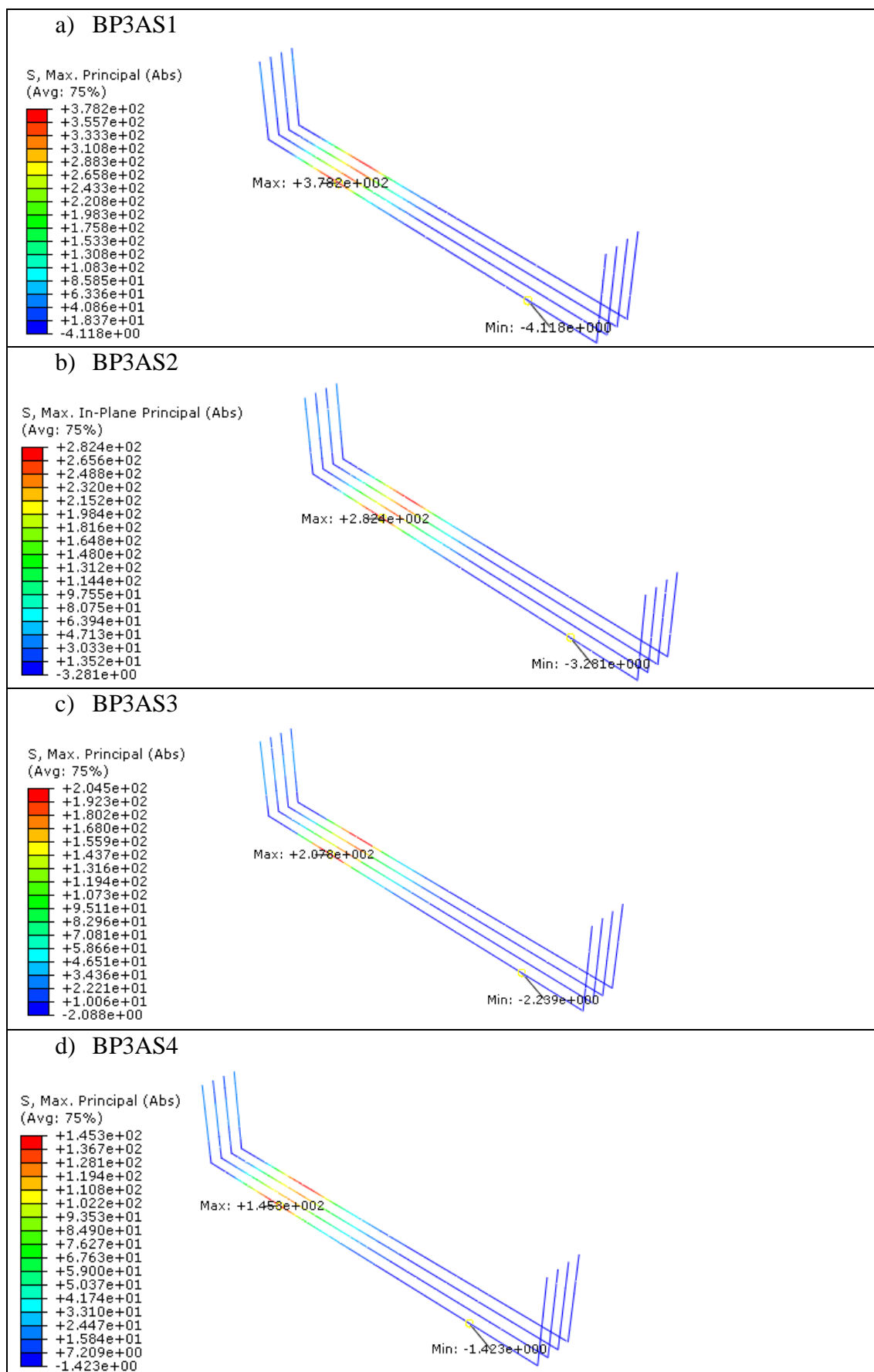


Fonte: Autor (2023)

As tensões nas armaduras principais do bloco são mostradas na Figura 6.32, considerando a variação da área de aço. A obtenção das tensões se deu para os incrementos aplicados em sua totalidade. Em todas as situações apresentadas, as quatro barras que constituem a armadura principal se comportaram de forma semelhante e variação da área de aço teve pouca influência no comportamento da distribuição de tensões nas armaduras.

As máximas tensões foram visualizadas na região abaixo da posição do pilar. Ao aumentar a taxa de armadura, a máxima tensão atuante foi menor em todos os casos analisados, logo os tirantes foram mais solicitados em blocos com menores taxas de armadura.

