



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Juzian Castro Azevedo

**Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre
estacas, baseado em modelagem numérica**

Rio de Janeiro

2018

Juzian Castro Azevedo

**Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas,
baseado em modelagem numérica**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Profa. Dra. Regina Helena Ferreira de Souza
Prof. Dr. Diôgo Silva de Oliveira

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

A994 Azevedo, Juzian Castro.
Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas, baseado em modelagem numérica / Juzian Castro Azevedo. – 2018.
208f.

Orientadores: Regina Helena Ferreira de Souza, Diôgo Silva de Oliveira.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Fundações (Engenharia) - Teses. 3. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 4. Blocos de concreto - Teses. 5. Análise numérica - Teses. I. Souza, Regina Helena Ferreira de. II. Oliveira, Diôgo Silva de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. VI. Título.

C.D.I. 624 15

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

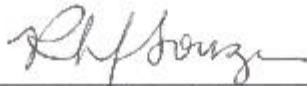
Juzian Castro Azevedo

**Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas,
baseado em modelagem numérica**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 24 de agosto de 2018.

Banca Examinadora:




Profa. Regina Helena Ferreira de Souza – Presidente / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Diôgo Silva de Oliveira - Orientador
Universidade Federal de Viçosa – UFV



Profa. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Luis Antonio Vieira Carneiro
Instituto Militar de Engenharia - IME

Rio de Janeiro

2018

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Marina e Antonio que sempre me apoiaram em todas as decisões que tomei ao longo da vida, que sempre me ouviram e me incentivaram nesse desafio.

A meus amigos que estiveram presente comigo, me ouvindo, me aconselhando.

Aos engenheiros Keila Leticia, Luiz Octávio, por serem prestativos e sempre dispostos a dividir seus conhecimentos.

À UERJ, por todas as oportunidades que tem me propiciado desde o início da graduação, ao LABBAS e sua equipe pelo ambiente tranquilo em que grande parte dessa dissertação foi desenvolvida.

Ao meu orientador, Diôgo Silva de Oliveira, por ter acreditado em mim sem me conhecer, por toda sua colaboração que foi essencial para a realização desta pesquisa, por ser sempre prestativo e solícito.

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

Finalmente, a minha professora e orientadora Regina Helena Ferreira de Souza. Não tenho palavras para agradecer todo o carinho e dedicação dispensados a mim.

A todos, meu MUITO OBRIGADO!

Quero ser expectador dos meus extremos
e direccionar meu vulcão interno
para a devastação de um lugar em que,
depois da destruição,
possa haver um vasto reflorestamento.

Marla de Queiroz

RESUMO

AZEVEDO, Juzian Castro. *Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas, baseado em modelagem numérica*. 2018. 208f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Blocos de fundação são elementos estruturais que possuem grande importância no desempenho global de uma estrutura, uma vez que é sobre eles que toda a estrutura se apoia. Por não haver um consenso no meio técnico quanto ao comportamento e dimensionamento desses blocos, este estudo foi necessário. Posto isto, a pesquisa teve como objetivo analisar o comportamento estrutural de blocos de coroamento de estacas, através de uma análise numérica de dois blocos reais que foram utilizados como Estudo de Caso. O primeiro é um bloco sobre dois tubulões e o segundo é um bloco sobre quatro estacas. A análise numérica foi realizada por meio do Método de Elementos Finitos do programa computacional ABAQUS. Para a validação dos parâmetros de dados de entrada no programa, assim como para a definição dos modelos constitutivos do concreto que melhor representasse o comportamento do material, foi realizado um estudo de calibração, a partir de comparações de resultados de ensaios experimentais. Nestes blocos estudados foram avaliados: o detalhamento da armadura (armaduras secundárias e ancoragem), a taxa de armadura principal de tração, a resistência do concreto e a altura dos blocos, a fim de se analisar a influência de cada parâmetro no comportamento estrutural. Nos blocos sobre dois tubulões, foi observado que o aumento da taxa de armadura aumentou significativamente a capacidade resistente, sendo este aspecto mais relevante do que a variação da altura do bloco e da resistência à compressão do concreto. Em contrapartida, nos blocos sobre quatro estacas o aumento da altura do bloco foi mais significativo do que a variação da taxa de armadura. Em relação à influência da armadura secundária, esta se mostrou significativa para o bloco sobre dois tubulões. Em ambos os blocos, foi confirmado o decréscimo das tensões no aço sobre as estacas em virtude da compressão exercida pelas as bielas.

Palavras Chave: Concreto; Bloco sobre estacas; Análise numérica.

ABSTRACT

AZEVEDO, Juzian Castro. *Analysis of the structural behavior of rigid pile caps, based on numerical modeling*. 2018. 208f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Foundations caps are structural elements that have great importance in the overall performance of a structure, namely for ensuring safety. The need for this study came from the lack of consensus in the technical environment regarding the behavior and design of these caps. Thus, the research had as an objective to analyze the structural behavior of caps, through a numerical analysis of two real caps which were used as a Case Study. The first one is constituted by two drilled shafts and the second one was a pile caps with four piles. The numerical analysis was performed using the Finite Element Method of the ABAQUS computer program. A calibration study was carried out to assure both the validation of the input data parameters as well as the definition of the constitutive models of the concrete that best represented the material behavior. This study was based on comparisons of results of several different experimental tests. In these pile caps, the following parameters were evaluated: reinforcement detailing (secondary reinforcement and anchorage), main tensile reinforcement rate, concrete strength and pile caps height. These items were chosen in order to analyze the influence of each parameter on the structural behavior. The increase of the reinforcement rate at drilled shafts caps significantly increased the resistance capacity, assuring this aspect as more relevant than the change of the cap's height and the concrete compressive strength. In the blocks on two pipes, it was observed that the increase of the armature rate significantly increased the resistant capacity, being this aspect more relevant than the variation of the block height and the compressive strength of the concrete. When it comes to the influence of secondary reinforcement, it showed to be significant for the drilled shafts. In both foundation caps, it was confirmed that the steel stresses over the piles decrease by the effect of the compression gave by the struts.

Keywords: Concrete; Pile caps; Numerical Analysis.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	12
Motivação	14
Objetivos	15
Estrutura da Dissertação	15
1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
1.1. Considerações iniciais	17
1.2. Blévat e Frémy (1967)	17
1.3. Mautoni (1972)	27
1.4. Taylor e Clarke (1976)	29
1.5. Adebar, Kuchma e Collins (1990)	31
1.6. Miguel (2000)	33
1.7. Munhoz (2004)	34
1.8. Souza e Bittencourt (2006)	36
1.9. Delalibera (2006)	39
1.10. Ramos (2007)	41
1.11. Park, Kuchma e Souza (2008)	43
1.12. Park, Kuchma e Souza (2008)	45
1.13. Souza, Kuchma e Park (2009)	46
1.14. Buttignol e Almeida (2012)	47
1.15. Oliveira (2013)	49
1.16. Buttignol e Almeida (2013)	50
1.17. Araújo (2017)	51
1.18. Broms (2018)	54
1.19. Considerações Parciais	56
2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	60
2.1. Considerações Iniciais	60
2.2. Método das bielas Blévat e Frémy (1967)	60
2.2.1. Bloco sobre duas estacas	61
2.2.2. Bloco sobre quatro estacas	65

2.3.	Método das bielas e tirantes.....	68
2.3.1.	Verificação das bielas	70
2.3.2.	Dimensionamento dos tirantes	71
2.3.3.	Dimensionamento dos nós.....	72
2.4.	Método recomendado pelo boletim 73 CEB-FIP (1970).....	74
2.4.1.	Verificação dos momentos fletores	75
2.4.1.1.	Dimensionamento da armadura principal.....	76
2.4.2.	Verificação à força cortante.....	77
2.4.3.	Resistência Local à Força Cortante	78
2.5.	Critérios adotados por Calavera (1991).....	79
2.6.	Critérios adotados por Fusco (1995)	81
2.7.	Critérios adotado por Montoya (2001)	84
2.8.	Critérios adotados pelo EN (2010).	85
2.9.	Critérios adotados pelo CEB-FIP (2010).....	86
2.9.1.	Dimensionamento das bielas.....	86
2.9.2.	Dimensionamento dos tirantes	87
2.9.3.	Dimensionamento dos nós	87
2.10.	Critérios adotado pelo ACI-318 (2014).....	89
2.10.1.	Resistência das bielas:	91
2.10.2.	Resistência dos tirantes:.....	91
2.10.3.	Resistência das zonas nodais:	92
2.11.	Critérios adotados pela ABNT NBR 6118 (2014).....	92
3.	DIRETRIZES PARA PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	94
3.1.	Considerações Iniciais.....	94
3.2.	Procedimentos gerais	94
3.3.	Cálculo das ações nas estacas	95
3.4.	Classificação dos blocos (rígidos versus flexível).....	96
3.5.	Recomendações de espaçamento do eixo da estaca até a face do bloco	97
3.6.	Recomendações de espaçamento do eixo da estaca até a face do pilar	98

3.7.	Ligação da estaca com bloco	98
3.8.	Excentricidades acidentais	99
3.9.	Armaduras principais	99
3.9.1.	Disposição das armaduras	99
3.9.2.	Ancoragem	99
3.10.	Armaduras secundárias	101
3.10.1.	Armadura de distribuição.....	101
3.10.2.	Armadura de suspensão.....	102
3.10.3.	Armadura de arranque dos pilares	102
3.10.4.	Armadura lateral e superior (costela).....	102
4.	MODELAGEM NÚMÉRICA E CALIBRAÇÃO COM ENSAIO EXPERIMENTAL	103
4.1.	Considerações iniciais	103
4.2.	Calibração	103
4.3.	Ensaio experimental de Delalibera (2006)	104
4.4.	Modelagem Numérica	106
4.5.	Geometria do Modelo	107
4.6.	Características dos materiais	108
4.6.1.	Modelo constitutivo para o aço	108
4.6.2.	<i>Modelo de Dano</i>	109
4.6.3.	Modelo Constitutivo para o concreto	116
4.6.3.1.	Wee <i>et al.</i> (1996) – compressão uniaxial	117
4.6.3.2.	Alfarah <i>et al.</i> – compressão uniaxial	119
4.6.3.3.	CEB FIP (2010) - tração uniaxial	121
4.6.3.4.	Alfarah <i>et al.</i> (2017) – tração uniaxial	122
4.6.3.5.	Energia de Fratura.....	124
4.7.	Análise linear geométrica	125
4.8.	Carregamento e condições de contorno	126
4.9.	Interação entre os elementos estruturais	127
4.9.1.	Aço e concreto.....	127
4.9.2.	Pilar-bloco-estaca	127

4.10.	Discretização da malha	128
4.11.	Resultados de Validação	130
4.11.1.	Validação à compressão	130
4.11.2.	Validação à tração	131
4.11.3.	Estudo de armaduras complementares	132
4.12.	Comparação entre resultados	134
4.12.1.	Força <i>versus</i> deslocamento	134
4.12.2.	Força <i>versus</i> deformação nas barras de aço armadura	136
4.12.3.	Armadura principal de tração	137
4.12.4.	Armadura complementar superior	138
4.13.	Considerações finais	139
5.	ESTUDO PARAMÉTRICO	142
5.1.	Considerações Iniciais	142
5.2.	Características Geométricas	142
5.3.	Dimensionamento das armaduras	143
5.3.1.	Armadura principal de tração	143
5.3.2.	Armaduras complementares	145
5.3.2.1.	Armadura superior	145
5.3.2.2.	Armadura de suspensão	145
5.3.2.3.	Armadura de pele	146
5.3.3.	Armadura do pilar e estaca	146
5.3.4.	Armaduras secundárias	147
5.3.5.	Taxa de armadura	148
5.3.6.	Ancoragem	148
5.3.7.	Material	148
5.3.8.	Altura dos blocos	149
5.3.9.	Aspectos da modelagem	149
5.3.10.	Considerações para pilar e estacas	152
5.4.	Considerações Finais	153
6.	RESULTADOS E ANÁLISES	155

6.1.	Considerações iniciais.....	155
6.2.	Força <i>versus</i> deslocamento	156
6.3.	Análise de ruptura e evolução de tensões.....	158
6.3.1.	Bloco sobre dois tubulões.....	158
6.3.2.	Bloco sobre quatro estacas	161
6.4.	Influência da armadura secundária.....	164
6.4.1.	Capacidade resistente dos blocos	164
6.4.2.	Distribuição de tensões e deformações das armaduras	165
6.4.3.	Fluxo de tensões	169
6.5.	Influência da taxa de armadura principal	171
6.5.1.	Capacidade resistente dos blocos	171
6.5.2.	Distribuição de tensões e deformações das armaduras	174
6.5.3.	Fluxo de tensões	177
6.6.	Influência da resistência do concreto.....	178
6.6.1.	Capacidade resistente dos blocos	179
6.6.2.	Distribuição de tensões e deformações das armaduras	180
6.6.3.	Fluxo de tensões	183
6.7.	Influência da ancoragem.....	185
6.7.1.	Capacidade resistente dos blocos	185
6.7.2.	Distribuição de tensões e deformações das armaduras	186
6.7.3.	Fluxo de tensões	189
6.8.	Influência da altura do bloco	190
6.8.1.	Capacidade resistente dos blocos	190
6.8.2.	Distribuição de tensões e deformações das armaduras	191
6.8.3.	Fluxo de tensões	194
6.9.	Considerações Finais.....	196
	CONCLUSÃO	198
	REFERÊNCIAS.....	201

INTRODUÇÃO

Os blocos de fundação são elementos estruturais cuja finalidade é transmitir as ações originadas na superestrutura para as estacas. São encontrados em projetos de pontes e edifícios e seu uso é justificado quando as camadas superficiais do solo não apresentam resistência requerida sendo necessário atingir camadas mais profundas que sirvam de apoio à estrutura. Estes elementos possuem um sistema de funcionamento complexo devido a diversos fatores como: são elementos de volume, em que nenhuma dimensão é preponderante em relação à outra; as vinculações do pilar e estacas no bloco; e também porque nestes elementos ocorre interação entre a estrutura e o maciço de solo, cujo comportamento não linear apresenta suas particularidades quanto à consideração em projeto. Ressalta-se ainda que a correta análise de blocos sobre estaca é fundamental para a segurança da estrutura. Além disso, o fato de que tais elementos permanecem enterrados, com grande dificuldade para inspeção visual em serviço, de forma que é primordial conhecer seu real comportamento estrutural.

Segundo Miguel (2000), após um estudo que satisfaça os requisitos técnicos e econômicos da obra, é determinado o tipo de fundação que será realizada. Para isso, é importante conhecer parâmetros do solo, a intensidade das ações, posicionamento do entorno da obra e os tipos de fundações disponíveis no mercado no local da obra, assim como a viabilidade de construção. Com estes parâmetros e com a finalidade da obra, o projetista também decide a quantidade de estacas a ser utilizada, sendo que para o caso de blocos com até quatro estacas, habitua-se a adotar um arranjo geométrico em que os elementos de estaca encontrem-se nos vértices do bloco. Já para blocos sobre várias estacas, é comum no meio técnico adotá-las igualmente espaçadas em um bloco de base retangular.

A respeito do dimensionamento de blocos sobre estacas, Souza (2004) relata que dois caminhos têm sido utilizados regularmente: Método das Bielas aplicado normalmente em blocos denominados “rígidos” e o Modelo de Viga aplicado aos blocos denominados “flexíveis”.

O Método das Bielas é mais utilizado no meio técnico, graças à pesquisa de Blévoit *et al.* (1967) e é baseado na teoria das bielas e tirantes para elementos estruturais com descontinuidades generalizada, e que representa o fluxo de tensões

idealizado por um modelo de treliça, no qual a estrutura interna é composta por barras comprimidas e tracionadas, que são as bielas e os tirantes, interligadas por meio de nós. A Figura 1 ilustra esta situação.

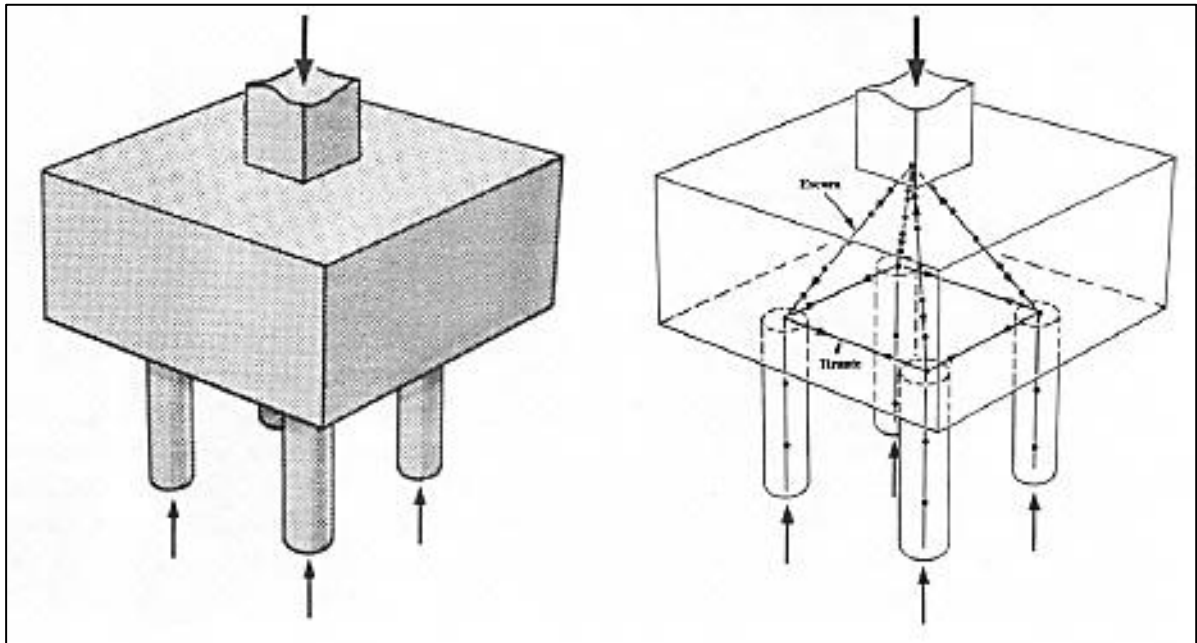


Figura 1: Exemplo de modelo de bielas e tirantes utilizado para o dimensionamento de um bloco rígido de fundação sobre quatro estacas (Adaptado de Adebar *et al.*, 1990)

O Modelo de Viga consiste em associar o comportamento dos blocos sobre estacas à teoria da flexão de vigas. Embora pesquisas demonstrarem que essa teoria não representa com clareza o comportamento dos blocos, os métodos baseados neste princípio ainda são utilizados por causa da sua praticidade e facilidade de compreensão, como o método apresentado no Boletim 73 do CEB-FIP (1970) que se resume na verificação da resistência ao momento fletor e à força cortante em seções de referência.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 considera os blocos sobre estacas como elementos especiais, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas por caracterizar um comportamento que não respeita a pressuposição de que as seções permanecem planas depois de deformadas. A norma brasileira não fornece um roteiro para verificações e dimensionamento, mas recomenda que o método das bielas e tirantes é a maneira mais apropriada para representar a distribuição de forças pelos tirantes.

O código americano ACI-318:14 recomenda o uso da teoria da flexão e a verificação da altura mínima do bloco para resistir à força cortante, adotando hipóteses simplificadas para o dimensionamento de blocos sobre estacas.

A norma espanhola EHE:08 possui expressões que permitem determinar a área das barras de armadura para casos frequentes de blocos sobre estacas através do modelo de treliça adotado no método das bielas e tirantes.

Então, como pode-se notar não há um consenso no meio técnico a respeito do dimensionamento de blocos sobre estacas e por isso decidiu-se pelo presente estudo.

No presente trabalho são apresentados dois estudos de caso de blocos sobre estacas. O primeiro é referente a um grande bloco de concreto armado com duas estacas do tipo tubulão, para se analisar o comportamento estrutural em um elemento com grandes dimensões. O segundo é um bloco sobre quatro estacas, com menor ordem de grandeza, para se analisar o comportamento estrutural com elementos que proporcionem mais reações nas estacas. Para essa análise, o trabalho disserta os principais métodos analíticos para o projeto de blocos sobre estacas e apresenta um estudo de calibração com ensaio experimental de Delalibera (2006) para determinar parâmetros na análise numérica por meio do método dos elementos finitos, analisando por fim as variáveis que afetam o comportamento estrutural dos blocos do estudo de caso.