**Figura 6.32 - Tensões na armadura principal - Série BP3**

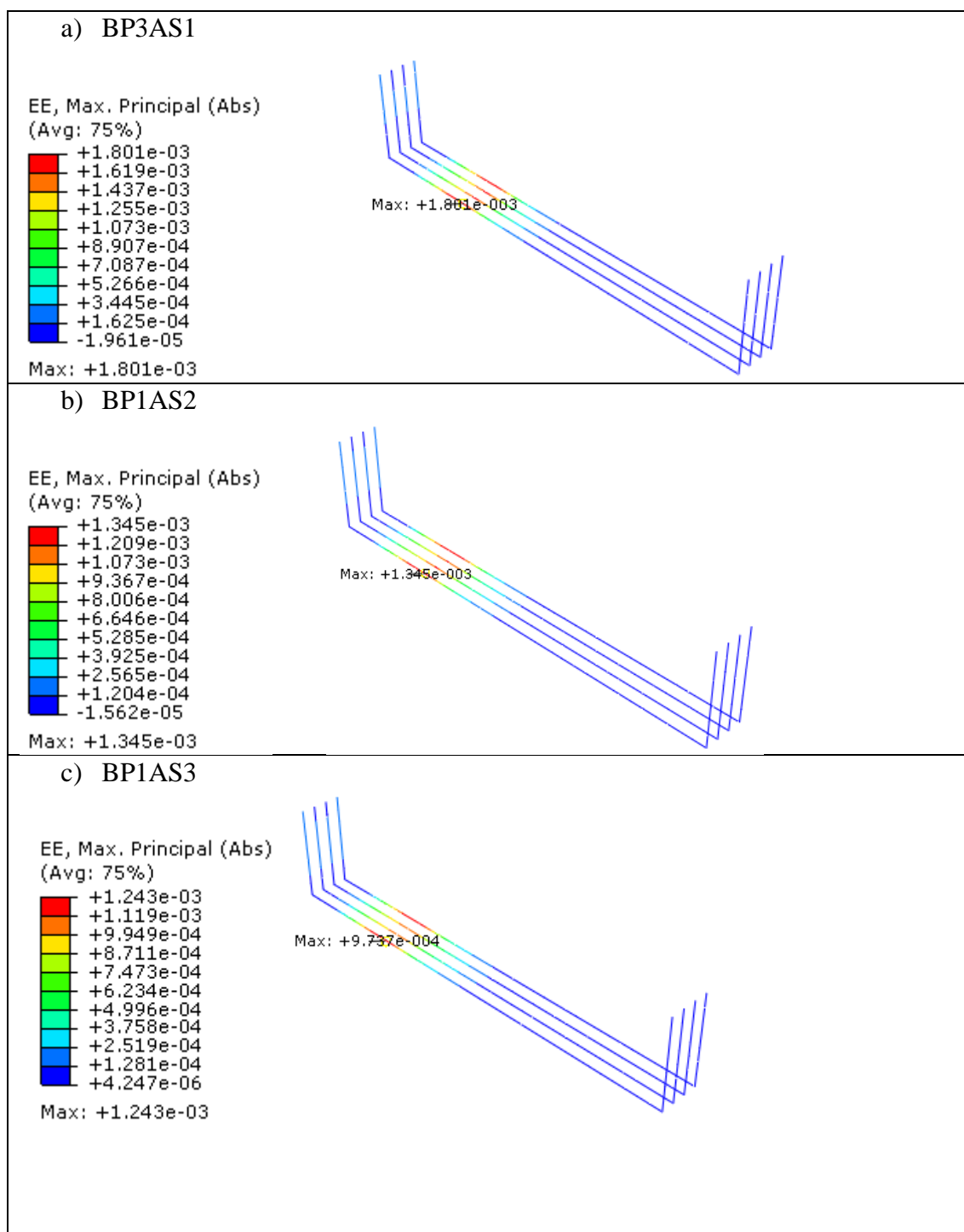


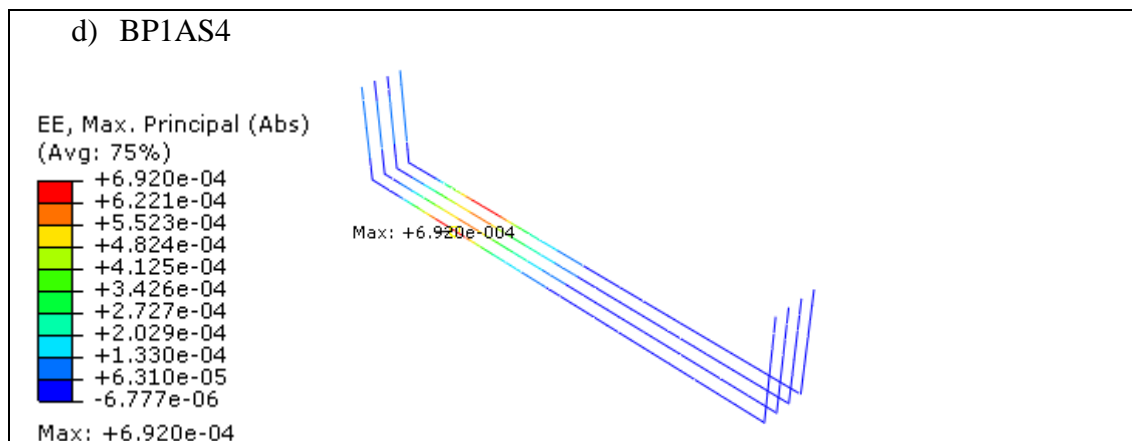
Fonte: Autor (2023)

### 6.3.5 Deformação da armadura principal

As deformações da armadura principal do bloco estão expostas na Figura 6.33, considerando todos os incrementos de carga. As regiões abaixo do pilar apresentaram as maiores faixas de deformação, sendo que nas extremidades as tensões se aproximam de zero.

**Figura 6.33 - Deformações na armadura principal do bloco - Série BP3**





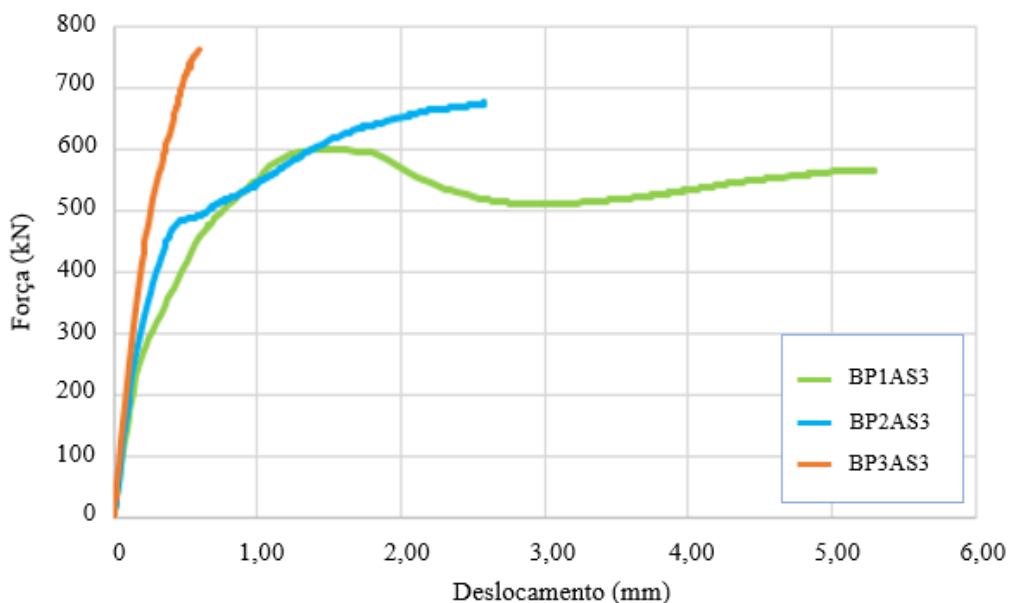
Fonte: Autor (2023)

#### 6.4 Influência da excentricidade do pilar

Para a análise da influência da posição do pilar de seção quadrada no bloco sobre duas estacas, foram comparados os modelos BP1AS3, BP2AS3 e BP3AS3, sendo estes com mesma taxa de armadura principal. Reforçando que o primeiro modelo apresenta excentricidade 0, o segundo L/6 e o último L/4.

A relação entre as forças no topo do pilar e a os deslocamentos no centro da face inferior do bloco é apresentada na Figura 6.34. Ao afastar o pilar do centro do bloco, os modelos apresentaram-se mais rígidos para determinado deslocamento aplicado no topo do pilar.