Motivação

O bloco sobre estacas é um elemento estrutural de grande importância para o êxito das edificações como um todo. Contribui diretamente nos aspectos de durabilidade, sustentação e está correlacionado ao bom desempenho dos outros elementos estruturais, pois através destes as forças são transferidas para as estacas e assim descarregadas no solo.

Por ser um elemento estrutural de difícil acesso possui aspectos como a dificuldade de fiscalização e árduo trabalho para possíveis reparos e reforço. Visto isto, é de enorme importância estudar o seu comportamento estrutural, ainda mais por não haver uma regra consensual de forma globalizada, pois a divergência entre os métodos analíticos utilizados no dimensionamento e verificação dos blocos além da falta de normalização deste elemento estrutural e a ruptura em blocos se mostrarem

em sua grande maioria de forma complexa, não saber a forma geométrica das bielas de compressão no Estado Limite Último são alguns aspectos que tornam este trabalho necessário.

Objetivos

Este trabalho pretende analisar numericamente o comportamento estrutural de blocos sobre dois tubulões e quatro estacas de concreto armado por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), com o objetivo de analisar, avaliar e comparar o desempenho estrutural dos blocos com variados parâmetros que podem alterar o seu comportamento estrutural.

Para a implementação das entradas de dados necessárias para uma análise numérica, os modelos foram calibrados com os resultados obtidos em ensaios experimentais de bloco sobre duas estacas com diversas parametrizações para a validação de confiabilidade da análise numérica.

O estudo paramétrico realizado através da modelagem numérica proposta tem por objetivo verificar os parâmetros que influenciam o comportamento estrutural dos blocos, avaliar a ruptura no Estado de Limite Último, e analisar o fluxo de tensões de compressão, e o desempenho estrutural das armaduras.

Estrutura da Dissertação

Neste capítulo introdutivo, foram apresentadas de modo resumido algumas considerações iniciais, assim como a motivação e os objetivos da pesquisa.

No Capítulo 1 é apresentada a Revisão Bibliográfica com apanhado geral dos trabalhos desenvolvidos sobre o tema nas últimas décadas, apresentando críticas e obtendo informações importantes para o desenvolvimento da dissertação.

No Capítulo 2 é mostrada uma revisão sobre as regras e fundamentos do método das bielas e tirantes, além de apresentação dos métodos de dimensionamento adotados em normas, por alguns autores e métodos utilizados na prática.

No Capítulo 3 são apresentados os critérios para projeto de blocos sobre estacas, como diretrizes para dimensionamento geométrico e das armaduras, sendo a Norma ABNT NBR 6118:2014 como diretriz principal para estes critérios.

No Capítulo 4, são mostradas as considerações para a análise numérica tendo em visto o estudo de calibração realizado para a validação das mesmas, apresentado assim através de um estudo comparativo os resultados obtidos.

No Capítulo 5 são apresentadas as parametrizações e as suas relevâncias para o estudo da dissertação. Também é apresentado o dimensionamento dos blocos a serem estudados e parametrizados.

No Capítulo 6 é realizada a apresentação dos resultados das análises numéricas e as análises dos resultados de acordo com cada parametrização.

O capítulo 7 apresenta as considerações finais desta dissertação, composta pelas principais conclusões acerca da capacidade resistente dos blocos e suas particularidades.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são expostas de forma cronológica as pesquisas realizadas acerca de blocos de concreto sobre estacas que auxiliaram a compreender o comportamento deste elemento estrutural, abrangendo as duas linhas de análises para estudo do comportamento: análises experimentais através do modelo de bielas e tirantes e análises numéricas baseadas no método dos elementos finitos. São descritos os principais ensaios experimentais e as análises numéricas encontradas na literatura técnica nacional e internacional, incluindo a pesquisa que serviu para calibração de dados deste trabalho. Foram mantidas as figuras originais dos pesquisadores, a fim de preservar o caráter original e histórico destes trabalhos.

1.2. Blévote e Frémy (1967)

Com a finalidade de verificar a validade dos modelos de bielas e tirantes, bem como comparar o desempenho de diferentes padrões de armadura longitudinal, Blévote e Frémy (1967) realizaram um extenso programa experimental. Na 1ª campanha ensaiaram 51 blocos de quatro estacas, 37 blocos de três estacas e 6 blocos de duas estacas em tamanho reduzido. Na 2ª campanha ensaiaram 8 blocos de quatro estacas, 8 blocos de três estacas e 6 blocos de duas estacas, sendo estes em tamanho real. Analisaram, também, o estado de formação de fissuras e o modo de ruína nos blocos, o que lhes permitiram recomendar coeficientes de segurança.

Para os blocos sobre duas estacas utilizaram dois tipos de armaduras, uma de barras lisas com ganchos e a outra com entalhes ou saliências sem ganchos como demonstrado na Figura 2.

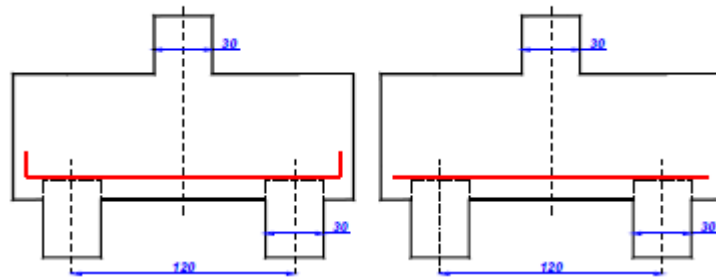


Figura 2: Modelo com armaduras em barras lisas com ganchos e modelos com armaduras em barras com saliências sem ganchos (Adaptado Blévat ,1967)

Nos ensaios foram observadas a ocorrência de várias fissuras antes da ruína finalizando com a ruptura das bielas de concreto junto das estacas e/ou junto dos pilares, como ilustram as Figura 3 e Figura 4. Também houve o escorregamento na ancoragem para os casos dos blocos sem ganchos e com barras saliências. A tensão na biela junto ao pilar foi excedida em 40% à resistência característica e a força na armadura excedeu em 15% o valor recomendado pelo cálculo. A partir dos resultados dos ensaios, os pesquisadores recomendaram que a inclinação das bielas de compressão para blocos sobre duas estacas esteja no intervalo de 45° a 55° .

Na Figura 3 se vê as fissuras na biela comprimida na situação da ruptura de um bloco com largura de 40 cm, pilar 35 cm x 35 cm, duas estacas de 35 cm x 35cm, sendo a distância entre seus eixos de 1,20 m.

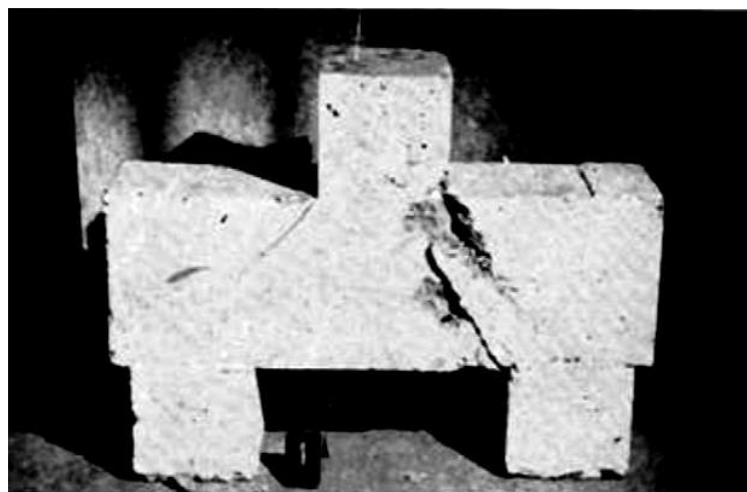
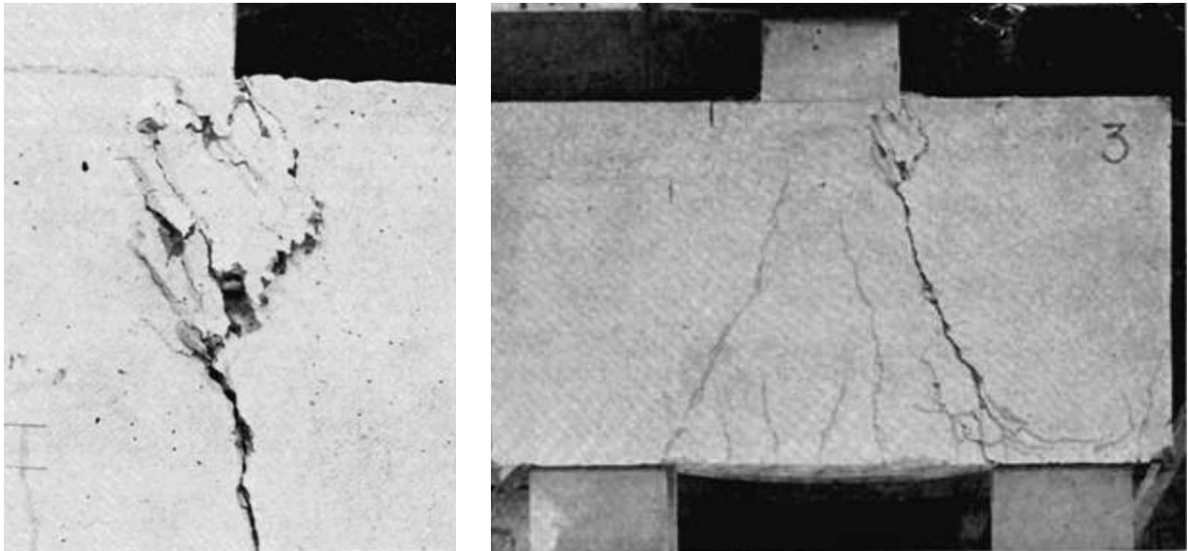


Figura 3: Ruptura do bloco. (Blévat e Frémy,1967)



(a) esmagamento junto ao pilar

(b) esmagamento junto ao pilar e estaca.

Figura 4: Modo de ruptura dos blocos ensaiados (Blévtot e Fremy, 1967)

No ensaio sobre três estacas, Blévtot e Frémy (1967), variaram em cinco arranjos de armadura, conforme ilustrado na Figura 5.

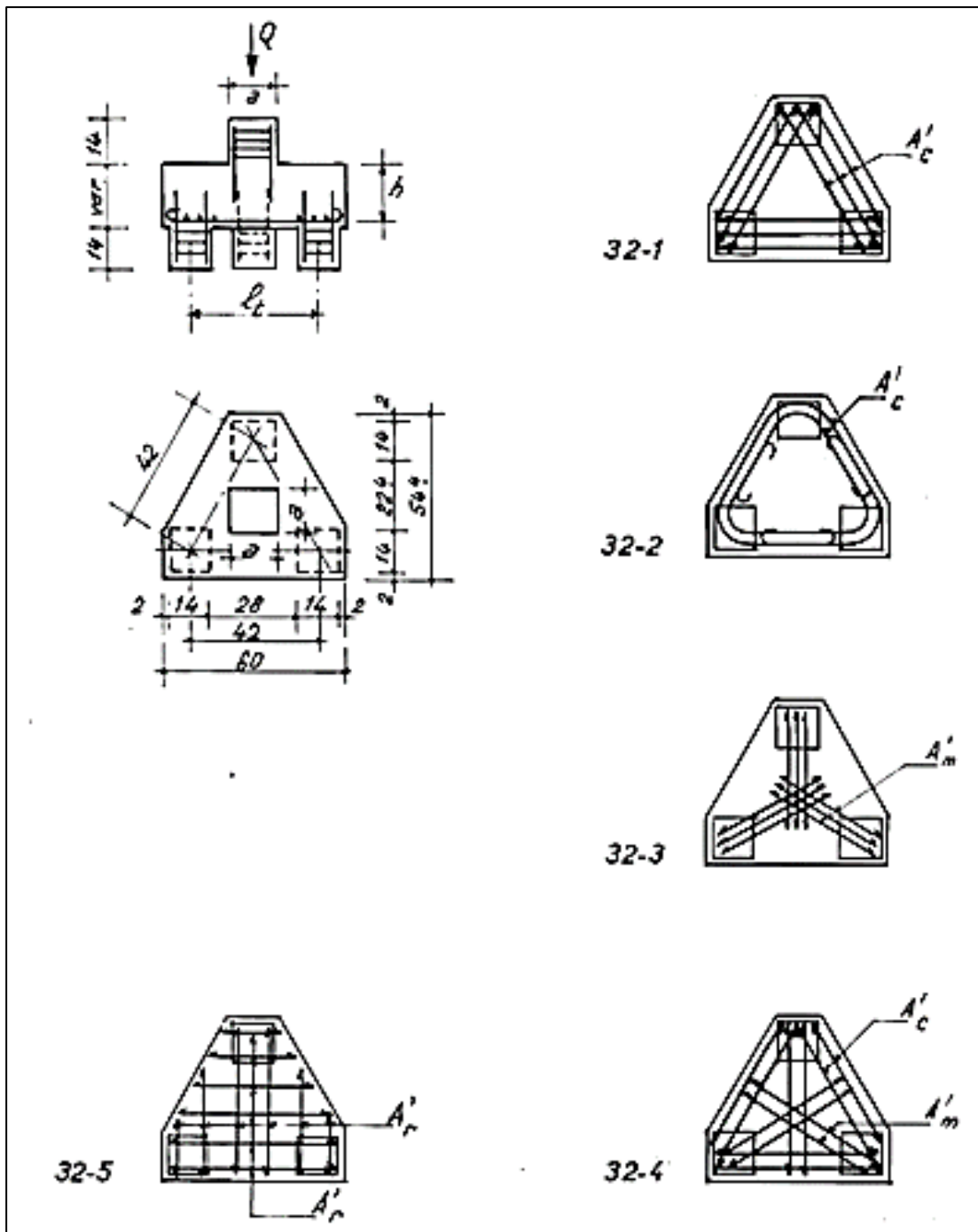


Figura 5: Arranjo das armaduras sobre três estacas: 32-1) Segundo os lados; 32-2) Em laços contornando as estacas; 32-3) Segundo as medianas; 32-4) Combinação entre (32-1) e (32-3); 32-5) uniformemente distribuída. (Blévoit e Frémy (1967))

Os blocos com arranjo de armaduras (32-1), (32-2) e (32-4) da Figura 5 mostraram-se com bom desempenho, sendo o arranjo (32-1) levou aos melhores resultados, enquanto os modelos com arranjo (32-3) e (32-5) apresentaram forças de ruína menores. No arranjo (32-5) observou-se força última 50% menor do que o valor de dimensionamento, e uma possível justificativa seria a falta de armadura de suspensão. Isto é justificado por Leonhardt e Mönning (1978), ao dizerem que em situações em que a distância entre os eixos das estacas for maior que três vezes o diâmetro das mesmas, faz-se necessário dispor de armadura de suspensão.

No ponto de vista da fissuração, os blocos (32-1) e (32-2) da Figura 5, apresentaram melhor comportamento, porém foram menos eficazes em relação à face inferior do bloco, sinalizando a necessidade de se colocar armaduras a fim de conter a abertura de fissuras oriundas das tensões de tração nessa localidade.

Nos blocos com ângulo de inclinação das bielas de 40° a 55° , encontraram-se valores de força última experimentais superiores aos previstos pela teoria das bielas e tirantes. No entanto, em blocos com bielas com inclinação inferior a 40° a ruptura ocorreu de forma complexa, sendo observado o efeito de punção, por isso os pesquisadores recomendaram respeitar o limite inferior de 40° para a inclinação das bielas. Nos blocos com inclinação menor que 40° e maior que 55° as forças últimas de ensaio foram menores do que as calculadas, ou seja, contra a segurança.

Blévoit e Frémy (1967) relataram que o aumento da armadura longitudinal produziu um aumento significativo na resistência à punção.

Para os blocos de quatro estacas, Blévoit e Frémy (1967) ensaiaram cinco tipos de arranjo conforme ilustrado na Figura 6.

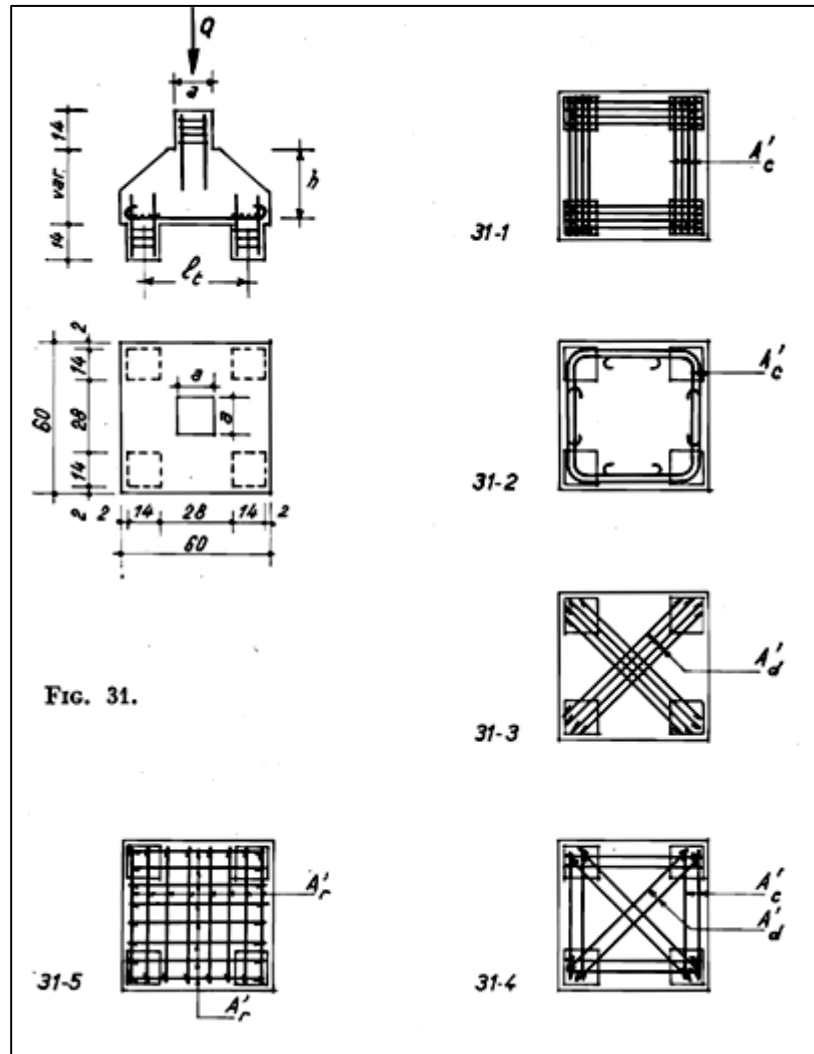


Figura 6: 31-1) em faixas sobre as estacas; 31-2) em laços contornando as estacas; 31-3) segundo as medianas; 31-4) combinando (31-2) e (31-3); 31-5) uniformemente distribuída. (Blévoit e Frémy,1967)

Os arranjos de armadura dos modelos (31-1) e (31-4) apresentaram melhores resultados, ou seja, mais eficientes que os demais. Em contrapartida, o arranjo de armadura uniformemente distribuída (31-5), rompeu com 80% da força última. Do ponto de vista da fissuração, o arranjo de armaduras do modelo (31-2) mostrou piores resultados, pois, concluíram os pesquisadores, que se necessita de uma armadura secundária em malha para conter a fissuração. Assim como os ensaios sobre bloco de três estacas, nenhum modelo rompeu por punção, apresentando valores confiáveis

baseado na analogia das bielas e tirantes. Na Figura 7 nota-se a fissura inclinada a partir do pilar em direção à estaca.