**Figura 6.34 - Tensão-deformação para os blocos BP1AS3, BP2AS3 e BP3AS3**

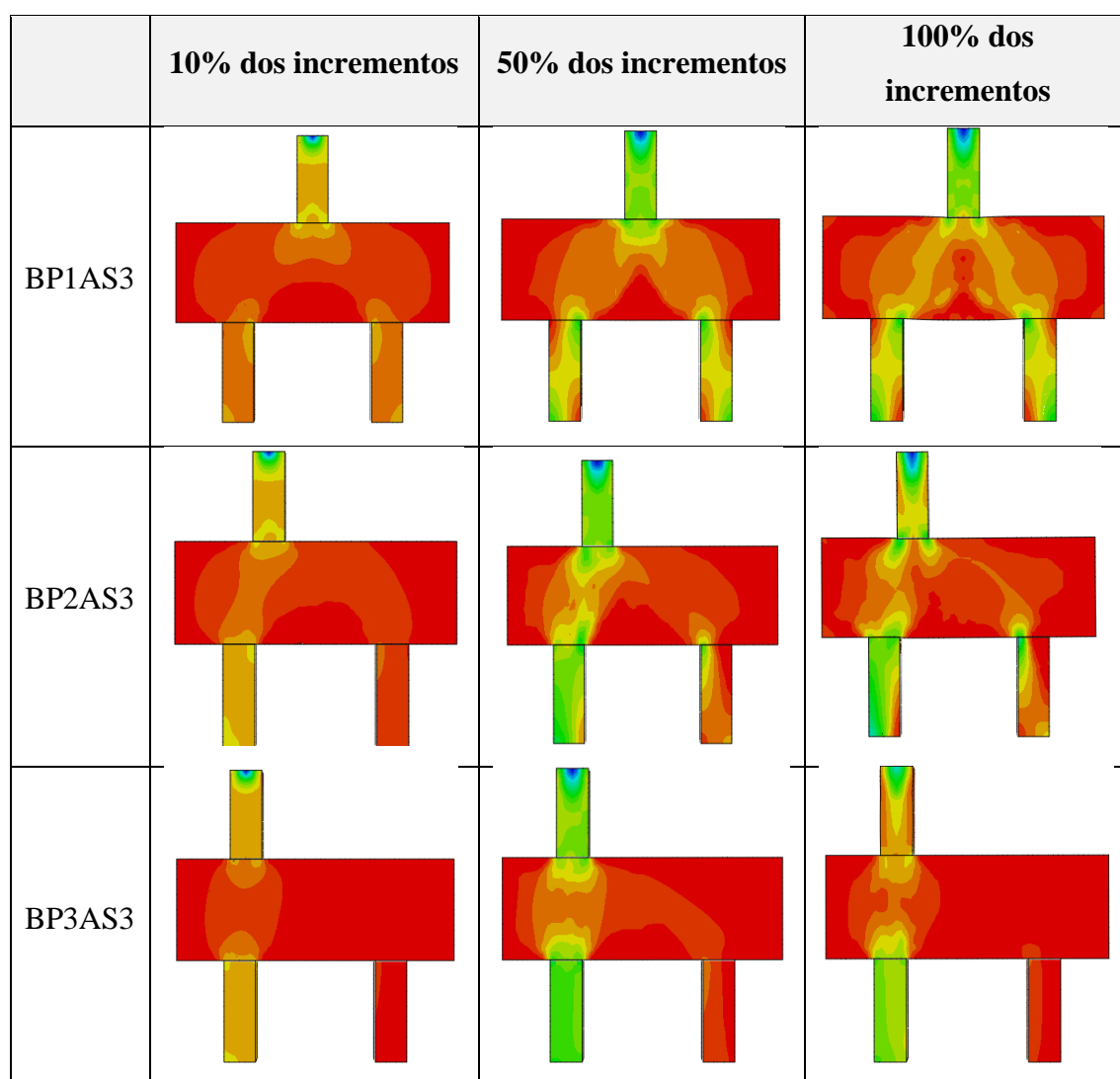


Fonte: Autor (2023)

Na Figura 6.35 tem-se a comparação entre a distribuição de tensões nos modelos. O modelo BP1AS3 pode ser caracterizado pelo modelo de escoras e tirantes indicado por Blévoit e Frémy (1967). Os demais modelos, com excentricidades diferentes de zero, devem ser tomados com cautela, visto que não se aplicam o modelo de escoras e tirantes padrão.

Com relação às regiões nodais, observou-se que para o BP1AS3, desde os primeiros incrementos tem-se regiões bem definidas, e na parte superior do bloco são visualizadas duas regiões, próximas às extremidades dos pilares.

**Figura 6.35 - Fluxo de tensões nos blocos BP1AS3, BP2AS3 e BP3AS3**



Fonte: Autor (2023)

Além da distribuição de tensões no bloco, outro aspecto importante é a solicitação das estacas. No BP1AS3 as estacas são igualmente solicitadas, com tensões bem próximas entre elas. Nos modelos BP2AS3 e BP3AS3 a estaca esquerda apresentou quase que totalmente comprimida, enquanto na esquerda o pico de tensões de compressão ocorreu na extremidade



próxima ao bloco. Na Tabela 6.4 são apresentadas as máximas tensões nas estacas, com a estaca esquerda denominada de E1 e a estaca direita de E2.

**Tabela 6.4 - Tensões máximas nas estacas**

	Compressão (MPa)		Tração (MPa)	
	E1	E2	E1	E2
BP1AS3	48,22	47,66	4,16	4,12
BP2AS3	66,19	68,78	2,84	5,43
BP3AS3	60,00	15,05	-	4,09

Fonte: Autor (2023)

Na maior parte dos modelos, as maiores tensões de compressão foram observadas no topo das estacas. A tensão máxima de compressão encontrada na estaca em modelos com excentricidade foi cerca de 30% maior em relação ao modelo sem excentricidade (BP1AS3). Essa observação também deve ser levada em conta para análise das regiões nodais inferiores, uma vez que os blocos com excentricidade apresentaram tensões maiores.