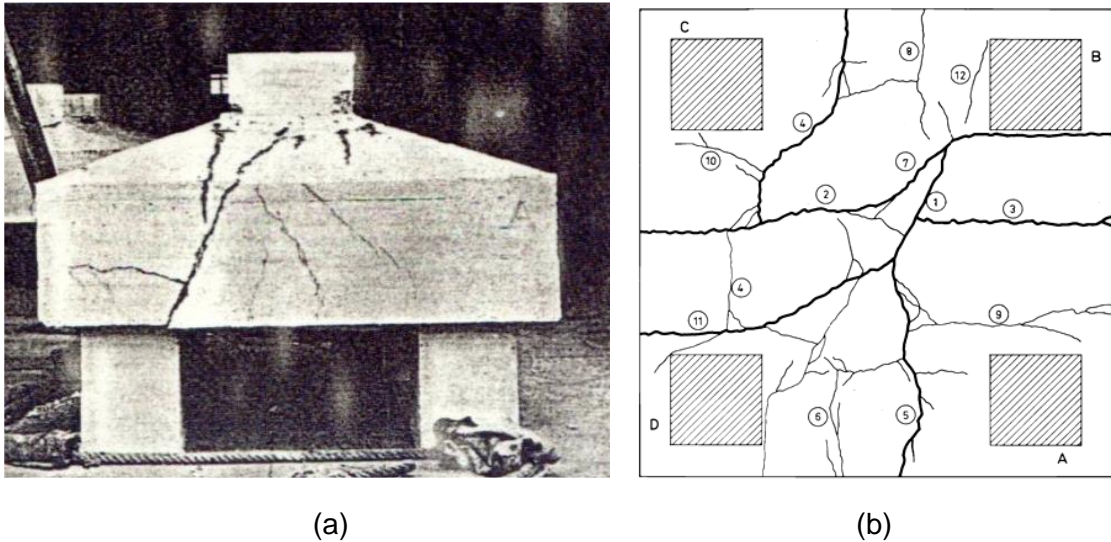
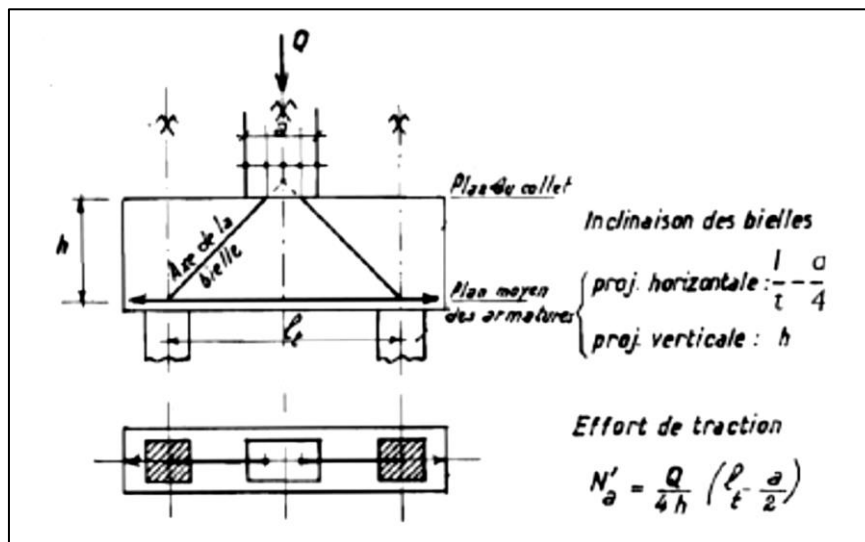
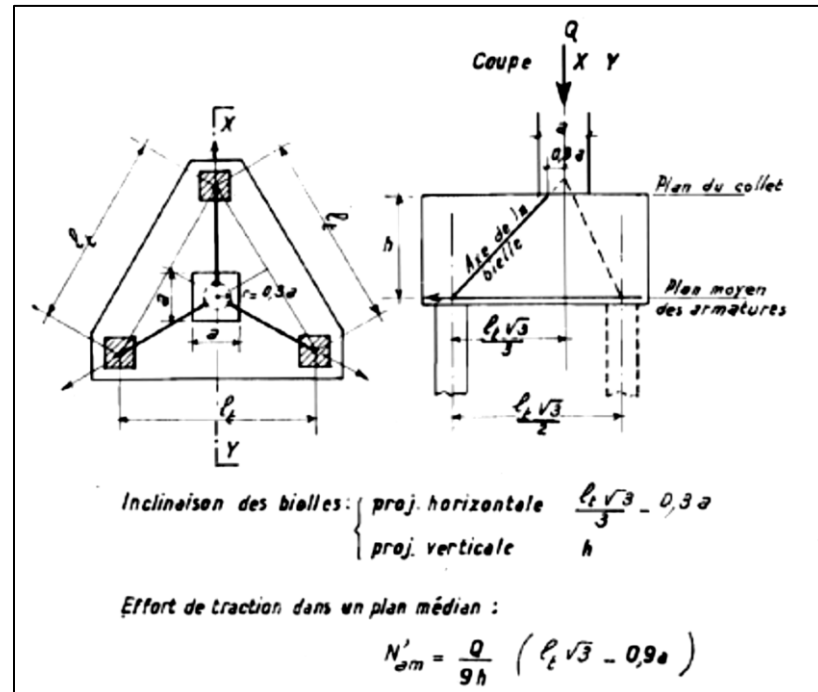


Figura 7: a) vista frontal; b) vista em planta (Blévet e Frémy, 1967)

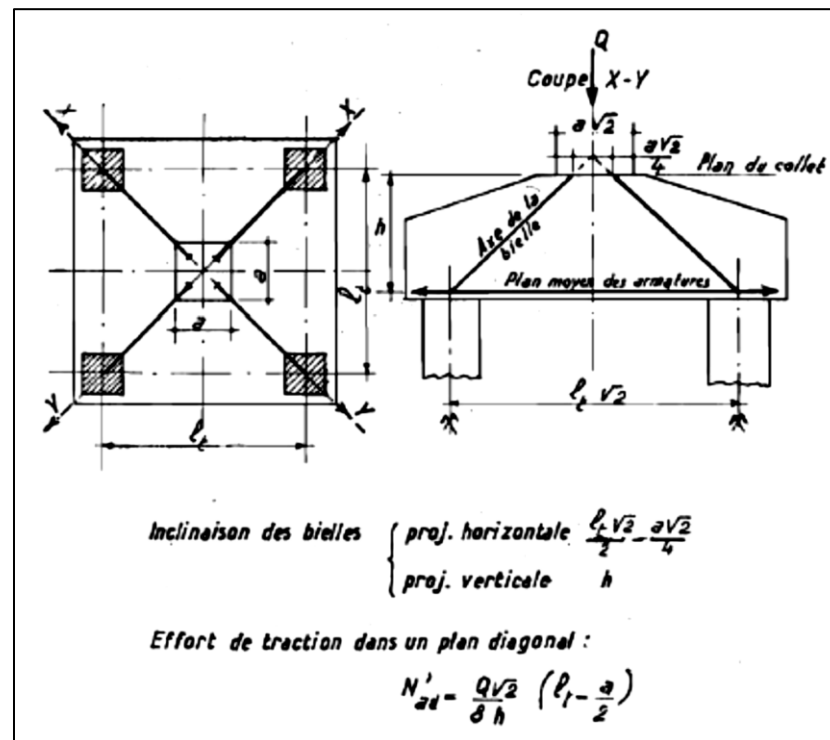
Com isso, Blévet (1967) apresentou roteiros para projetos sobre duas, três e quatro estacas, como ilustram a Figura 8.



(a) bloco sobre duas estacas



(b) bloco sobre três estacas



(c) blocos sobre três estacas

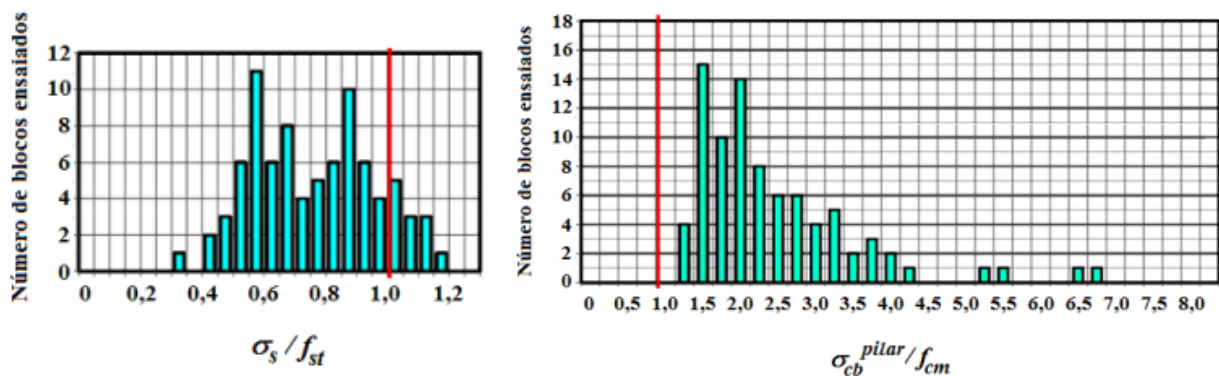
Figura 8: Sugestões de dimensionamento (Blévoit e Frémy, 1967).

Com base nesses ensaios, Blévoit e Frémy (1967) propuseram os seguintes critérios para projetar um bloco sobre estacas:

- A inclinação das bielas deve estar entre 40° e 55° em relação à linha horizontal;
- As tensões limites em serviço, nas bielas dependem do número de estacas e do desvio padrão da resistência do concreto e devem atender:
 - Bloco de 2 estacas : $\sigma_b \leq 0,60 \cdot f_{cd}$
 - Bloco de 3 estacas : $\sigma_b \leq 0,75 \cdot f_{cd}$
 - Bloco de 4 estacas : $\sigma_b \leq 0,90 \cdot f_{cd}$

Thomaz (2016) analisou os resultados dos ensaios de Blévet, como mostrado na Figura 9, e concluiu que:

- Nos blocos com ruptura das bielas (blocos onde a armadura não rompeu), na Figura 9 que mostra a tensão nas bielas calculada pela fórmula de Blévet (1967), observa-se ser esta tensão calculada é, em geral, bem maior que a resistência f_{cm} , obtida com os corpos de prova cilíndricos.
- Nos blocos com ruptura nas bielas, as tensões nas armaduras calculadas por Blévet (1967) estão todas (93%) abaixo da tensão de ruptura (e não de escoamento) do aço, medida nos ensaios com barras dos aços.
- Nos blocos com ruptura nas armaduras, as tensões nas armaduras calculadas pela fórmula de Blévet (1967) são, em média, iguais à resistência à ruptura (e não a de escoamento) do aço, medida nos ensaios com barras dos aços.
- Nos blocos com ruptura nas armaduras, Figura 10, as tensões nas bielas calculadas pela fórmula de Blévet (1967), são aproximadamente 10 % maiores que f_{cm} , dos corpos de prova cilíndricos.



(a) na armadura interna

(b) nas bielas de concreto junto ao pilar

Figura 9: Valores de tensão relativa dos blocos sobre estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967) com ruptura da biela de concreto. (Thomaz e Carneiro, 2016)

Assim, das observações acima, Thomaz (2016) resume que as fórmulas de Bléivot (1967):

- Definem com boa precisão a força nas armaduras.
- São conservadoras no cálculo das tensões nas bielas junto do pilar.
- Não consideram a maior resistência do concreto quando em estado triplo de compressão.
- Não consideram o efeito das armaduras do pilar e das estacas.

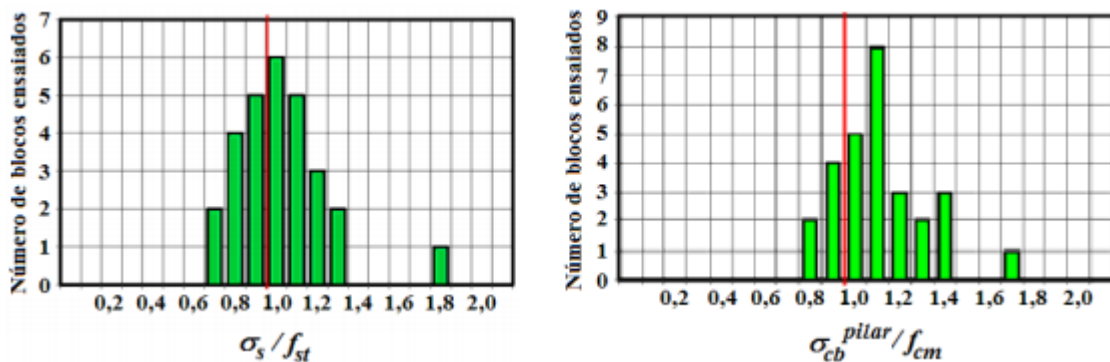


Figura 10: Valores de tensão relativa na armadura interna e nas bielas de concreto junto ao pilar dos blocos sobre estacas ensaiados por Bléivot e Frémy (1967) com ruptura da armadura interna. (Thomaz e Carneiro, 2016)

Bléivot e Frémy (1967) também avaliaram blocos com mais estacas. Para blocos de cinco estacas, verificaram duas disposições possíveis:

- 1) Bloco de forma quadrada com quatro estacas dispostas nos cantos e uma central. Neste caso, em razão da rigidez do bloco, admitiram que as cinco estacas ficavam igualmente carregadas suportando uma parcela de carga $Q/5$. A transmissão da carga ao pilar central se faz diretamente e a transmissão das cargas às estacas periféricas se faz segundo bielas inclinadas. Assim, é possível calcular o bloco como estando sobre quatro estacas que suportam uma carga equivalente a $4Q/5$. As barras de armadura podem ser dispostas ao redor das estacas para equilibrar os esforços de uma parte da carga e segundo as diagonais para equilibrar os esforços complementares, Figura 11 (a).
- 2) Bloco na forma de um pentágono regular, admitindo-se que a transmissão de cargas aos pilares se efetue por intermédio das bielas situadas no plano vertical passando pelo centro do bloco e pelos eixos das diferentes estacas. Os

esforços de tração resultantes da decomposição das forças são equilibrados pelas armaduras dispostas ao redor das estacas, isto é, que seguem os lados do pentágono formado pelas estacas e por armadura em malha ou por grupos de armaduras dispostas segundo os vértices do pentágono, em forma de estrela, conforme ilustra a Figura 11 (b).

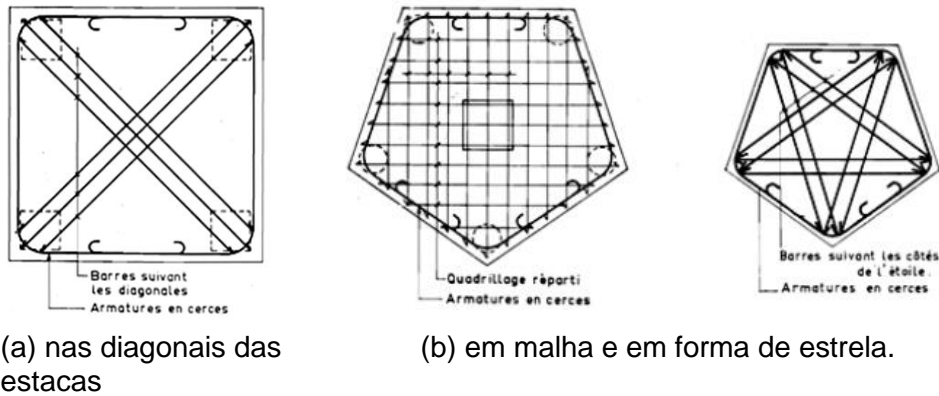


Figura 11: Em todos os blocos são usadas barras ao redor das estacas, complementadas por outras barras. (Blévet e Frémy, 1967)

1.3. Mautoni (1972)

Mautoni (1972) fez ensaios em blocos sobre duas estacas a fim de determinar a força última no bloco e analisar como se dava a ruína em função da ruptura das bielas. Para isso, fez uso de uma expressão que considera a taxa crítica de armadura, desenvolvida por ele. No total foram ensaiados vinte blocos variando os arranjos de armadura em dois tipos: barras em laços contornando as estacas, demonstrados na Figura 12, e barras com ganchos semicirculares “bigode” ilustrados na Figura 13.

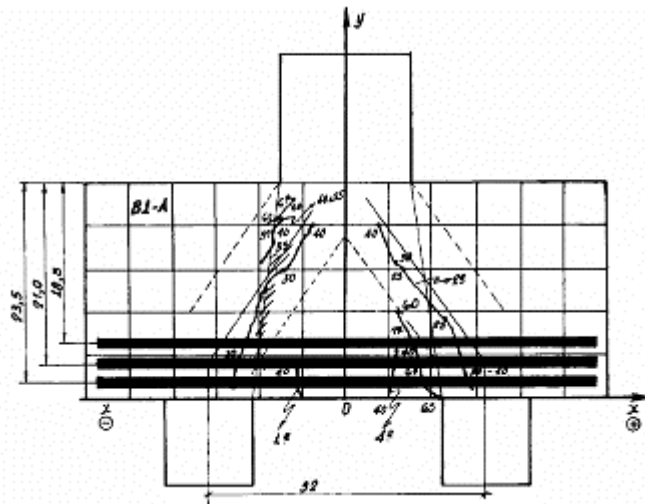


Figura 12: Bloco com arranjo de barras em laços contornando as estacas.
(Mautoni, 1972)

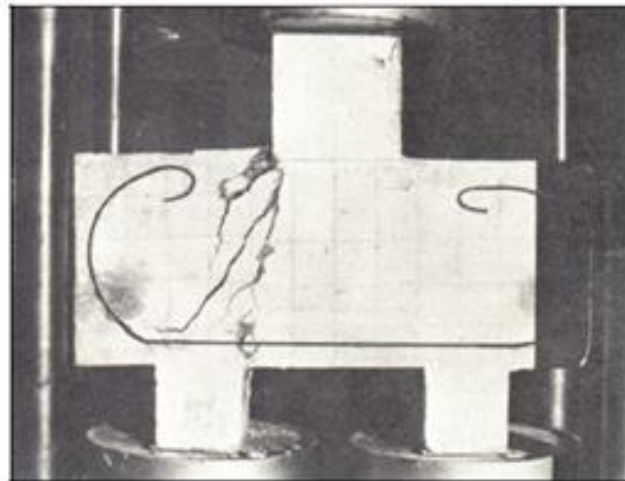


Figura 13: Foto do ensaio mostrando detalhe do arranjo do tipo "bigode".
(Mautoni, 1972)

Esse autor observou que as primeiras fissuras começavam a cerca de 40% da força última, surgindo na parte inferior do bloco, no meio do vão. Quando a força aplicada chegava a 70% da força última, observou que não surgiam novas fissuras. Foi observado também que as fissuras ocorreram de forma paralela às bielas de compressão. Para o arranjo de armadura mostrado na Figura 13, Mautoni (1972) observou que com a ancoragem não houve alteração da força de ruptura, porém havendo destacamento na parte inferior resultando alteração da superfície de fratura.

Por fim concluiu que o arranjo de armadura de “bigode” possui as desvantagens de apresentar um grande consumo de aço além de apresentar inconvenientes pela sua ancoragem. Já para o arranjo demonstrado na Figura 12, há um deslocamento relativo nas partes do bloco devido à ruptura da biela de concreto, tendo esse arranjo a desvantagem de ser de difícil execução, além de por ter várias camadas, e diminuir a altura útil do bloco.

Com esses ensaios o autor conseguiu estabelecer um método capaz de estipular a força última nos blocos sobre duas estacas, assim como os mecanismos de ruína, já que em todos os ensaios a ruína se deu por ruptura na biela de compressão com plano de fratura entre a face interna da estaca e a face interna do pilar, como pode ser visto na Figura 13. Pelo padrão de fissuração verificado nas Figura 12 e Figura 13 nota-se que a região da biela junto ao pilar sofre acentuado esmagamento.

1.4. Taylor e Clarke (1976)

Taylor e Clarke (1976) ensaiaram blocos sobre quatro estacas de geometria quadrada, com espaçamento entre as estacas de duas vezes iguais ao diâmetro da mesma. A fim de verificar a influência do dimensionamento e detalhamento no comportamento dos blocos, os pesquisadores testaram três arranjos de armaduras, conforme Figura 14, e variaram as ancoragens em quatro tipos, conforme Figura 15.