## 6.5 Influência da armadura superior do bloco

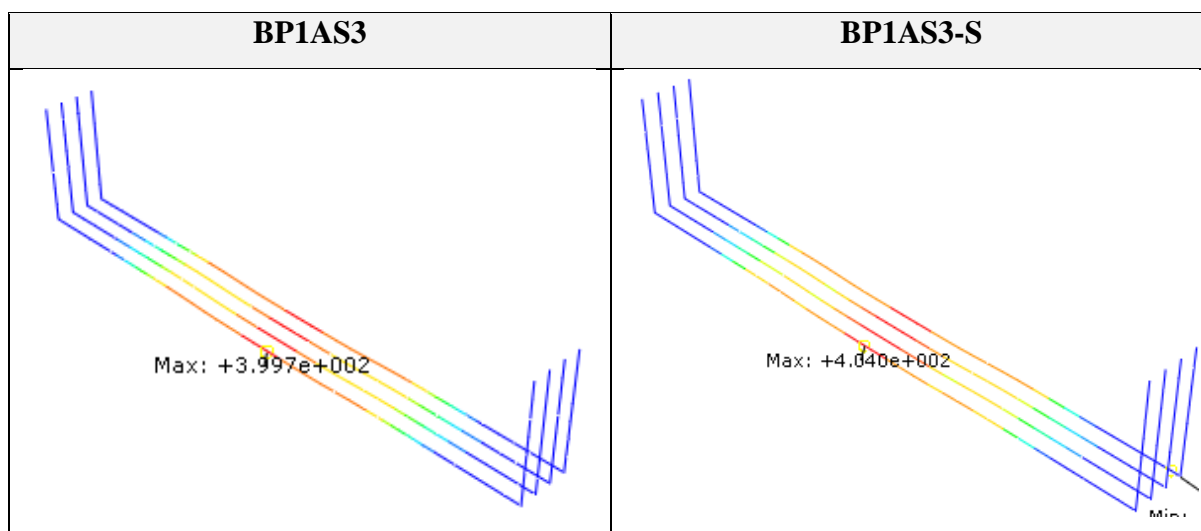
A influência da armadura superior foi verificada para dois modelos: BP1AS3-S e BP3AS3-S. Observou-se a distribuição de tensões na armadura principal, como apresentadas nas Figuras 6.36 e 6.37, para os modelos BP1AS3-S e BP3AS3-S, respectivamente. Estes foram comparados com a distribuição de tensões para os blocos com armadura superior.

Para o bloco sem excentricidade de pilar, observou-se que as tensões de tração na armadura principal foram maiores ao retirar a armadura superior. Com a armadura superior a tensão máxima de tração foi de 399,70 MPa e sem a armadura superior foi de 404,00 MPa, verificando-se um aumento de pouco mais de 1%. Azevedo (2018) observou em seu estudo que a presença de armadura contribuiu com apenas 2% na capacidade resistente de blocos sobre quatro estacas.

O bloco com excentricidade de pilar apresentou comportamento semelhante, obtendo-se a tensão máxima de 207,80 MPa para o bloco com armadura superior e de 224,70 sem armadura a utilização dessa armadura. A influência da armadura construtiva foi de cerca de 8% na máxima tensão de tração da armadura principal.

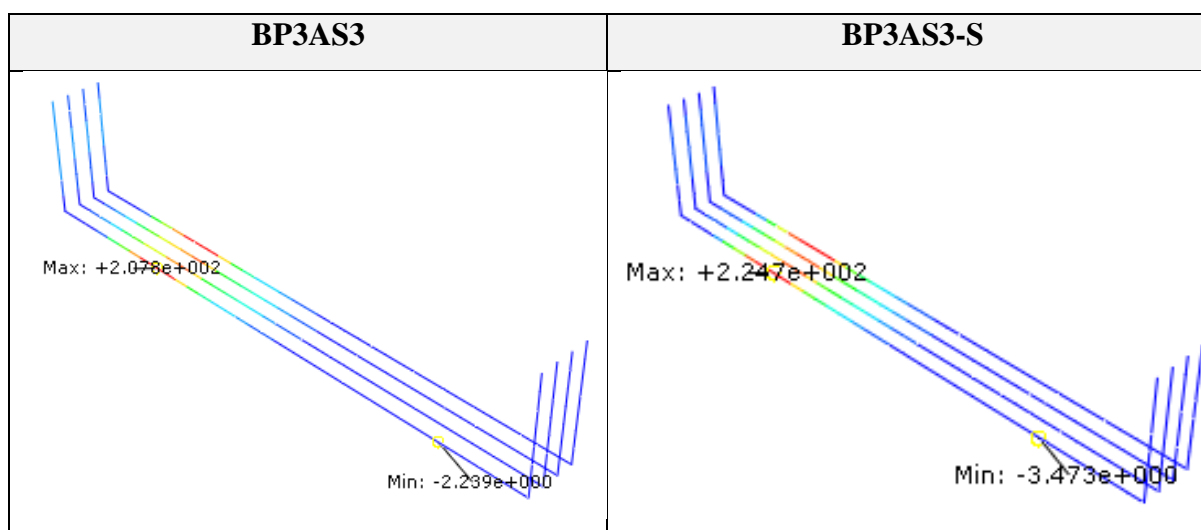
Nos casos estudados, notou-se que as tensões na armadura principal foram um pouco maiores nos modelos sem armadura superior, no entanto os percentuais foram pequenos e não são considerativos para o aumento da resistência.

**Figura 6.36 - Influência da armadura superior no bloco BP1AS3**



Fonte: Autor (2023)