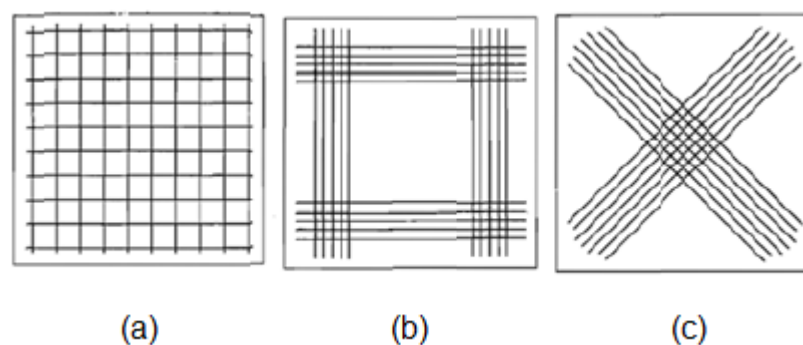


Figura 14: Arranjo das armaduras dos blocos ensaiados
 a) armadura uniformemente distribuída; b) armadura segundo os lados; c) armadura segundo as diagonais. (Taylor e Clarke, 1976)

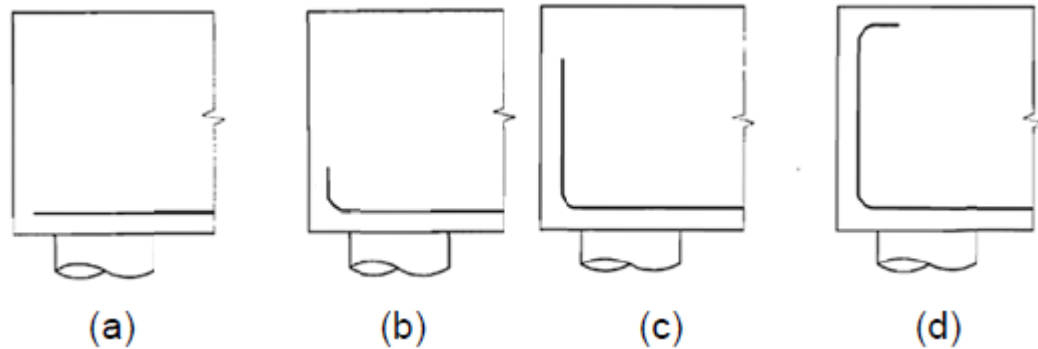


Figura 15: Detalhe da ancoragem das barras nos blocos ensaiados:

- a) reta; b) gancho curto; c) gancho até a face superior do bloco d) gancho até a face superior com na extremidade.
(Taylor e Clarke, 1976)

No início do carregamento todos os blocos apresentaram comportamento similar, com fissuras verticais que surgiram nas linhas de eixo das estacas nas quatro faces do bloco. Na grande parte dos blocos ensaiados, a ruptura se deu por cisalhamento. Com isto foi observado dois tipos de ruína por cisalhamento: semelhante à de uma viga, como mostra a Figura 16 (a), e a outra por punção, com fissuras inclinadas na face inferior no bloco, como demonstra a Figura 16 (b).

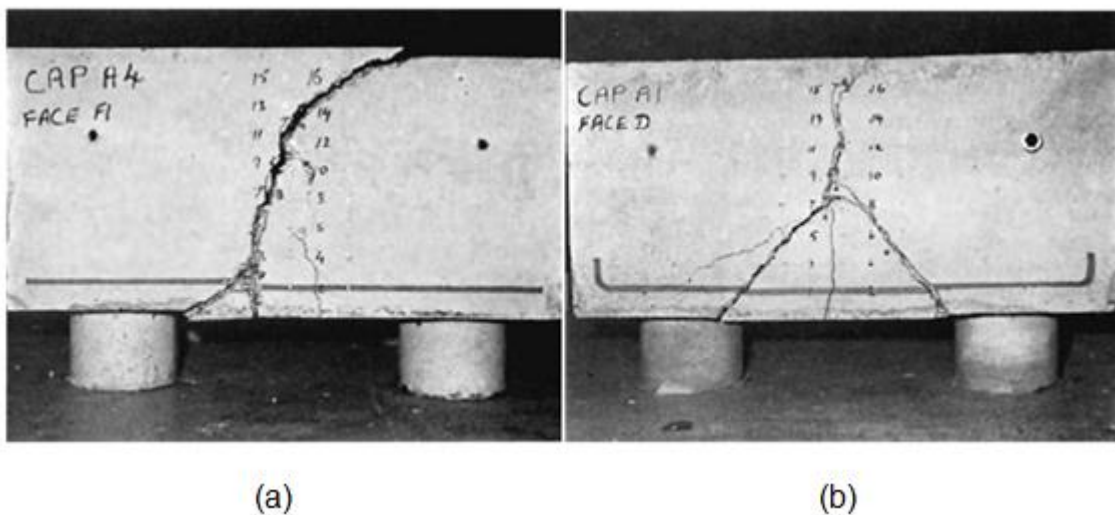


Figura 16: Tipo de ruptura dos blocos ensaiados: a) ruptura semelhante à viga; b) ruptura por punção. (Taylor e Clarke, 1976)

Os modelos sem ancoragem e com gancho curto no arranjo de armaduras segundo os lados apresentaram valores da ordem de 15% maior de forças últimas comparados aos modelos com arranjo em malha, fato que comprova o que foi dito por Blévo (1967) sobre a necessidade de armadura de suspensão neste tipo de arranjo. A ancoragem até a face superior aumentou a força última em 30%, e isto é atribuído por Taylor e Clarke (1976), ao fato de que a ancoragem exerce uma função semelhante à de armadura de suspensão, confirmando as atribuições sobre ancoragem feita por Blévo (1967). Já na ancoragem com gancho na extremidade até a face superior do bloco, não foi verificado aumento da força última.

1.5. Adebar, Kuchma e Collins (1990).

Os pesquisadores realizaram ensaios em seis tipos de blocos de concreto sobre quatro e seis estacas, conforme mostrado na Figura 17. Os ensaios tiveram como objetivo avaliar o procedimento adotado pela norma ACI 318:83, que era similar ao usado para lajes armadas em duas direções, e observar a possibilidade do uso do modelo tridimensional de bielas e tirantes para o dimensionamento dos blocos.

Dessa forma, foi variado o arranjo de armaduras nos blocos, sendo utilizada a norma ACI 318:83 para o arranjo do bloco A e o método das bielas para o arranjo dos blocos B, C, D. Outras particularidades são: O bloco D possui o dobro da armadura do bloco B, o bloco E possui as mesmas características do bloco D, o bloco F possui a mesma armadura que o bloco D, porém sem os cantos. Por causa da ausência desses cantos, a norma ACI 318:83 previa que o bloco F tivesse uma capacidade resistente muito menor do que a do bloco D. Por outro lado, o modelo de bielas e tirantes usado sugeria que os blocos D e F tivessem a mesma resistência.

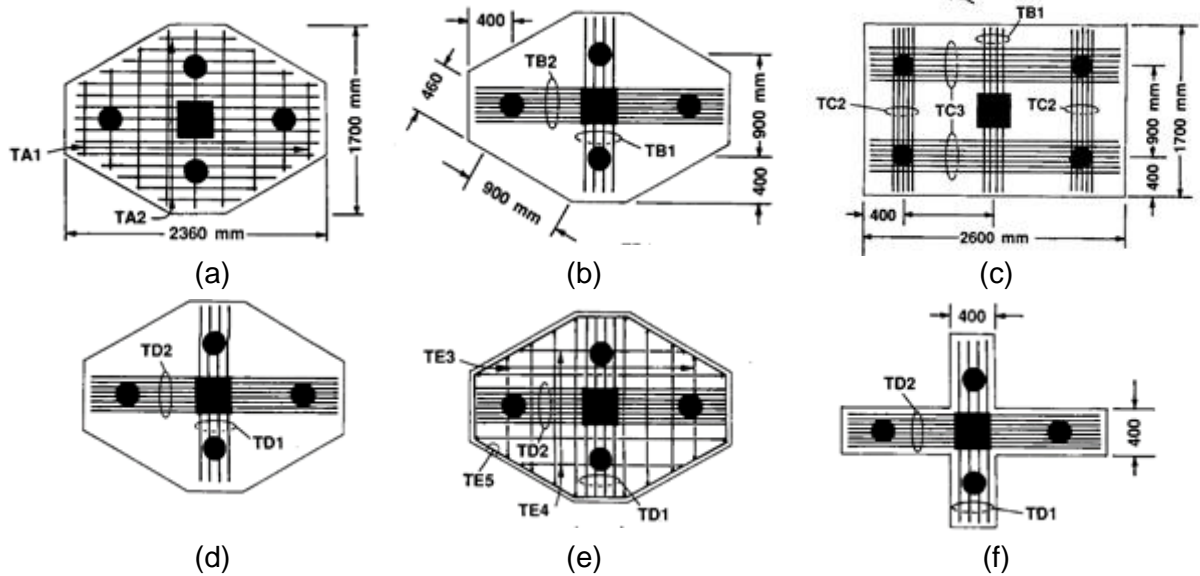


Figura 17: Tipos de blocos ensaiados (adaptado Adebar, Kuchma e Collins, 1990).

Os pesquisadores repararam que antes da ruína houve poucas fissuras significativas, porém no momento próximo da ruptura os ensaios se caracterizaram pelo rápido surgimento de várias fissuras.

Com a análise dos resultados, os pesquisadores observaram que o método das bielas e tirantes apresentam valores mais adequados que os da norma ACI 318:83. Mediram as deformações principais de compressão e de tração junto à estaca e verificaram que enquanto as deformações de compressão atingem altos valores, as de tração permanecem relativamente pequenas neste local, indicando que as bielas comprimidas não rompem por esmagamento do concreto.

Como os blocos permanecem visualmente não fissurados até próximo da ruptura, os autores perceberam que as distribuições de tensões são especialmente relevantes.

Assim, Adebar *et al.* (1990) fizeram uma análise numérica usando o Método dos Elementos Finitos e sugeriram um modelo refinado de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas. O modelo mostrado na Figura 18 leva em consideração que as tensões de compressão na biela do concreto se expandem originando tensões de tração perpendiculares ao eixo da biela e, por isto sugeriram um tirante perpendicular para absorver essas tensões.

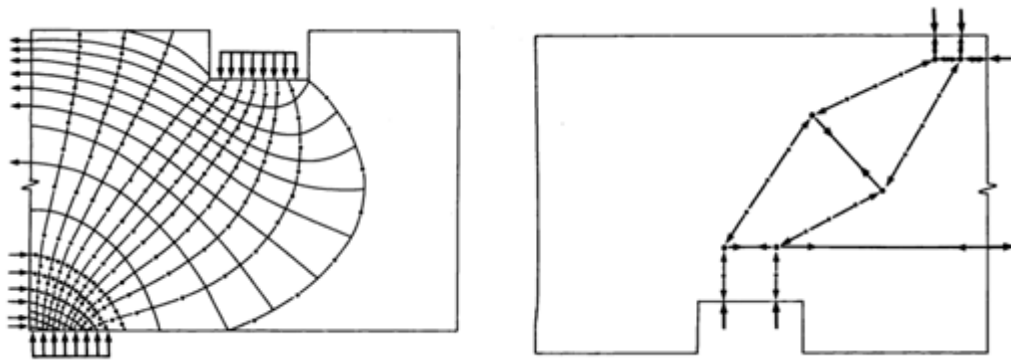


Figura 18: Modelo de biela e tirante sugerido (Adebar *et al.* 1990).

1.6. Miguel (2000)

Miguel (2000) ensaiou nove blocos sobre três estacas submetidos à força centrada e fez análise numérica deles baseado no Método dos Elementos Finitos, considerando a não linearidade, entretanto sem considerar as barras das armaduras. A pesquisadora analisou quatro blocos em séries conforme mostrada na Figura 19, variando o arranjo de armaduras e o diâmetro das estacas, conforme Tabela 1.

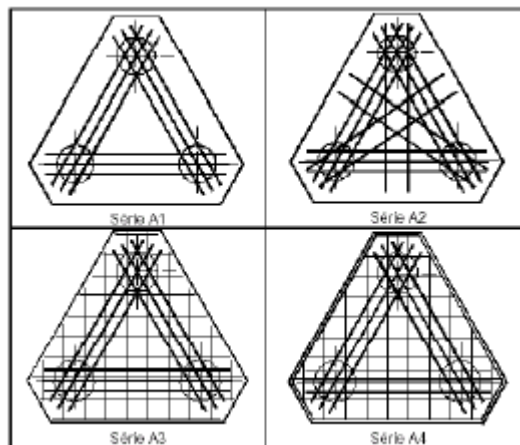


Figura 19: Blocos rígidos sobre três estacas ensaiados por Miguel (2000)

Tabela 1: Grupo de modelos experimentais.

Série	Grupo 1 - B30 (D = 30 cm)	Grupo 2 - B20 (D = 20 cm)	
série A1 (3 blocos)	Armadura principal unindo as estacas		
	B30A1/1	B20A1/1	B20A1/2
série A2 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura passando pelo pilar		
	B30A2	B20A2	
série A3 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em malha		
	B30A3	B20A3	
série A4 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em "gaiola"		
	B30A4	B20A4	

Os blocos da série A2 apresentam melhores resultados de força última que os da série A1, já os blocos da série A3 e A4, apresentaram valores de força de ruína próxima.

Em relação à variação do diâmetro da estaca, os blocos com 30 cm mostraram ser mais resistentes, sendo a série A1 e A2, respectivamente 21% e 28% mais resistentes, devido às estacas de 30 cm, de forma geral, conduzirem a maiores tensões de compressões e deformações nas bielas comprimidas e na zona nodal superior. Os blocos de 20 cm tiveram maiores deformações causados por tensões de tração transversal nas bielas.

De acordo com essa autora, os modelos ensaiados romperam por fendilhamento das bielas comprimidas, no mesmo instante em que escoaram as barras da armadura principal e/ou secundária em uma direção que compreendia a estaca onde ocorreu a ruína.

1.7. Munhoz (2004)

Munhoz (2004) realizou uma análise numérica em blocos de concreto de uma a cinco estacas, submetidos à ação de força centrada, conforme Figura 20.

Foi considerado o comportamento do material linear elástico e variados parâmetros como dimensões das estacas e pilar, e no caso de blocos de cinco estacas, variada também a altura do bloco. No geral foram 33 blocos estudados.

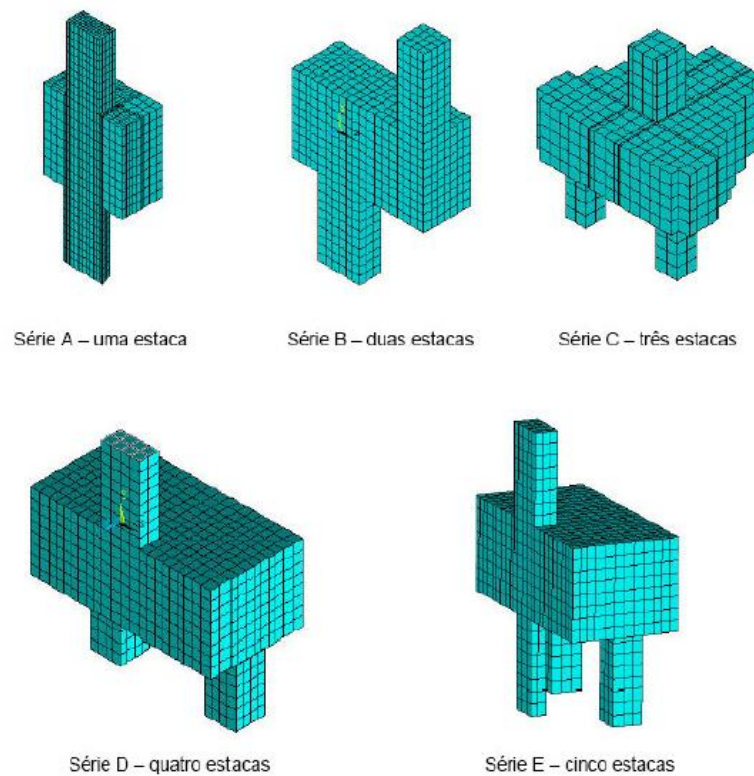


Figura 20: Malha de elementos finitos. (Munhoz, 2004)

Comparando com o modelo analítico de Blévoit e Frémy (1967), Munhoz (2004) constatou, no que se refere às bielas de compressão para duas estacas, que as tensões de compressão na região nodal superior, obtidas a partir da análise numérica, vão além da seção do pilar, o que pode ser demonstrado na Figura 21 (a), e conforme o modelo de Blévoit e Frémy (1967) o surgimento da biela parte da seção de contato do pilar como o bloco, conforme Figura 21 (b).

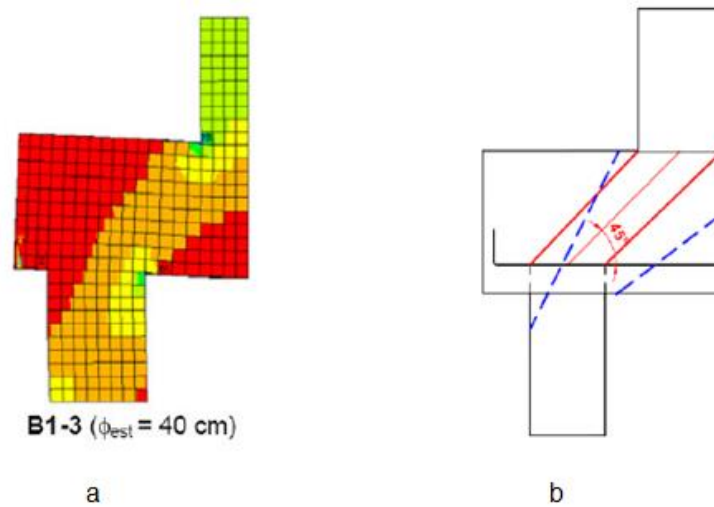


Figura 21: a) Formação das bielas de compressão no modelo numérico; b) Bielas de compressão, modelo numérico (azul) e modelo de Blévyot e Frémy (vermelho).

Munhoz (2004) sugere a utilização de um tirante adicional para verificar a tração perpendicular às bielas comprimidas nos blocos para duas, três e quatro estacas. Além disso, sugere que o modelo de treliça deve diferir de acordo com a seção do pilar, indicando que a consideração de dimensões quadradas pode apresentar resultados conservadores. Para blocos com uma e cinco estacas, a pesquisadora sugere que se evite utilizar estaca em que seu eixo seja posicionado coincidente com o eixo do pilar, pois essa estaca receberia a maior parcela de carregamento aplicado. Uma solução melhor seria a adoção de estacas dispostas nos vértices de um pentágono regular.

1.8. Souza e Bittencourt (2006)

Os autores analisaram numericamente dois blocos rígidos, um bloco de duas estacas e outro de quatro estacas. Para a análise do bloco de duas estacas, valeram-se dos resultados experimentais apresentados por Mautoni (1972) e utilizaram o programa DIANA que, segundo os autores, conseguiu capturar com boa precisão o comportamento verificado experimentalmente, estimando a carga de ruptura com uma diferença de apenas 1 % em relação à carga de ruptura real. A Figura 22 apresenta a

evolução das fissuras para diversos passos de carga no modelo numérico, sendo que o panorama de fissuração se aproximou bastante daquele verificado experimentalmente.

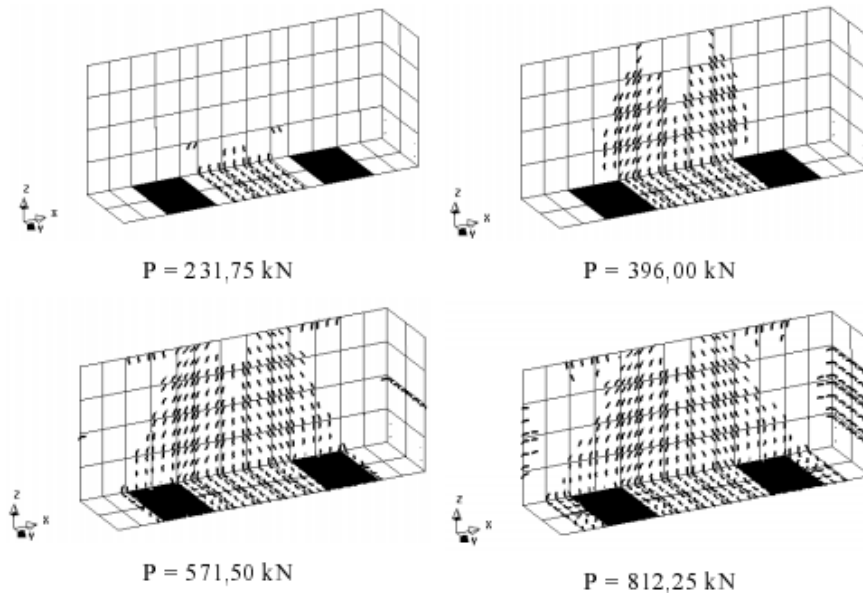


Figura 22: Evolução das fissuras ao longo dos vários passos de carga no modelo numérico construído no programa DIANA (Souza & Bittencourt (2006))

A ruptura do bloco ocorreu por fendilhamento devido às tensões transversais de tração nas bielas inclinadas. Os autores referem ser esse o caso típico de ruína das escoras denominadas de *garrafa* e que em casos bidimensionais bielas desse tipo normalmente necessitam de uma armadura adicional visando limitar as tensões transversais, ocasionadas pelo espraçamento das tensões de compressão. O aço do tirante não atingiu a tensão de escoamento.

A partir dos valores das cargas de ruptura, os autores verificaram que a máxima tensão introduzida pelo pilar no momento da ruptura do bloco era de aproximadamente $1,02 f_{cm}$, o que corresponde a aproximadamente $1,35 f'_c$.

Assim, com base nestes fatos e em outras investigações realizadas, Souza e Bittencourt (2006) recomendaram para os blocos rígidos sobre qualquer número de estacas que sempre se mantenha um nível de tensão exercido pelo pilar abaixo de $1,0 f_{ck}$, de maneira a preservar indiretamente a integridade das bielas.

Esses autores também recomendam que, para controlar a fissuração nos blocos, é recomendável dispor no detalhamento uma armadura em malha nas faces laterais, de maneira horizontal e vertical, com pelo menos 12,5 % da armadura principal calculada. Também é importante dispor uma armadura em malha na base do bloco, dimensionada para cerca de 20 % da armadura principal, bem como, adotar uma armadura de topo, dimensionada para 10 % da armadura principal.

Para a análise do bloco de quatro estacas tomaram os resultados apresentados por Sam e Iyer (1995), que analisaram experimental e computacionalmente o comportamento destes blocos com diferentes disposições das armaduras principais. As análises foram conduzidas no programa DIANA e, aproveitando as condições de simetria, apenas 1/4 da geometria do bloco foi investigada. A Figura 23 mostram as fissuras propagando-se de forma inclinada, subindo em direção ao pilar, no estágio final de resistência.

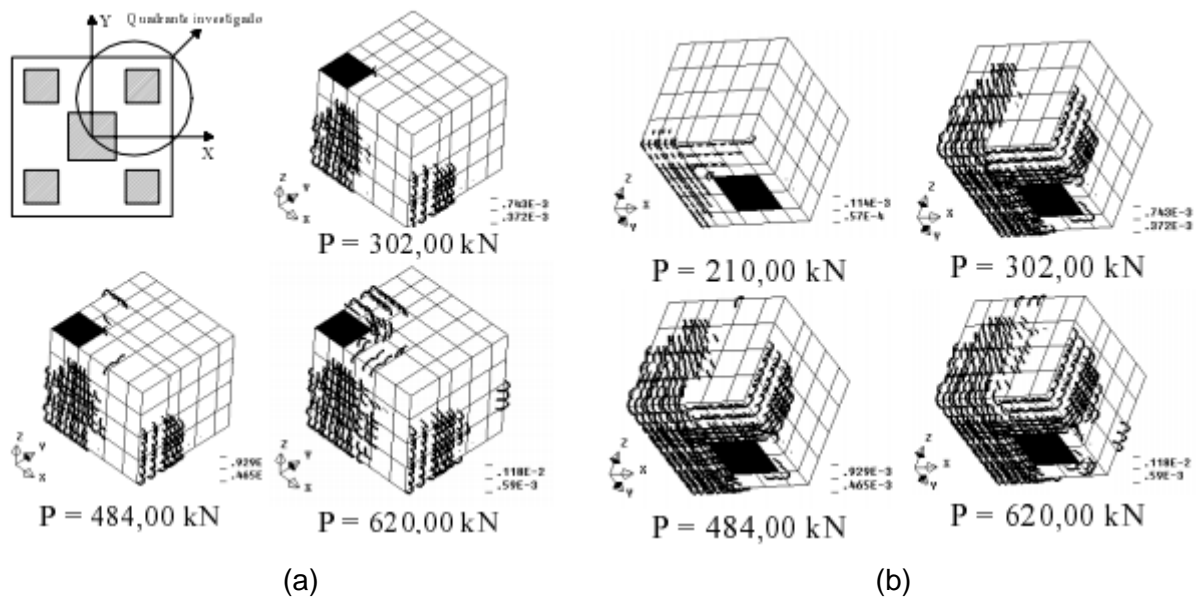


Figura 23: Fissuras desenvolvidas no bloco rígido: a) No topo; b) Na base.

Os autores revelaram grande dificuldade em se estabelecer uma carga limite, levando a crer que para casos de fissuras diagonais, típicas de fendilhamento, seja mais interessante adotar para a carga de ruptura uma faixa de variação ao invés de um valor limite. No entanto, as faixas de variação encontradas, bem como a forma de ruína, se aproximaram muito dos resultados experimentais, confirmando a grande potencialidade da análise não linear para avaliar problemas complexos de análise estrutural.

Os autores do presente trabalho afirmaram que o mecanismo que levou ao colapso dos blocos tenha sido o desenvolvimento de tensões transversais de tração nas bielas inclinadas e, por isso, indicaram a necessidade de se dispor estribos horizontais ao longo da altura do bloco, visando conter estas tensões transversais de tração.

Se não se desejar colocar estas armaduras nos blocos, deve-se então limitar a máxima tensão no pilar em torno de $0,8 f_{ck}$, de maneira que o concreto possa absorver as tensões de tração.

Adicionalmente, recomendaram a disponibilização de armaduras na forma de malha ortogonal na base da estrutura, visando conter o desenvolvimento de fissuras que podem levar o bloco prematuramente a ruptura.

1.9. Delalibera (2006)

Em sua tese de doutorado, Delalibera (2006) estudou experimentalmente blocos de duas estacas submetidos à força centrada e excêntrica e analisou numericamente por meio do Método dos Elementos Finitos os blocos ensaiados.

Delalibera (2006) realizou ensaio experimental em 14 blocos de duas estacas, variando parâmetros como o ângulo de compressão das bielas, área da seção transversal do pilar, localização da força aplicada, armaduras secundárias e de ganchos na armadura principal. Todos os blocos apresentaram comportamentos parecidos, com o aparecimento da primeira fissura, em média a 20% da força última suportada, começando na parte inferior próximo à estaca e prolongando-se até a face superior junto ao pilar. As demais fissuras tiveram inclinações semelhantes surgindo ao longo do carregamento, conforme mostrado na Figura 24.

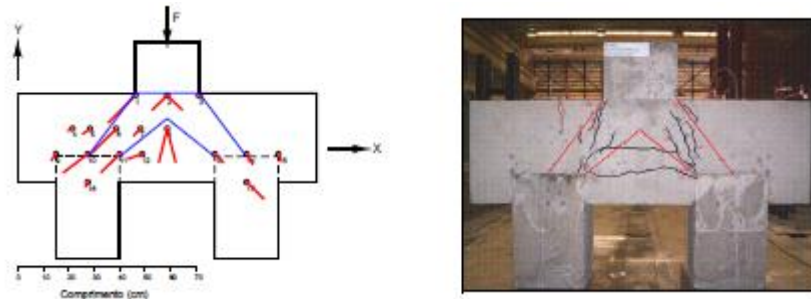


Figura 24: Fluxo de tensões de compressão, modelo B35P25E25e0A_{sw,0} (Delalibera, 2006).

Todos os modelos tiveram a ruína determinada por esmagamento do concreto da biela junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca e fendilhamento paralelo às bielas, ao longo da altura do bloco ocasionado pela ação da força cortante. O aço não atingiu sua capacidade resistente máxima e o esmagamento do concreto iniciou para valores da ordem de 0,75 da carga última.

Com isso constatou-se que os modelos mais rígidos (maior altura) suportaram mais forças últimas comparadas aos modelos construídos com menor altura.

Em relação à utilização da excentricidade da carga aplicada constatou-se que apresentam menores capacidades resistentes.

Com relação à variação de seção do pilar, constatou-se que os modelos de seção transversal quadrados suportaram menor força que os modelos com seção transversal retangular devido ao aumento da área de compressão junto ao pilar.

Na variação da utilização de armaduras secundárias, constatou-se a diminuição do valor de força última em modelos construídos sem as armaduras superiores e estribos em função das tensões de tração na direção perpendicular às bielas de compressão. Em contrapartida, nos modelos construídos com a utilização dessas armaduras houve o aumento da capacidade resistente. Quanto à utilização dos ganchos nas armaduras principais, estes não foram significativos na influência do comportamento estrutural assim como constatado em Adebar *et al.* (1990) e Miguel (2000).

Por fim, em função dos resultados experimentais e numéricos, Delalibera (2006) desenvolveu um modelo de dimensionamento de blocos sobre duas estacas baseado no Método de Bielas e Tirantes. Como constatado que apenas parte da estaca foi requerida de forma mais intensa, o pesquisador sugeriu, a favor da segurança, que a zona nodal inferior seja constituída por apenas metade da área da estaca, ademais

também foi sugerido uma armadura de fendilhamento para absorver as tensões perpendiculares à direção da biela. Conforme mostrado na Figura 25, foi idealizado um modelo em função da distribuição do fluxo das tensões principais de compressão.

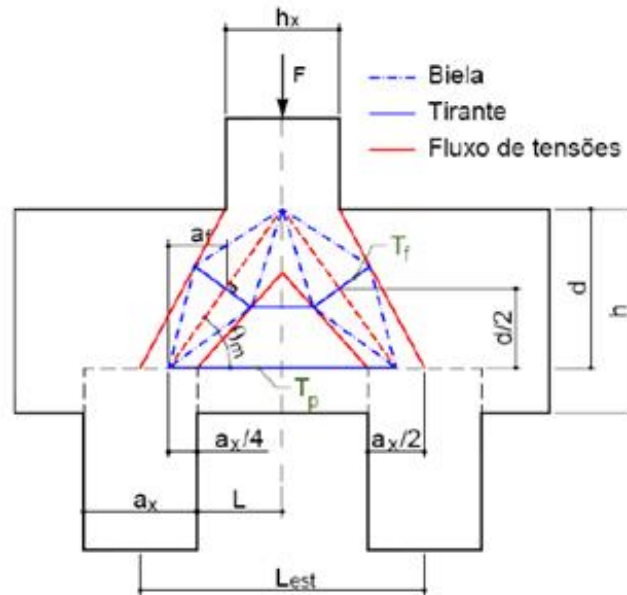


Figura 25: Modelo de Bielas e tirantes de força centrada proposta (Delalibera 2006).

1.10. Ramos (2007)

Ramos (2007) fez análise numérica em um bloco de fundação sobre dez estacas, considerando a não linearidade dos materiais, com intuito de estudar o comportamento das reações de apoio nas estacas dos blocos, quando variados alguns parâmetros como a altura do bloco, a intensidade das ações e o tipo de apoio ocasionado pelo solo (deformável ou indeformável), totalizando assim 32 modelos, divididos por casos dos carregamentos conforme Figura 26.

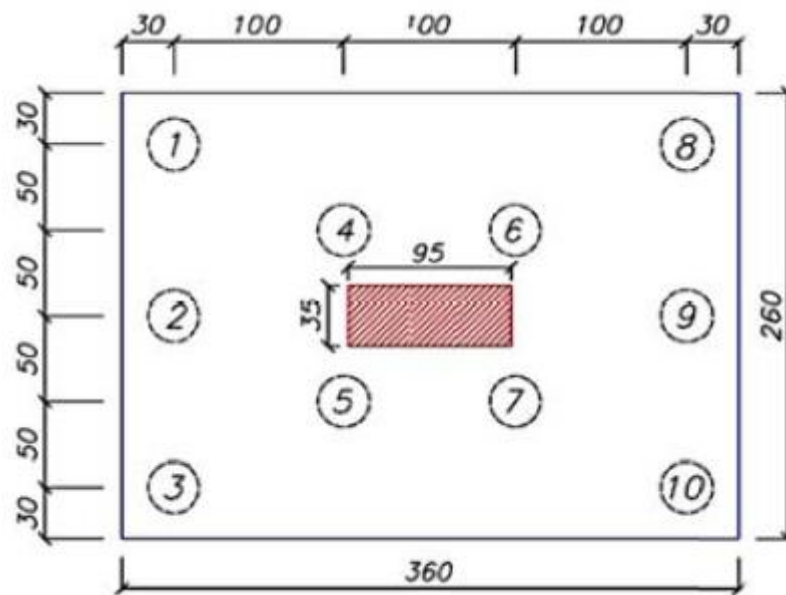


Figura 26: Bloco de dez estacas em planta. (Ramos (2007))

Tabela 2: Casos de carregamento. (Ramos (2007)).

CASO	Força Vertical	M. na direção x	Exc. em x	M. na direção y	Exc. em y
1	F_V (3000 kN)	-	-	-	-
2	F_V (3000 kN)	600 kN.m	20 cm	300 kN.m	10 cm
3	F_V (3000 kN)	960 kN.m	32 cm	480 kN.m	16 cm
4	F_V (3000 kN)	1500 kN.m	50 cm	750 kN.m	25 cm

Ramos (2007) confirmou que os resultados obtidos por meio da análise numérica diferenciam dos resultados obtidos com base nas metodologias usuais de dimensionamento de blocos sobre várias estacas, uma vez que essas metodologias não levam em conta a altura do bloco nem o tipo de vinculação empregado.

Ramos (2007) observou ainda que, na pior situação, houve variação de mais de 200% nas reações das estacas comparando com os valores obtidos pelo método analítico, quando o solo é considerado indeformável e percebeu também que as estacas mais próximas ao pilar recebem uma maior parcela da ação solicitante.

O autor verificou ainda que a resistência característica a compressão do concreto tem pouca influência na determinação da rigidez dos blocos, sendo a altura dos blocos e o tipo de vinculação das estacas com o solo (solo deformável e indeformável) fatores de maior relevância.

1.11. Park, Kuchma e Souza (2008).

Park *et al.* (2008) sugeriram um método para verificar blocos sobre estacas baseado na teoria de bielas e tirantes. O método sugerido considera a ruptura do concreto na zona de compressão junto ao pilar e a perda de rigidez das bielas por consequência da suavização do comportamento do concreto tracionado.

Para verificar o método sugerido, Park *et al.* (2008) consideraram trabalhos ensaiados de outros pesquisadores em blocos sobre quatro estacas, porém ressaltaram que o método proposto pode ser válido para outros tipos de blocos.

Park *et al.* (2008) compararam os resultados experimentais com cinco métodos de dimensionamento respeitados internacionalmente. Os dois primeiros consideram a verificação de cisalhamento em seções críticas para critérios de dimensionamento, são eles: a norma americana ACI 318:99 para dimensionamento de sapatas, CRSI Handbook (2002). Os três restantes consistem em métodos de bielas e tirantes, que são: Os Apêndice A do ACI 318:05, a norma canadense CSA A23.3:04, e o método de Adebar e Zhou (1996).

Na Figura 27 são apresentadas as comparações entre resultados de ensaios e valores teóricos para blocos analisados que romperam por cisalhamento ou por compressão das bielas.

Park *et al.* (2008) concluíram que os métodos que levam em consideração a verificação do cisalhamento nas seções críticas apresentaram resultados mais conservadores e em blocos onde a ruptura se deu por cisalhamento tiveram resultados contra a segurança. O método sugerido demonstrou ser pouco conservador quando considerados todos os blocos analisados e se mostrou preciso e seguro no dimensionamento de blocos que apresentam ruptura por cisalhamento.

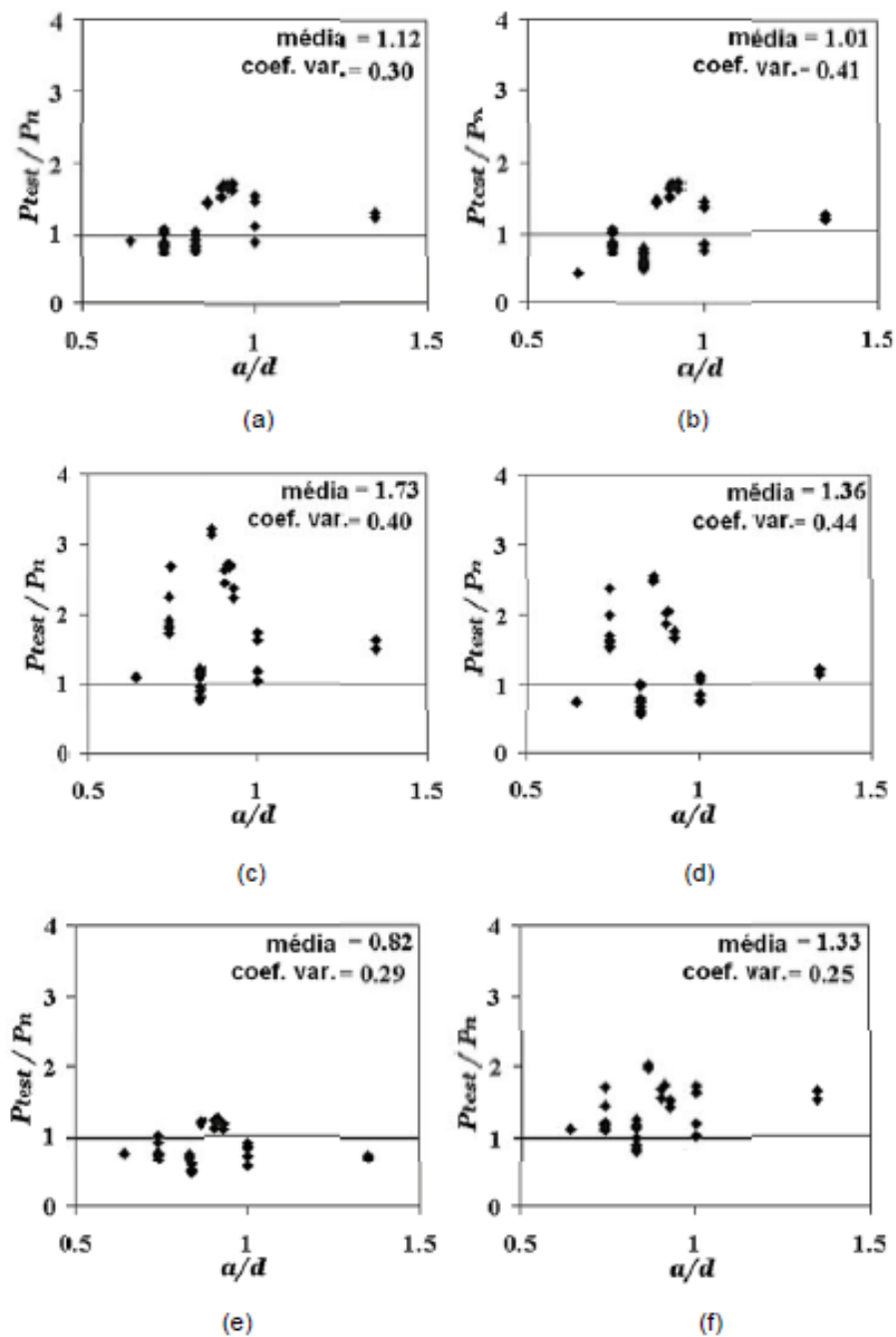


Figura 27: Relação entre a capacidade de carga experimental e a força teórica, em função da relação entre a distância das estacas e a altura útil do bloco: a) ACI318:99; b) CRSI Handbook; c) ACI 318:05; d) CSA A23.3:04; e) Adebar e Zhou (1996) e f) método proposto por Park *et al.* (2008)

1.12. Park, Kuchma e Souza (2008).

Os autores apresentam um modelo de bielas e tirantes para o cálculo da resistência de blocos sobre estacas. O método proposto emprega leis constitutivas para concreto armado fissurado e considera a compatibilidade entre deformações. Foi avaliado mediante os resultados de 116 blocos testados até a ruptura em laboratório. A comparação mostrou que o método proposto prevê consistentemente as resistências de blocos com relações $0,49 \leq c/d \leq 1,8$, sendo c a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca e d a altura útil do bloco e resistências do concreto menores que 41 MPa.