**Figura 6.37 - Influência da armadura superior no bloco BP3AS3**

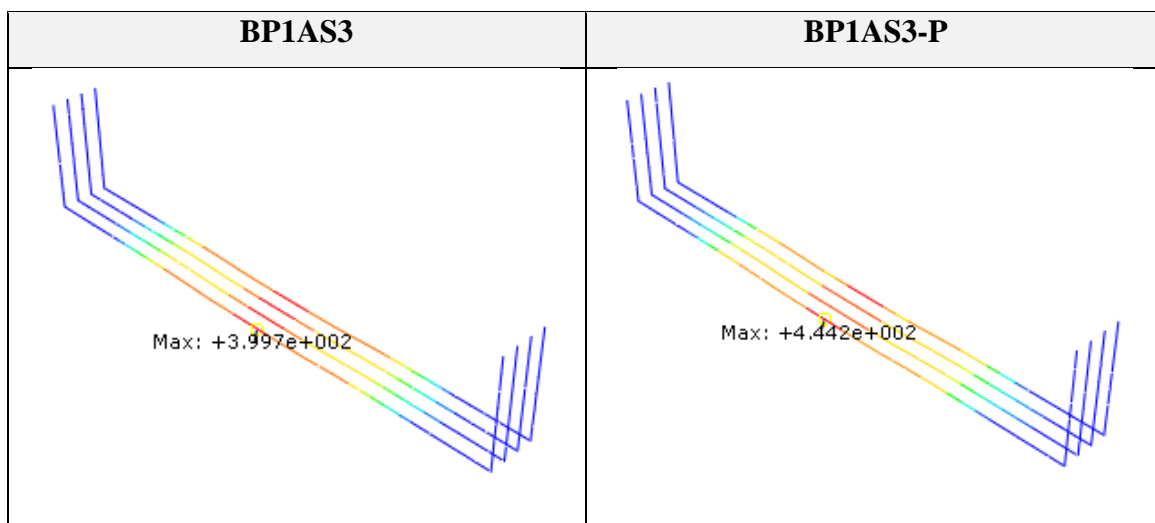


Fonte: Autor (2023)

## 6.6 Influência dos estribos horizontais do bloco

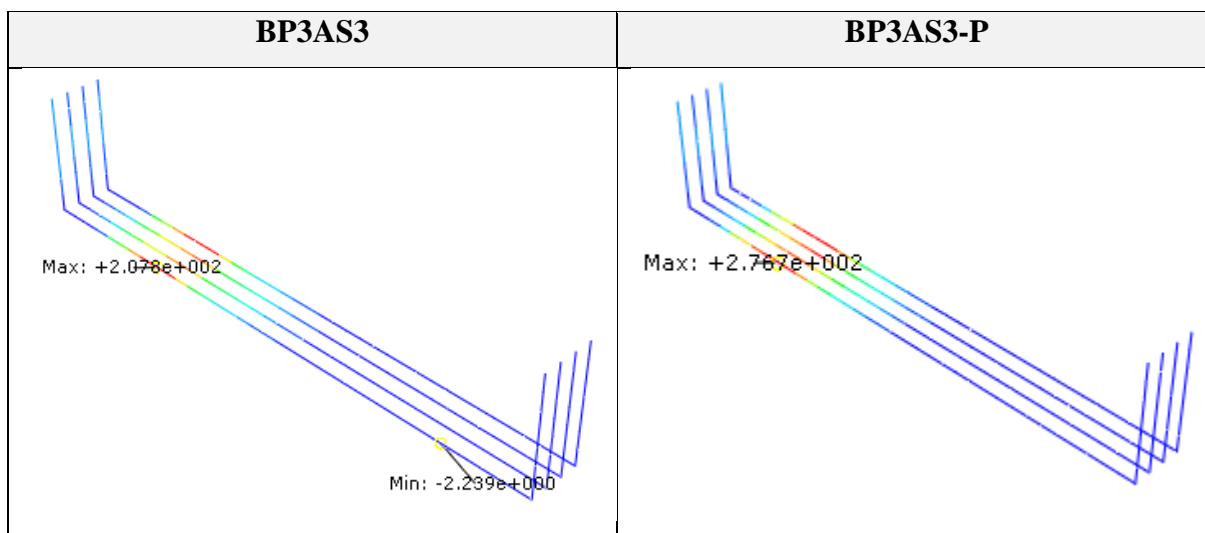
A influência dos estribos horizontais (armadura de pele) foi verificada para dois modelos: BP1AS3-P e BP3AS3-P, como mostradas nas Figuras 6.38 e 6.39, respectivamente. A partir disso, foi possível analisar a distribuição de tensões na armadura principal.

**Figura 6.38 - Influência dos estribos horizontais no bloco BP1AS3**



Fonte: Autor (2023)

**Figura 6.39 - Influência dos estribos horizontais no bloco BP3AS3**



Fonte: Autor (2023)

Nos blocos sem excentricidade de pilar (Figura 6.38), verificou-se que as tensões de tração na armadura principal foram maiores ao retirar os estribos horizontais do bloco. Essa observação também havia sido realizada ao retirar a armadura superior.

Ao comparar as máximas tensões na armadura principal dos blocos BP1AS3 e BP1AS3-P, notou-se que o valor é de 11% maior para o modelo sem armadura de pele. A tensão obtida no primeiro é de 399,70 MPa e no segundo é de 444,20 MPa.

Da mesma forma, o bloco com excentricidade de pilar apresentou tensão máxima maior para o modelo sem os estribos horizontais. A tensão máxima de tração foi de 207,80 MPa para o modelo com armadura e de 276,7 MPa para o bloco sem armadura.

Dessa forma, para os casos estudados, notou-se que as tensões na armadura principal foram maiores nos modelos sem armadura superior, e ao levar em conta a excentricidade do pilar, as diferenças foram ainda maiores. No entanto, os aumentos observados não são significativos na tensão total.