O modelo, mostrado na Figura 28, consiste em bielas de concreto que se estendem do pilar às estacas e tirantes de aço que se estendem entre as estacas. O método das bielas e tirantes é conceitualmente simples e é considerado apropriado para o projeto de todas as regiões-D.

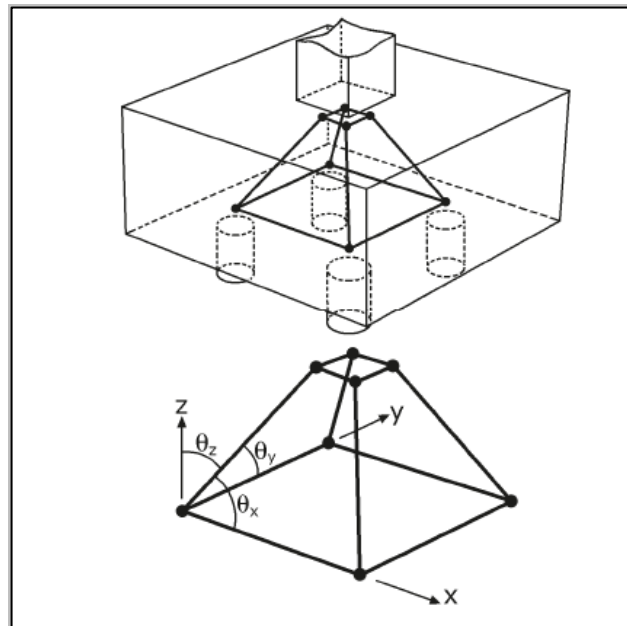


Figura 28: Modelo de Bielas e tirantes proposto (Park *et al.* 2008)

Os autores concluíram que as capacidades de carga calculadas pelo método proposto foram precisas e conservadoras, com pouca dispersão ou tendências para os blocos testados.

1.13. Souza, Kuchma e Park (2009).

Os autores propuseram um modelo analítico para o cálculo de blocos sobre estacas baseado no método das bielas e tirantes. Tal modelo foi calibrado a partir dos resultados experimentais obtidos por Blévoit e Fremy (1967), Clarke (1972), Suzuki *et al* (1998, 1999, 2000) and Suzuki e Otsuki (2002), atendendo à relação $0,44 \leq c/d \leq 1,99$, sendo c a distância entre a face do pilar e o eixo da estaca e d a altura útil do bloco. Foram usados apenas os resultados dos ensaios de blocos com quatro estacas com armaduras concentradas em faixa (Blévoit e Fremy, 1967 e Clarke, 1972) ou em malha (Suzuki e Otsuki, 2002), submetidos à compressão axial N_k e flexão biaxial (M_{kx}, M_{ky}), como mostra a Figura 29.

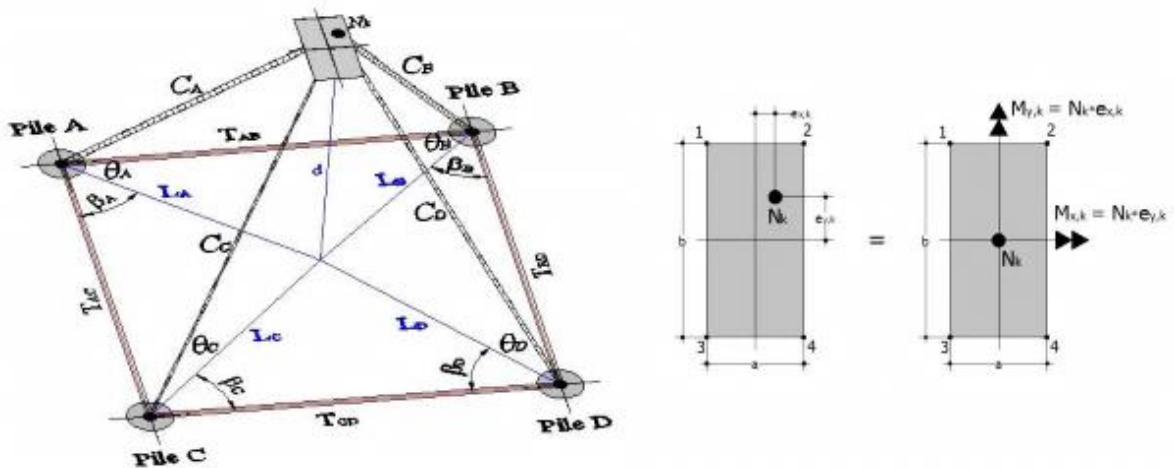


Figura 29: Modelo de bielas e tirantes proposto para blocos sobre quatro estacas com pilares retangulares com compressão axial e flexão biaxial (Souza *et al.*, 2009)

As condições de contorno da treliça espacial proposta foi definida de modo a obter uma estrutura estaticamente determinada e, para isto foram restringidas a translação e a rotação do corpo rígido. Assim, a partir de uma análise não linear obtiveram as reações nas estacas, os ângulos internos e as forças nas bielas e tirantes.

Em relação ao valor da altura útil (distância entre face superior e inferior do bloco), os autores relataram que os mesmos valores podem ser verificados tanto para uma abordagem seccional (região B) como para um modelo de bielas e tirantes (região D). Para uma região D, quando a profundidade do bloco é aumentada, as

bielas diagonais tenderam a passar de uma situação prismática para outra em forma de garrafa, o que irá favorecer o surgimento de tensões de tração transversais na biela.

Os autores ainda citaram haver alta incerteza em relação à posição da zona nodal sob o pilar, mas acreditam que a altura do tirante sob o pilar pode ser tomada como $h/4$, onde h é a altura total do bloco.

Os autores apresentaram um modelo tridimensional de bielas e tirantes, que pode ser aplicado ao projeto ou à análise de blocos sobre quatro estacas, que sustentam pilares retangulares que impõem cargas compressivas e de flexão biaxial no topo do bloco. Esta é uma situação muito comum que normalmente não é tratada na maioria dos códigos e, por essa razão, os projetistas têm aplicado a teoria da flexão ou um modelo simplificado de bielas e tirantes, desenvolvido para a condição de pilares quadrados submetidos à carga axial. Os autores consideraram que os modelos de bielas e tirantes representam melhor o fluxo de tensões nos blocos, mas requerem modelos aprimorados que considerem a compatibilidade e o comportamento não linear, bem como a contribuição do concreto tracionado. Além disso, recomendam o uso do modelo de bielas e tirantes para blocos com relação $c/d < 2$ e do método seccional quando $c/d > 2$.

Finalmente, os autores também sugeriram novas pesquisas experimentais para avaliar blocos diagonalmente armados, tendo em vista o pequeníssimo número de ensaios verificados na literatura técnica.

1.14. Buttignol e Almeida (2012)

Foi realizado um estudo comparativo entre o comportamento experimental de blocos de concreto armado apoiados sobre duas estacas realizados por Delalibera (2006), através de análise numérica tridimensional não-linear através de programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos ATENA 3D. Os critérios para comprovação de resultados foram feitos observando-se a força última, o panorama de fissuração, o fluxo de tensões atuantes no concreto e no aço, as deformações e o padrão de ruína.

Para este estudo comparativo foi utilizado o modelo experimental B35P25E25e0 de Delalibera (2006) em que foram mantidas as configurações

originais da geometria do bloco, da armadura e das características dos materiais. E variados parâmetros como:

- No modelo 1 foram impedidos todos os deslocamentos verticais dos nós da base das estacas;
- No modelo 2 foram impedidos 50% dos deslocamentos verticais dos nós na base das estacas;
- No modelo 3 foram impedidos 25% dos deslocamentos verticais dos nós na base das estacas;
- No modelo 4 é semelhante ao bloco do modelo 1 com o acréscimo de uma armadura de fendilhamento em forma de cavalete.
- No modelo 5 foi modelado um bloco com redução da largura da estaca

A Figura 30 mostra os resultados força *versus* deslocamento das análises numéricas comparando com o resultado do modelo experimental de Delalibera (2006)

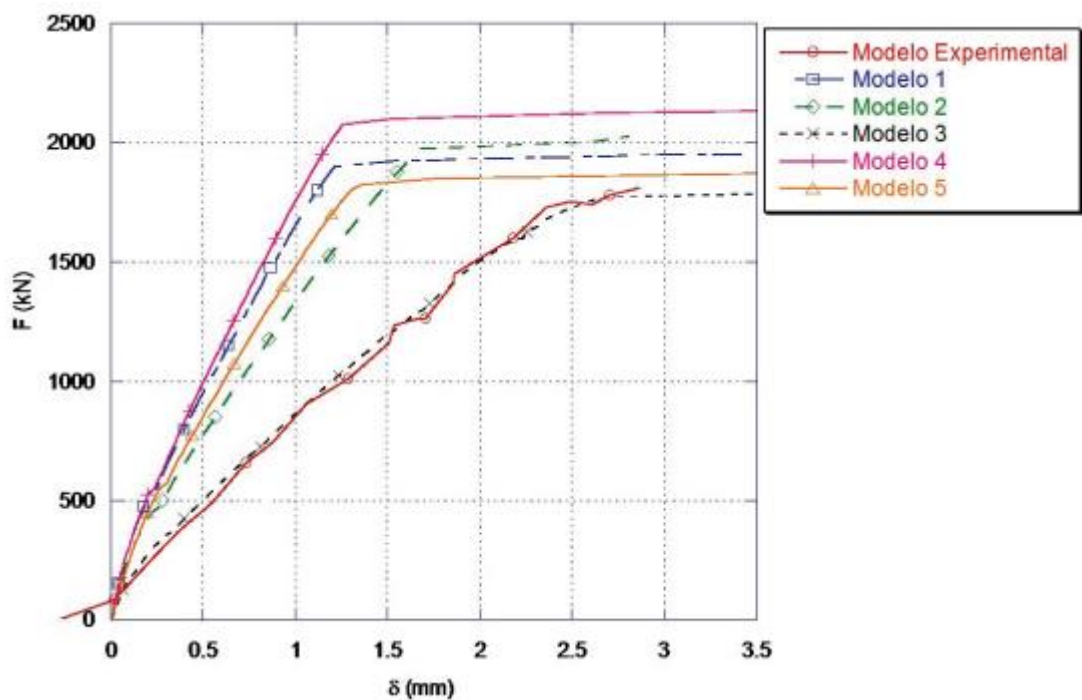


Figura 30: Força *versus* deslocamento (Buttignol e Almeida, 2012)

Os resultados das modelagens numéricas mostraram que a variação da vinculação dos apoios das estacas influenciou diretamente na capacidade resistente dos modelos e exerceu uma influência que não foi desprezível na rigidez dos blocos sobre estacas. A comparação entre os resultados dos modelos numéricos e experimentais mostrou uma boa aproximação, sendo observados ruína frágil em todos os casos por

esmagamento do concreto e fendilhamento do bloco, formação de bielas com conformação prismática e desenvolvimento de tensões de tração ao longo das bielas, que são responsáveis pelo fenômeno de fendilhamento.

O fluxo de tensões no interior do bloco dividiu-se igualmente na metade da seção inferior do pilar e se propagou até as faces das estacas, onde houve concentração de tensões na região mais próxima do pilar.

As primeiras fissuras surgiram nas regiões nodais inferiores e se propagaram em direção à zona nodal superior. Teve intensa fissuração do bloco, com formação de plano de ruptura ao longo das bielas. As tensões nos tirantes principais não foram constantes, havendo uma redução abrupta nas regiões nodais inferiores em função do efeito da atuação das bielas comprimidas.

Nas extremidades das barras dos tirantes, as tensões foram pequenas ou nulas, o que comprova que não há necessidade de utilização de ganchos de ancoragem.

A utilização de armadura de fendilhamento contribuiu para o aumento da força última resistida pelo bloco e para a redução e controle da fissuração da peça. A aderência das barras de aço não foi um fator determinante para a resistência última dos blocos analisados. Em todos os modelos não houve escorregamento da armadura principal dos tirantes até a ruína dos blocos.

1.15. Oliveira (2013)

Oliveira (2013) analisou numericamente com o uso de programa baseado no método dos elementos finitos, blocos sobre cinco e seis estacas considerando a aplicação de força centrada, variando parâmetros como: a deformação do solo de apoio das estacas, a seção transversal do pilar, as alturas dos blocos sobre estacas e a resistência do concreto, totalizando vinte blocos.

Oliveira (2013) fez uma análise comparativa dos resultados com métodos analíticos para o dimensionamento de blocos utilizados no meio técnico internacional no intuito de avaliar a compatibilidade com os critérios de cada método.

Com os resultados obtidos, o pesquisador concluiu os seguintes aspectos:

- Quanto mais deformável for o solo, mais uniforme é a distribuição das reações nas estacas e das tensões de tração nas armaduras principais.

- A altura do bloco influencia significativamente a rigidez e resistência dos blocos. Blocos de grande altura não apresentam bom comportamento estrutural e blocos de menor altura não apresentam boa distribuição das reações nas estacas, pois não são rígidos o suficiente.
- É importante considerar as dimensões do pilar no dimensionamento analítico dos blocos, pois as configurações da biela mudam de forma significativa.
- O aumento da resistência do concreto não influencia de forma expressiva na rigidez dos blocos.

1.16. Buttignol e Almeida (2013)

O trabalho teve por objetivo avaliar a influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) em blocos sobre três estacas. Para tanto, foi utilizado um modelo-padrão de bloco sobre três estacas originalmente desenvolvido por Miguel (2000). Foram mantidas as configurações geométricas e de armadura originais, além das características dos materiais, variando-se tão somente a resistência característica à compressão do concreto: 30 MPa, 35 MPa e 40 MPa.

Foi utilizado do programa computacional ATENA 3D, baseado no Método dos Elementos Finitos e na análise não linear tridimensional de estruturas de concreto armado. Para o concreto, foi utilizado um material com comportamento elasto-plástico não linear. No regime elástico, o concreto segue a Lei de Hooke, enquanto no regime de tensão pós-fissuração, o plano de ruptura da estrutura é determinado pelos critérios de plasticidade (compressão) de Drucker-Prager e de ruptura (tração) de Rankine. O programa também considera a Energia Específica de Fratura (G_f), assim como o efeito da deformação plástica do concreto, o efeito de enrijecimento ou *tension stiffening* que é o valor limite da tensão à tração do concreto que contribui para evitar a propagação de fissuras, aumentando a rigidez da estrutura. Para as barras de aço, foi utilizado um material com comportamento elasto-plástico perfeito, sendo o critério de escoamento do aço baseado nas definições de von Mises.

Os pontos de monitoração para o carregamento e o deslocamento da estrutura foram fixados respectivamente no centro da seção superior do pilar e no centro da seção inferior do bloco. As estacas sofreram restrição ao movimento vertical em toda a seção transversal inferior. Nas faces de contato do bloco com as estacas e com

pilar foram adotados elementos de interface 3D baseados nos critérios de Mohr-Coulomb.

Os resultados demonstraram que o aumento do f_{ck} não provocou um aumento significativo da resistência do bloco, visto que a ruína dos modelos ocorreu devido ao fendilhamento (desenvolvimento de tensões de tração perpendiculares às bielas comprimidas) e escoamento da armadura dos tirantes.

Na ruptura houve intensa fissuração ao longo das bielas e na seção inferior e faces laterais dos blocos, demonstrando que a resistência última dos blocos não é função da resistência à compressão, embora a intensidade de fissuração esteja intimamente relacionada com a resistência à tração do concreto.

Os autores concluíram que o aumento da resistência característica à compressão do concreto provocou um aumento proporcional na intensidade das tensões de compressão atuantes nas bielas. Nas regiões nodais inferiores houve concentração de tensões, ultrapassando a resistência característica à compressão, indicando a ocorrência de esmagamento do concreto.

A ação de tensões de tração elevadas ao longo das bielas e das regiões nodais foi determinante para a ruína dos modelos. Em todos os blocos, houve significativa redução das tensões dos tirantes nas regiões nodais inferiores devido à ação favorável das tensões de compressão das bielas. Nas extremidades das barras de aço e nos ganchos, as tensões foram praticamente nulas, o que comprova a não necessidade de utilização de ganchos de ancoragem para blocos sobre estacas.

1.17. Araújo (2017)

Tendo por base a teoria proposta por Fusco (1995), Araújo (2016) propôs um modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas que tem por base o modelo tradicional proposto por Blévoit e Frémy (1967), mas que traz duas considerações. A primeira deve-se ao fato de que no cálculo das tensões nas estacas, considera-se uma área amplificada que leva em conta a propagação das tensões de contato para o centro de gravidade as armaduras. Isto se deve ao fato de que a distância d' entre o eixo das armaduras e o fundo do bloco não é nula ($d' > 0$) e, portanto, existe uma dispersão de tensões de contato até o nível das armaduras, com a conseqüente redução da tensão junto à estaca, como indicado na Figura 31.

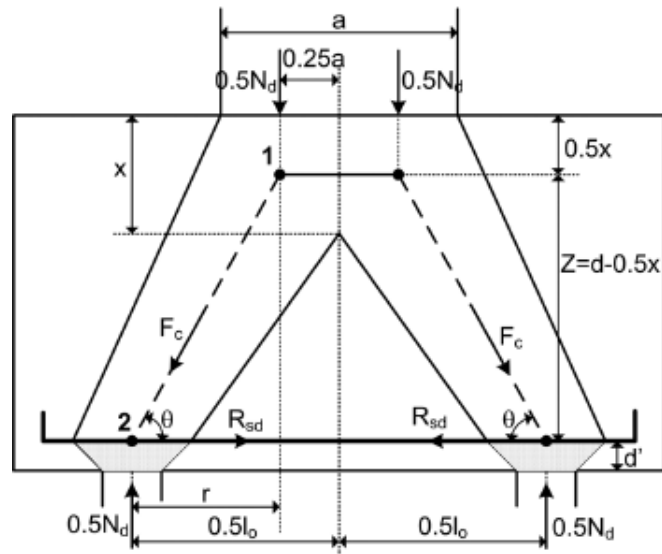


Figura 31: Modelo de bielas e tirantes para bloco de duas estacas proposto por Araújo (2017).

A outra consideração refere-se à determinação da tensão de compressão na biela na base do pilar. O autor considera o confinamento proporcionado pela grande espessura de concreto em uma região com profundidade x localizada sob o pilar, como mostra a Figura 32. Este concreto está submetido a um estado de compressão tri axial (no caso de blocos com mais de duas estacas), ou a um estado de compressão biaxial (em blocos com duas estacas), o que permite um aumento significativo da resistência à compressão uniaxial, sem risco de esmagamento do concreto. Além disso, como as armaduras do pilar ancoram-se no interior do bloco, as cargas são transferidas progressivamente por aderência e somente a parcela de carga $N_{dc} = N_d - N_{ds}$ é imediatamente transferida ao concreto do bloco, onde o valor N_{ds} é resistido pela armadura do pilar. A ruptura devido a estas tensões só ocorre se a resistência do concreto do bloco for muito menor do que a do pilar.