## 7 CONCLUSÕES

Os objetivos propostos no presente trabalho foram atingidos, resultando em observações importantes sobre o comportamento de blocos sobre duas estacas. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas.

O estudo numérico desenvolvido para validação do modelo demonstrou complexidade de reprodução dos resultados experimentais do modelo de referência. A comparação entre os resultados numéricos e experimentais apresentaram uma boa aproximação em relação à carga de ruptura e evolução de fissuração.

Com relação à rigidez estrutural dos blocos, não se obteve boa correlação, visto que além das ações não controláveis durante a realização do experimento, a vinculação dos apoios na base das estacas e a consideração da ligação entre as armaduras e o concreto no modelo numérico são fatores que influenciam para a maior rigidez dos modelos numéricos em relação aos modelos experimentais.

O modelo de bloco sobre estacas em concreto armado utilizado como base neste trabalho foi estudado por Munhoz (2014). O dimensionamento e os demais parâmetros foram adotados conforme proposto pela autora. A armadura principal do bloco de fundação foi modificada considerando diferentes áreas de aço, sendo essas cerca de 40%, 64%, 130% e 213% da área de aço necessária. Além disso, o pilar de seção quadrada foi posicionado em três locais distintos no bloco em relação ao seu comprimento,  $L/2$ ,  $L/3$  e  $L/4$ . As modificações na área de aço foram analisadas para as situações com diferentes excentricidades.

Com relação à variação da área de aço da armadura principal, observou-se que a distribuição de tensões no bloco manteve-se semelhante, assim como a distribuição de tensões nas armaduras. A tensão máxima na armadura principal variou de acordo com a excentricidade do pilar e a área de aço na armadura, sendo que no geral, houve escoamento das armaduras com área menor que a necessária, para o incremento total de deslocamento aplicado. A força de convergência nos modelos foi alterada ao considerar a variação da taxa de aço.

Em blocos sobre duas estacas com pilar centrado, ou seja, sem excentricidade, observou-se que a distribuição de tensões corresponde ao modelo clássico de escoras e tirantes, com a visualização das bielas bem definidas. As maiores tensões de compressão foram obtidas nas regiões nodais, sendo estas abaixo do pilar e acima das estacas.

Ao variar a posição do pilar no bloco, foram analisadas a influência da excentricidade por meio da visualização do fluxo de tensões. Nos modelos da série BP2, com pilar afastado do centro do bloco com excentricidade de  $L/6$ , verificou-se a concentração de tensões de

compressão em uma das estacas, enquanto a outra apresentou essas tensões em apenas uma região lateral. A excentricidade alterou o modelo de escoras e tirantes tradicional, observado nos modelos sem excentricidade.

Para o bloco sobre duas estacas com pilar excentricidade de  $L/4$ , notou-se uma grande diferença nas máximas tensões de compressão nas estacas, sendo a estaca abaixo do pilar a mais solicitada a esses esforços. Novamente observou-se um modelo de escoras e tirantes modificado devido à excentricidade.

Outro aspecto observado foi a influência da armadura superior e dos estribos horizontais (armadura de pele). Comparou-se a distribuição de tensões na armadura principal para blocos com e sem essas armaduras. Em todas as situações, verificou-se que a tensão máxima de tração na armadura principal do bloco foi um pouco maior para a segunda situação. No modelo com pilar centrado a influência foi menor que no modelo com pilar afastado do centro do bloco, para ambas as armaduras. Apesar das diferenças encontradas, os valores obtidos não foram significativos, concluindo que a utilização dessas armaduras não altera a capacidade portante dos blocos, e devem ser utilizadas devido ao aspecto construtivo.

Como visto, a variação de parâmetros no projeto de blocos sobre estacas pode alterar seu funcionamento. A partir dessas constatações, conclui-se que existe a necessidade de mais estudos, experimentais e numéricos, sobre o tema buscando compreender melhor o comportamento dos blocos para otimização do dimensionamento e garantia da segurança da estrutura.

### **7.1 Sugestões para trabalhos futuros**

Para a complementação das investigações realizadas no presente estudo, sugere-se o desenvolvimento das pesquisas apresentadas a seguir:

- Avaliar a excentricidade em blocos com maior número de estacas;
- Analisar blocos sobre duas estacas variando a seção transversal das estacas, dos pilares e a largura dos blocos;
- Propor o dimensionamento ótimo das armaduras secundárias no bloco com excentricidades;
- Analisar a influência da interação solo-estrutura; e
- Propor um modelo de escoras e tirantes para os blocos com excentricidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS® 6.14. Abaqus analysis user's manual. Dassault Systèmes, Version 6.14.
- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-Tie Models for Design of Pile Caps: An Experimental Study. **Structural Journal**, v. 87, n.1, p. 81-92, 1990.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo. Editora Edgard Blücher LTDA, 1983.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações. 3 ed.** São Paulo. Editora Edgard Blücher LTDA, 2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2019. Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- AZEVEDO, J. C. **Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas, baseado em modelagem numérica**. Dissertação (Mestrado), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- BAVARESCO, D. **Análise e dimensionamento de blocos de fundação destinados ao apoio de pilares de geometria complexa**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2016.
- BIRTEL, V.; MARK, P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure**. In: **Abaqus User's Conference**, 14, 2006.
- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Annales de L'institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v. 20. n. 230, p. 223-295, 1967.
- BUTTIGNOL, T. E. T. **Análise computacional de blocos sobre estacas**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

CALAVERA, J. **Calculo de estructuras de cimentacion**. 3ª ed. Madri: Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones, 1991.