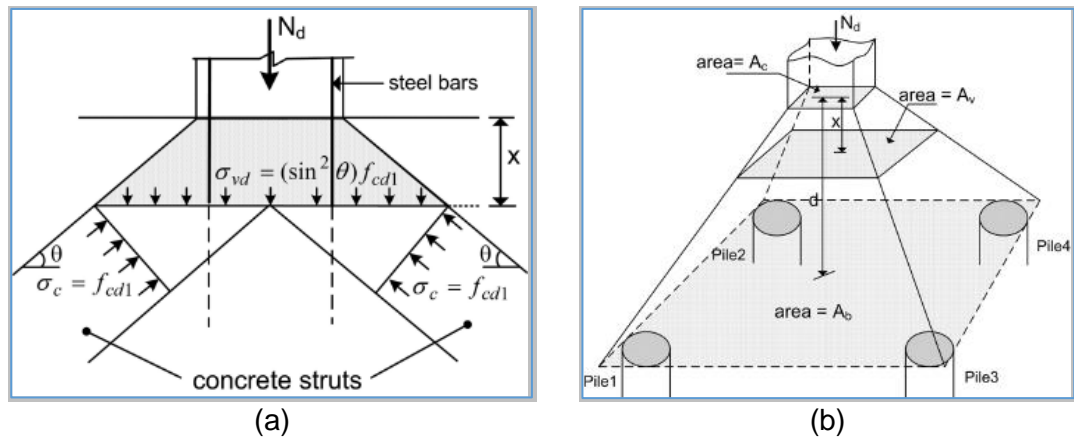


Figura 32: Plano para verificação da biela comprimida: a) bloco sobre 2 estacas; b) bloco sobre quatro estacas.

O modelo proposto por Araújo (2017) pode ser usado para calcular blocos de coroamento com várias estacas. Para fazer isso, basta calcular a reação de cada estaca e determinar o momento fletor máximo na seção de referência. Este momento é calculado considerando as reações de todas as estacas localizadas no mesmo lado da seção analisada. A Figura 33 indica as seções para cálculo das armaduras em duas direções ortogonais, para um bloco com muitas estacas. A armadura na direção 1 é calculada para o momento fletor na seção S1, causada pelas reações de todas as estacas localizadas à direita desta seção. Se as estacas à esquerda causarem momento fletor maior, deve-se considerar a seção S1 localizado neste lado. A armadura na direção 2 é calculada para o momento fletor em a seção S2, de maneira semelhante. As armaduras em cada direção devem ser concentradas na direção das estacas.

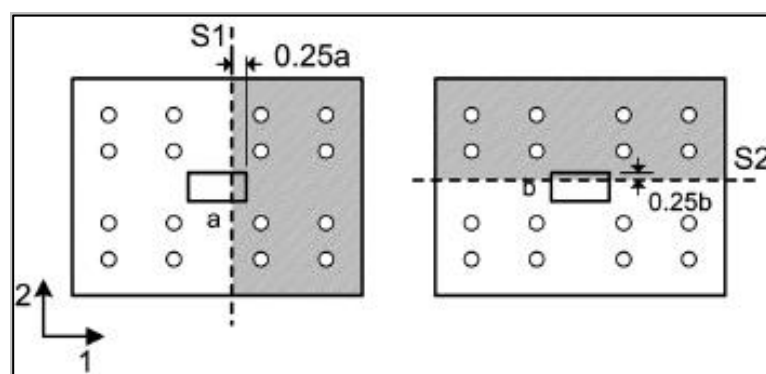


Figura 33: seções de referência para o cálculo das armaduras em blocos com muitas estacas.

Atenção especial deve ser dada à ancoragem dos tirantes. A força mínima a ser ancorada deve ser maior ou igual a 75% da força de tração máxima. É necessário dispor armadura adicional entre as estacas, a fim de controlar a fissuração do concreto. Se alguma estaca estiver tracionada, surgirá um momento fletor negativo que exigirá armadura na face superior do bloco; além disso, deve assegurar-se que as armaduras das estacas tracionadas sejam ancoradas no topo do bloco.

1.18. Broms (2018)

Broms (2018) apresentou um método de projeto para fundações extensas e blocos de estacas baseado no modelo das bielas e tirantes, mas com as dimensões das bielas definidas por condições de compatibilidade e considerando o efeito de escala, em que através de comparação com resultados de ensaios encontrados na literatura prevê com boa precisão rupturas frábil por punção e fissuração.

O objetivo para a realização do método do autor veio através de questionamentos em que apesar do método das bielas e tirantes ser um bom método para projeto e dimensionamento, questiona-se a capacidade na previsão da resistência à punção, por o método das bielas e tirantes não considerar o efeito escala que é originado quando a resistência ao corte diminui com tamanho do elemento, além de não prever a verificação da capacidade ao cisalhamento.

Baseado nesta suposição, este artigo descreve um procedimento mais rigoroso para avaliar a capacidade de punção dos blocos de estacas, em que se assume que as bielas permanecem estáveis após a fissuração, oriundas das tensões de tração transversal, devido ao confinamento promovido pelo grande volume de concreto.

Presume-se que a ruptura por punção inicia no pilar, como indicado na Figura 34, quando a tensão devida ao momento fletor atinge o valor crítico $0,6 f_{cd}$ ou quando a tensão no nó abaixo da coluna atinge um valor crítico. A fissuração inicial no pilar propaga-se rapidamente ao longo das bielas de compressão já fissuradas até as estacas e, então, dá-se a ruptura por punção.

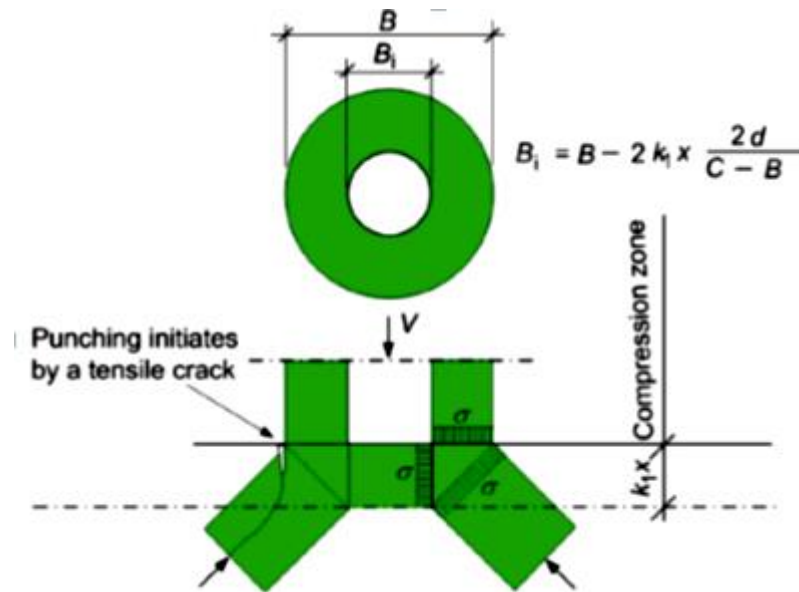


Figura 34: Detalhe do nó (Broms, 2018)

Os cálculos dos modelos de bielas e tirantes para blocos de estacas tendem a tornarem-se complexos. Portanto, recomenda-se calcular as forças seccionais no bloco por estática normal e depois aplicar os requisitos do *Eurocode*, Seção 6.5.4, para o detalhamento nos nós: “as regras relativas aos nós aplicam-se também às regiões em que forças concentradas são transmitidas a um elemento, mas que não são calculadas pelo método das bielas e tirantes”.

As armaduras dos tirantes nos blocos devem ser concentradas sobre as estacas e devem ser preferencialmente dispostas em pelo menos duas camadas. Este arranjo em faixa deve ser ancorado nas estacas para a tensão de escoamento do aço de tal modo que as barras ocupem a largura da estaca e estenda-se para além da estaca em pelo menos metade do comprimento de ancoragem necessário. Em blocos sobre quatro estacas, arranjo de armaduras na diagonal não deve ser usado.

A capacidade ao escoamento do aço deve exceder a carga de fissuração, a fim de evitar a ruptura brusca e a formação de grandes fissuras. Os blocos têm capacidade de deformação plástica muito limitada e, por isso, mesmo que a capacidade nominal de punção exceda a capacidade resistente dos tirantes e das armaduras, a punção pode ocorrer após um deslocamento limitado do bloco.

1.19. Considerações Parciais

Devido aos avanços da tecnologia para ensaios experimentais e da tecnologia de *software*, a maioria dos estudos apresentados nesse capítulo confirma e acrescenta as observações experimentais de Bléivot *et al.* (1967) que se tornou a base para maioria das formulações para dimensionamento de blocos. A partir de suas observações, Bléivot *et al.* (1967) indicaram os melhores arranjos de armaduras e propuseram valores limites, em serviço, para as tensões de compressão nas regiões nodais e que o ângulo das bielas deve variar entre 40° e 55°.

A revisão bibliográfica aponta apenas quatro estudos experimentais. Dentre estes, foram verificados:

a) Em relação à fissuração e modo de ruptura:

Bléivot *et al.* (1967) observaram nos blocos sobre duas estacas que a fissuração surgiu antes da ruptura, notadamente entre o fundo do bloco e a estaca e que esta se deu pelo concreto das bielas junto às estacas e/ou pilares e esmagamento do concreto junto ao pilar. Em blocos sobre mais de duas estacas, as bielas romperam com tensão no concreto muito superior à resistência à compressão do concreto em serviço.

Mautoni (1972) verificou que as primeiras fissuras surgiram para um patamar de 40% da carga de ruptura na parte inferior do bloco no meio do vão e que a fissuração se estabilizou para 70% da carga última, quando surgiram as fissuras paralelas às bielas. A ruína ocorreu nas bielas junto às estacas ou ao pilar e por esmagamento do concreto junto ao pilar.

Adebar *et al.* (1990) verificaram que a fissuração dos blocos dá-se próximo da ruptura e que as tensões de compressão das bielas se expandem originando tensões de tração perpendiculares ao seu eixo.

Delalibera (2006) verificou o aparecimento da primeira fissura, em média a 20% da força última, começando na parte inferior próximo à estaca e prolongando-se até a face superior junto ao pilar. Todos os modelos tiveram a ruína determinada por esmagamento do concreto da biela junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca e fendilhamento paralelo às bielas. O aço não atingiu sua capacidade resistente máxima e o esmagamento do concreto iniciou para valores da ordem de 75% da carga última.

b) Em relação ao arranjo de armaduras:

Blévot *et al.* (1967) observaram escorregamento da ancoragem em barras sem ganchos. Em blocos sobre mais de duas estacas, os autores recomendaram dispor armaduras sobre e entre as estacas e que o aumento das armaduras principais levaram a um aumento significativo da resistência à punção.

Mautoni (1972) observou que a ancoragem tipo “bigode” não influenciou a carga última e que o emprego de múltiplas camadas das armaduras principais em laços não trouxe benefícios, além de ser de difícil execução e proporcionar menor altura útil.

Adebar *et al.* (1990) propuseram um tirante adicional, a fim de absorver as tensões de tração que surgem transversalmente às bielas.

Delalibera (2006) observou que a utilização de armaduras secundárias assegurou aumento da capacidade resistente. Quanto à utilização dos ganchos nas armaduras principais, estes não foram significativos na influência do comportamento estrutural. Sugeriu uma armadura de fendilhamento para absorver as tensões perpendiculares à direção da biela.

Dentre os estudos numéricos, verifica-se:

Do ponto de vista da fissuração Souza e Bittercourt (2006) e Buttignol e Almeida (2012) observaram em suas respectivas pesquisas que de forma geral, as fissuras se iniciam no fundo do bloco próximo à zona nodal inferior junto às estacas e se estendem para a zona nodal superior, junto ao pilar.

Em relação ao modo de ruptura, Miguel (2000), que também realizou ensaios experimentais, relatou ruptura por fendilhamento do concreto das bielas no mesmo instante em que as armaduras escoaram. Souza e Bittercourt (2006) referiram ruptura pelas bielas sem que o aço das armaduras principais alcançasse a tensão de escoamento.

Em relação à variação do arranjo de armaduras, Souza e Bittercourt (2006) sugeriram que em casos bidimensionais necessita-se empregar um tirante transversal às bielas para limitar as tensões transversais devidas ao espraçamento das bielas e que deve-se usar armadura em malha tanto horizontalmente como verticalmente com área de pelo menos 12,5% da armadura principal e no fundo do bloco com área de 20% da armadura principal. Buttignol e Almeida (2013) verificaram que nas extremidades das barras de aço e nos ganchos, as tensões foram praticamente nulas,

o que comprova a não necessidade da utilização de ganchos de ancoragem em blocos sobre três estacas.

Em relação à resistência do concreto, Ramos (2007) e Oliveira (2013) afirmaram que o aumento da resistência não altera de forma significativa na resistência do comportamento global do bloco. Buttignol e Almeida (2013) na avaliação de blocos sobre três estacas, verificaram que o aumento da resistência do concreto promoveu significativa redução das tensões nos tirantes nas regiões nodais inferiores devido à ação favorável das tensões de compressão das bielas.

Em relação à geometria, Oliveira (2013) observou que é importante considerar as dimensões do pilar no dimensionamento analítico dos blocos, pois as configurações da biela mudam de forma significativa.

Em relação à vinculação com o solo, Ramos (2007) diz que o tipo de vinculação com o solo contribui de forma mais expressiva que a resistência do concreto utilizada. Este argumento também é sustentado por Buttignol e Almeida (2012) e Oliveira (2013), que refere o tipo de vinculação com o solo associada à capacidade resistente do bloco.

Em relação à modelagem, Buttignol e Almeida (2012) compararam numericamente o modelo experimental de Delalibera (2006) e variaram diversos parâmetros. O modelo que mais se aproximou do experimental foi aquele em que foram impedidos todos os deslocamentos verticais dos nós da base das estacas.

Em relação à proposição de um modelo de bielas e tirantes, Adebar *et al.* (1990), Ramos (2007) e Park *et al.* (2008) demonstraram a necessidade de aperfeiçoar tais métodos, principalmente em blocos em que as estacas não estão equidistantes do pilar. Souza, Kuchma e Park (2009) citaram haver alta incerteza em relação à posição da zona nodal sob o pilar, mas afirmaram que a altura do tirante sob o pilar pode ser tomada como $h/4$, onde h é a altura total do bloco. Recomendaram o uso do modelo de bielas e tirantes para blocos com relação $c/d < 2$ e do método seccional quando $c/d > 2$. Araújo (2017) propõe para a avaliação das tensões de compressão sob pilar, uma região situada a uma profundidade x sob o pilar, pois considera o confinamento proporcionado pela grande espessura de concreto e para o cálculo das tensões nas estacas, considera uma área amplificada que leva em conta a propagação das tensões de contato para o centro de gravidade as armaduras. Broms (2018) adotou um procedimento mais rigoroso, em que avalia a capacidade de punção dos blocos de estacas.

Em resumo, diversos estudos apontaram que a ruptura ocorre devido ao fendilhamento da biela, podendo haver esmagamento do concreto junto ao pilar e/ou estaca, e que o aço das armaduras não alcança a tensão de escoamento. A fissuração inicia-se na parte inferior do bloco próximo à estaca e prolonga-se até a face superior junto ao pilar. A biela comprimida expande-se transversalmente e, por isso, Blévot *et al.* (1967), Adebar *et al.* (1990), Delalibera (2006), Souza e Bittercourt (2006) recomendaram a disposição de uma armadura capaz de absorver as tensões de tração que ali se formam. No que diz respeito ao aumento da resistência do concreto, Ramos (2007) e Oliveira (2013), afirmaram não haver alteração significativa na resistência do bloco, mas Buttignol e Almeida (2013) verificaram que esta foi favorável. Em relação à proposição de um modelo de bielas e tirantes, parece haver consenso sobre a necessidade de investir em novos estudos. Da mesma forma, novas pesquisas experimentais precisam ser implementadas, tendo em vista o pequeníssimo número de ensaios verificados na literatura técnica.

2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

2.1. Considerações Iniciais.

Neste capítulo apresenta-se um resumo dos métodos de dimensionamento dos blocos sobre estacas. São abordadas as recomendações propostas por Blévet, à metodologia do método das bielas e tirantes e os critérios adotados nas principais normas internacionais e por pesquisadores. Optou-se por mostrar apenas os métodos direcionados a modelagem pertinente a este trabalho, ou seja, blocos sobre duas e quatro estacas.

2.2. Método das bielas Blévet e Frémy (1967)

É baseado nos trabalhos experimentais realizados por Blévet e Frémy (1967) e consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas, ligadas por nós.

As barras tracionadas da treliça ficam situadas no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima do plano de arrasamento das estacas.

As barras comprimidas, chamadas de bielas, são inclinadas e definidas a partir do encontro do eixo das estacas com o plano médio das armaduras em um ponto definido na região nodal do pilar.

Com um modelo adequado de treliça isostática, as forças nas bielas e nos tirantes são calculadas por meio do equilíbrio entre forças internas e externas; as forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto e as de tração que atuam nas barras horizontais da treliça, pela armadura.

O método equivale ao cálculo da força de tração, a qual definirá a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas junto ao pilar e à estaca.

As tensões limites foram determinadas por associação de valores por Blévet e Frémy (1967) em ensaios e assumidas, para blocos sobre até quatro estacas, iguais junto ao pilar e estaca. Entretanto é importante salientar que em exatidão não são

iguais, pois junto ao pilar há o favorecimento do confinamento do concreto. Portanto, a tensão limite junto à estaca deveria ser considerada inferior.

O método das bielas de Blévoit e Frémy (1967) é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que admitido que todas as estacas comprimidas reagissem ao mesmo valor de força, ou seja, são considerados para todas as estacas os valores referentes à estaca mais solicitada para o dimensionamento.

O roteiro de dimensionamento, adaptado do Método de Blévoit, que geralmente é usado pelos projetistas de concreto armado, é apresentado a seguir.

2.2.1. Bloco sobre duas estacas

A Figura 35 mostra o bloco sobre duas estacas, com a biela de concreto e o esquema de forças atuantes. Sendo que a treliça tem a barra tracionada submetida à força R_S e as diagonais comprimidas submetidas à força R_C . Observa-se que a parcela de carga a ser absorvida por cada estaca é posicionada no quarto do lado do pilar.

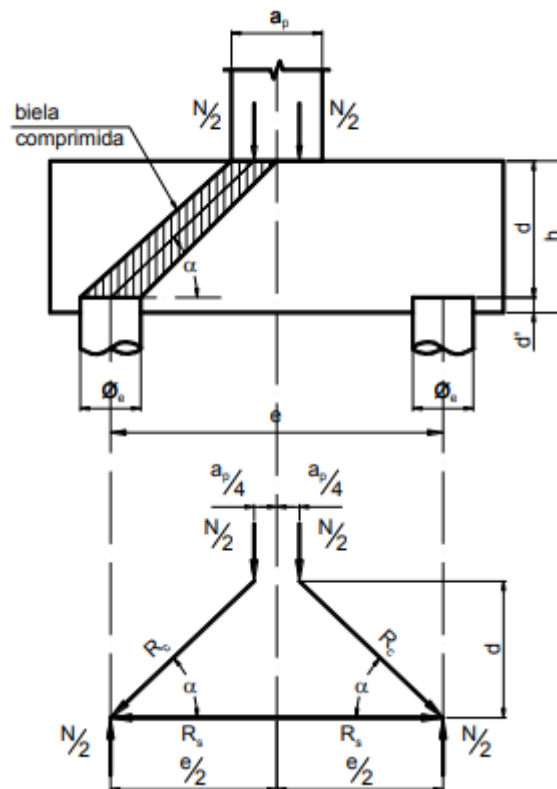


Figura 35: Modelo de treliça para o bloco sobre duas estacas considerando os critérios de Blévoit e Frémy (1967). (Bastos, 2017)

A metodologia consiste em prever a tensão de tração e verificar as tensões de compressão nas bielas, como a seguir:

2.3.1.1. Determinação da força de tração nas barras de armaduras

O ângulo de inclinação da biela é definido pela as seguintes expressões (1) e (2).

$$tg\alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (1)$$

$$\alpha = arctg\left(\frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}\right) \quad (2)$$

Do polígono de forças mostrado na Figura 36, obtém-se as equações (3) e (4):

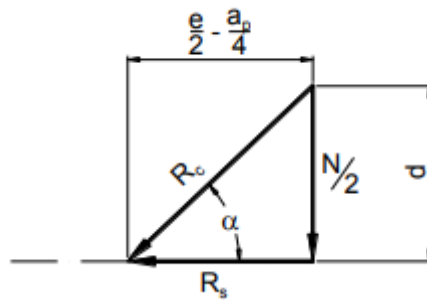


Figura 36: Polígono de forças
(Bastos, 2017)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N/2}{R_s} \quad (3)$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{N/2}{R_s} \right) \quad (4)$$

Igualando as expressões (3) e (4) chega-se a expressão (5).

$$R_s = \frac{N(2e - 2a_p)}{8d} \quad (5)$$

2.3.1.2. Recomendações para altura útil do bloco.

O ângulo de inclinação entre o tirante e a biela deve estar no intervalo: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$.