CAMPOS, J, C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CARREIRA, D.; CHU, K. Stress-strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **Journal Proceedings**, v. 82, n. 6, p. 797-804, 1985.

CARVALHO, M. L. **Análise da confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação**. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. V. 2. São Paulo: Pini, 2009.

CHI, Y. et al. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, v. 148, p. 23–35, 2017.

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

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

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

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behaviour of two pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 4, p. 306-325, 2009.

DEY, S.; KARTHIK, M. M. Modelling four-pile cap behaviour using three-dimensional compatibility strut-and-tie method. **Engineering Structures**, v.198, 2019.

EUROCODE 2. **EN 1992-1-1: 2004 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. 2004.

FUSCO, P. B. **Técnica de armas estruturas de concreto armado**. 1ª ed. São Paulo: Editora Pini, 1994.



GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite Element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, p. 238-248, 2015.

HAISLER, W. E.; STRICKLIN J. A.; STEBBINS, F. J. Development and evaluation of solution procedures for geometrically nonlinear structural analysis. **AIAA Journal**, v. 10, n. 3, p. 264-272, 1972.

HOGNESTAD, E. A study of combined bending axial load in reinforced concrete members. **Urbana: Engineering Experimental Station, The University of Illinois**, n. 399, v. 49. 1951

HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **Heron**, v. 37, n. 1, p. 3–79, 1992.

KRAHL, P. A. **Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases**. 2018. 202 p. Thesis (Ph.D) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2018.

KUPFER, H. **Expansion of Mörsch's truss analogy by application of the principle of minimum strain energy**. Paris: CEB – Bulletin 40, 1964.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-Damage Model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

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

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1972.

MICHAŁ, S.; ANDRZEJ, W. Calibration of the CDP model parameters in Abaqus. **Advances in Structural Engineering and Mechanics**, p. 11, 2015.

MIGUEL, M. G. **Análises Experimental e Numérica de Blocos sobre Três Estacas**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. **Hormigón Armado**. 14<sup>a</sup> ed. Barcelona: Editora Gustavo Gili, 2000.

MORAES, A. J. O Método dos Elementos Finitos e a Engenharia Civil. **Revista Especialize**, Goiânia, v. 1, n. 10, 2015.

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: Editora McGraw-Hill, 1976.

MÖRSCH, E. **Concrete-steel construction**. New York: Engineering News Publishing Co, 1910.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação centrada**. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MUNHOZ, F. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. Análise do comportamento de um bloco de concreto armado sobre seis estacas para um pilar com seção transversal composta por retângulos. In: 52 Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza. **Caderno de Resumos do 52 Congresso Brasileiro do Concreto**, 2010.

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas com pilares de seções quadradas e retangulares sob a ação de força vertical, horizontal e momento fletor. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 13, n. 59, p. 9-12, 2011.

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise dos efeitos da variação da seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 3, p. 760-787, 2017.

OLIVEIRA, D. S.; BARROS, R.; GIONGO, J. S. Blocos de concreto armado sobre seis estacas: simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v.7, n.1, p.1-23, 2014.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

RAO, S. S. **The Finite Element Method in Engineering**. 3<sup>a</sup> ed. Butterworth Heinemann, 1999

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.

RITTER, W. Die Bauweise Hennebique. **Schweizerische Bauzeitung**, v. 17, 1899.

SAKAI, E. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Four Pile Caps. **Computers e Structures**, v.57, n.4, p.605-622, 1995.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**, v. 69, n. 6, 1991.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of reinforced structural concrete. **Journal of Prestressed Concrete Institute**, v. 32, n. 3, p. 74–150, 1987.

SILVA, J. V. M. A. **Avaliação numérica do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

SILVA, L. M. **Modelagem de pilares-parede de concreto armado: estudo paramétrico visando recomendações para o projeto estrutural**. Tese (Doutorado), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SORIANO, H. L. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: EDUSP, 2003.

SOUZA, D. B.; DELALIBERA, R. G. Análise numérica de blocos sobre doze estacas: estudo de caso. **Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica do IFPB**, João Pessoa, 2022.

SOUSA, G. F. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando o atrito lateral entre as estacas e solo**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2019.

SOUZA, R. A. **Concreto Estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidade**. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. A.; KUCHMA, D.; PARK, J. W.; BITTENCOURT, T. N. Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps. **Structural Journal**, v. 106, n. 2, p. 142-150, 2009.

TORTOLA, L. M.; MIGUEL, P. F.; PALLARÉS, L. Strength of pile caps under eccentric loads: Experimental study and review of code provisions. **Engineering Structures**, v. 182, p. 251-267, 2019.

VAZ, L. E. **Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. 1<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

YU, T. et al. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 665-679, 2010.

ANEXO A- Projeto do bloco sobre estacas de Munhoz (2014)