Substituindo α pelos ângulos 45° e 55° tem-se o intervalo de variação para d :

$$0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (6)$$

2.3.1.3. Verificação das tensões nas bielas de compressão

Como demonstrado na Figura 37, as bielas de concreto variam ao longo da altura útil do bloco, por isto deve se verificar as tensões junto ao pilar e as estacas.

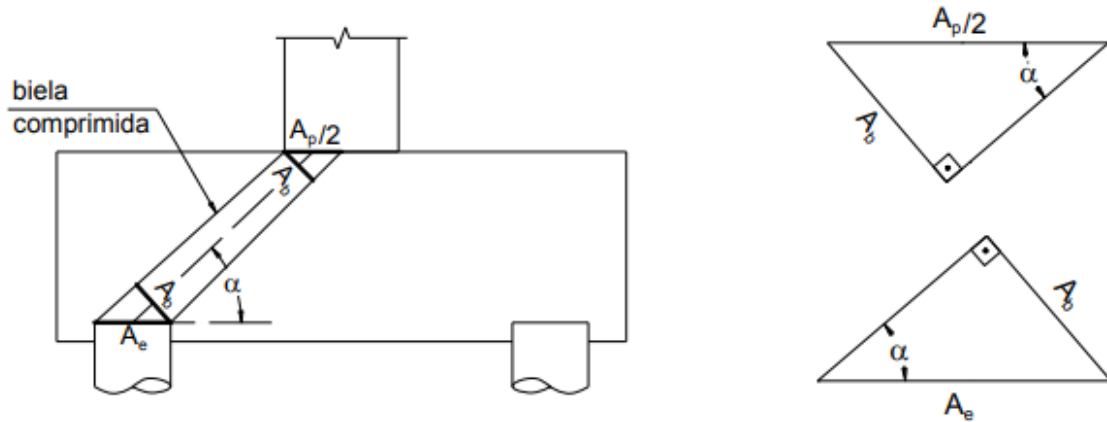


Figura 37: Área da biela (A_b) de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estaca. (Bastos, 2017)

A partir da Figura 37, tem-se:

$$\text{No pilar } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{2} \operatorname{sen} \alpha$$

$$\text{Na estaca: } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \operatorname{sen} \alpha$$

onde: A_b = área da biela;

A_p = área do pilar;

A_e = área da estaca;

Considerando a equação básica de tensão ($\sigma_{cd} = \frac{R_c}{A_b}$), a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é:

No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha \frac{A_p}{2} \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (7)$$

Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha A_e \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{2 A_e \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (8)$$

Para evitar o esmagamento do concreto, Blévtot e Frémy (1967) sugere que as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas), conforme a expressão (9).

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 k_r f_{cd} \quad (9)$$

onde K_r varia de 0,9 a 0,95 e é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsç).

2.2.2. Bloco sobre quatro estacas

2.3.2.1. Determinação da força de tração nas barras de armaduras

Na Figura 38 pode-se observar o comportamento estrutural dos blocos sobre quatro estacas, no qual a força atuante no pilar é transmitida às estacas por quatro bielas diagonais de concreto, cujo equilíbrio é garantido pela armadura que pode ter várias formas de distribuição.

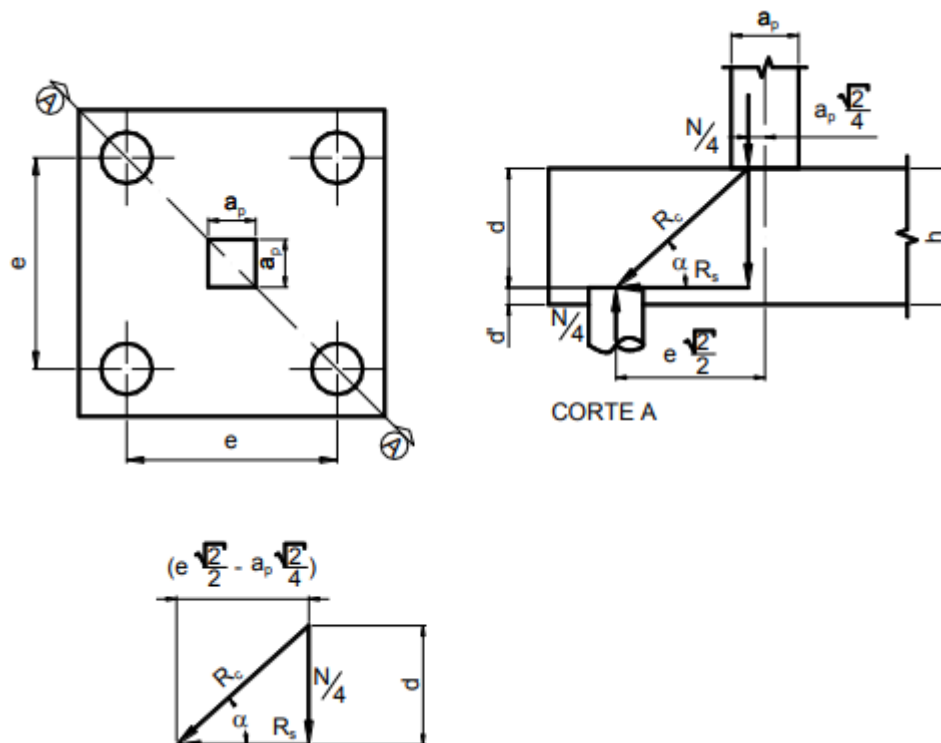


Figura 38: Blocos sobre quatro estacas (Bastos, 2017)

Considerando o triângulo retângulo formado pela intersecção do eixo da estaca com o eixo das barras, este com o eixo do pilar e o segmento que une o centro do pilar com o centro da estaca, chega-se a equação (10):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad (10)$$

A força no tirante é determinada considerando o equilíbrio do polígono, e pela equação (11):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N/4}{R_s} \quad (11)$$

Igualando a expressão (10) com a expressão (11), obtêm-se as equações (12) e (13).

$$R_s = \frac{N\sqrt{2}(2e - a_p)}{16d} \quad (12)$$

$$R_c = \frac{N}{4 \operatorname{Sen} \alpha} \quad (13)$$

A equação (12) refere-se à resultante do tirante no plano A-A. A resultante na direção das estacas, para disposição das armaduras em faixa está indicada na equação (14).

$$R_s = \frac{N(2e - a_p)}{16d} \quad (14)$$

Para pilar retangular deve-se substituir, a_p por $a_{p,eq}$:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \quad (15)$$

2.3.2.2. Recomendações para altura útil do bloco.

O ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas deve estar no seguinte intervalo: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$

Substituindo α pelos ângulos 45° e 55° tem-se o intervalo de variação para d:

$$0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (16)$$

2.3.2.3. Verificação das tensões nas bielas de compressão

Fazendo de forma equivalente à da Figura 37, indicado para o bloco sobre duas estacas, entretanto considerando o $A_p/4$ tem-se:

- Área da biela na posição relativa à base do pilar: $A_b = \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha$
- Área da biela na posição relativa ao topo da estaca: $A_b = A_e \text{sen } \alpha$

Considerando a equação básica de tensão $\left(\sigma_{cd} = \frac{R_c}{A_b} \right)$, a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é obtido por meio das equações (17) e (18).

No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \quad (17)$$

Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha A_e \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{4 A_e \text{sen}^2 \alpha} \quad (18)$$

Para evitar o esmagamento do concreto, Blévoit e Frémy (1967) sugeriram que as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas), conforme a expressão (19).

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 k_r f_{cd} \quad (19)$$

onde K_r varia de 0,9 a 0,95 e é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rüsck).

2.3. Método das bielas e tirantes

No início do século XX, Ritter & Mörsch introduziram a clássica Analogia da Treliça, na qual uma viga de concreto armado fissurada é comparada a banzos paralelos de uma treliça.

Na década de 1960 a Analogia de Treliça foi refinada por pesquisadores como Kupfer, Rüsck e Leonhardt e o modelo evoluiu chegando-se a uma treliça generalizada de Mörsch, em que os banzos superior e inferior não são paralelos, nem a inclinação da biela é constante e igual a 45° por toda a viga.

Entretanto, o Método das Bielas e Tirantes apresentou avanços, ou pelo menos mais divulgação, quando Schlaich; Schäfer (1991) e Marti (1999) publicaram trabalhos trazendo informações mais apuradas a respeito do método, como parâmetros para a verificação da segurança das regiões nodais e das escoras de concreto.

Pode-se durante a fase de projeto, separar uma estrutura em duas regiões conhecidas como “Regiões B” e “Regiões D”.

Nas “Regiões B” são válidos os pressupostos de Bernoulli, isto é, pode-se assumir que as deformações ao longo da seção transversal são lineares desde o início do carregamento até a ruptura. Estas regiões correspondem aos elementos lineares, em que o estado de tensão interno costuma ser contínuo e uniforme. Nestas regiões, as deformações provocadas pela flexão e pela força normal são predominantes em relação às deformações provocadas pela força cortante.

As regiões D são regiões de “perturbações” nas quais as tensões obedecem a uma distribuição não linear, produzidas por descontinuidades estáticas ou geométricas. As descontinuidades estáticas surgem em virtude da existência de forças concentradas, enquanto que as geométricas são conseqüências de variações bruscas na geométrica da estrutura.

O comprimento das “Regiões D” pode ser definido aproximadamente a partir da altura do elemento estrutural (Princípio de *Saint-Venant*), como mostra Figura 39. Este é o caso de blocos sobre estacas, pois não possuem comprimento necessário para dissipar a trajetória de tensões que surgem das cargas concentradas do pilar e das estacas.

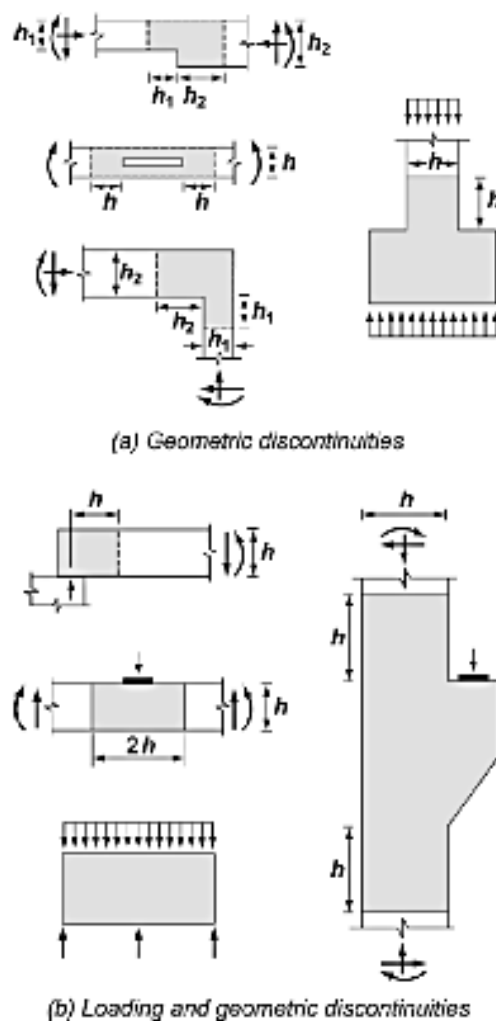


Figura 39: “Regiões D” e descontinuidade. (Norma ACI 318-14)

O modelo de bielas e tirantes é uma representação discreta do fluxo de tensões em um estipulado elemento estrutural. A estrutura inicial é representada por uma estrutura equivalente em forma de treliça, composta por elementos comprimidos e tracionados, interligado por meio de nós. Os elementos comprimidos recebem o nome de escoras ou bielas e devem absorver o fluxo de tensões de compressão. Os elementos tracionados recebem o nome de tirantes e devem absorver o fluxo de tensões de tração. Ou seja, em elementos de concreto armado, as bielas representam as regiões de concreto submetidas à compressão, enquanto o tirante representa as barras de aço submetidas à tração.

No que se refere à trajetória de cargas, precisa-se assegurar que o equilíbrio externo da região esteja sendo solucionado com a determinação de todos os esforços atuantes no contorno, o que torna possível desenvolver o modelo de biela e tirante por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura.

Este método é de bastante dificuldade para a aplicação em blocos sobre estacas com treliças tridimensionais, devido à dificuldade em determinar a geometria da biela e nós no espaço.

2.3.1. Verificação das bielas

De acordo com Schlaich & Schäfer (1991), a biela de concreto pode apresentar diferentes configurações de distribuição de tensão. A Figura 40 (a), denominada por leque, representa uma distribuição radial de tensões, na qual não surgem tensões de tração transversais. Na Figura 40 (b), denominada por garrafa, percebe-se uma concentração de tensões, com aumento da área da seção da biela. A distribuição dessas tensões provoca compressão biaxial e tração transversal que, combinada com a compressão, pode provocar fissuras longitudinais. Por causa da pequena resistência à tração do concreto, é preciso dispor de barras de aço na direção transversal. A Figura 40 (c), denominada por prismática tem uma distribuição típica de regiões B indicando uma distribuição paralela e uniforme das tensões ao longo da biela.

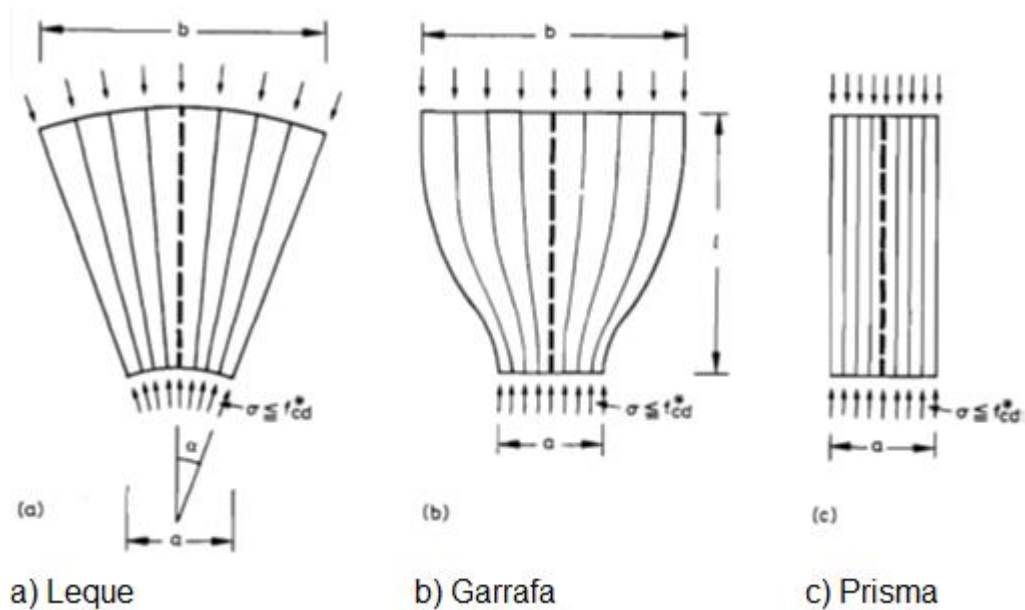


Figura 40: Configuração da biela de compressão.
(Schlaich e Schäfer, 1991).

As regiões nodais que interligam as bielas e os tirantes precisam ser verificadas quanto às tensões nelas atuantes.

As resistências dos campos de tensões de compressão dependem do estado multiaxial de tensões e da presença de fissuras ou de armaduras. No dimensionamento de todos os tipos de bielas, Schlaich e Schäfer (1991) sugeriram as seguintes tensões limites para o concreto:

- $\sigma_{cd,b} = 1,0 \cdot f_{cd}$ para estado uniaxial e campos de tensões sem perturbações;
- $\sigma_{cd,b} = 0,8 \cdot f_{cd}$ para campos de tensões com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $\sigma_{cd,b} = 0,6 \cdot f_{cd}$ para campos de tensões com fissuras inclinadas.

2.3.2. Dimensionamento dos tirantes

Geralmente, as forças nos tirantes são absorvidas pelas barras da armadura, em que o eixo das barras de armadura devem coincidir com o eixo do tirante do modelo. A área de armadura necessária é obtida por meio da força no tirante e da resistência de escoamento do aço considerando o Estado Limite Último, como definido na expressão (20).

$$A_s = \frac{\gamma_f R_{st}}{f_{yd}} \quad (20)$$

Podem surgir tirantes de concreto em alguns casos e esse acontecimento se dá porque em alguns modelos o equilíbrio só pode ser obtido se forças de tração são consideradas em locais onde, por razões práticas, não se pode colocar armadura. Apesar da dificuldade em desenvolver um critério de projeto adequado, a resistência do concreto à tração deve ser utilizada, apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local.

2.3.3. Dimensionamento dos nós

Um nó pode ser definido como regiões que envolvem as interseções das bielas de concreto com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externa, como ações concentradas e reações de apoio.

Nos modelos, os nós representam uma mudança brusca na direção das forças, enquanto que em um elemento estrutural real de concreto armado, esse desvio normalmente ocorre em certo comprimento e largura. Por isto, os nós são uma idealização simplificada da realidade.

Existem dois tipos de nós, como mostra a Figura 41: os contínuos (*smearred, continuous*) e os singulares (*singular, concentrated*). Os nós contínuos são os que o desvio de forças é feito em comprimento aceitáveis, o que os torna nós não críticos, desde que a armadura esteja adequadamente ancorada. Os nós singulares são aqueles em que ocorre um desvio de força localizada, devido à aplicação de forças concentradas, esses nós são críticos e se deve verificar as suas tensões, conforme a seguir:

- $\sigma_{cd,n} = 1,1 \cdot f_{cd}$ para nós em que ocorrem somente tensões de compressão, criando um estado bi ou tri axial de tensões de compressão na região nodal;
- $\sigma_{cd,n} = 0,8 \cdot f_{cd}$ para nós em que as barras das armaduras são ancoradas.

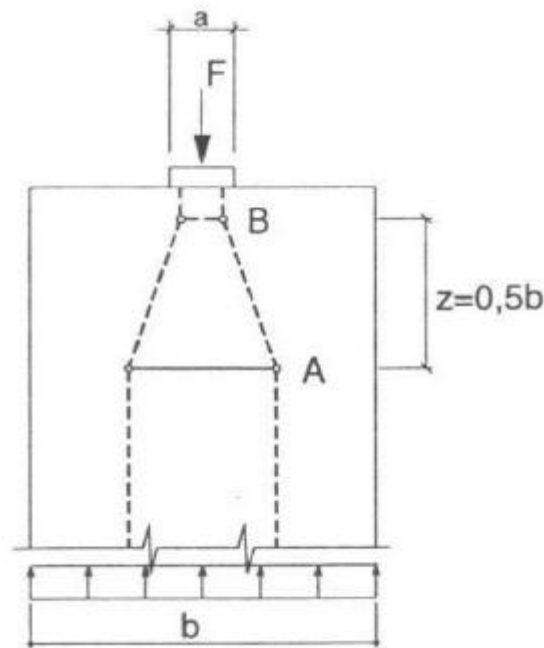


Figura 41: Exemplos de nós contínuos (A) e singulares (B) (Silva e Giongo, 2000)

A norma ACI 318:14 indica que a resistência nominal de compressão das zonas nodais é dada pela seguinte Equação:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{cn} \quad (21)$$

onde A_{cn} é a área da face do nó.

A resistência de compressão efetiva das zonas nodais é obtido por meio da Equação (22):

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad (22)$$

onde:

β_n é o fator de redução da resistência que varia em função do tipo de nó; $\beta_n = 1,0$ para nós em que só ocorrem bielas (C-C-C); $\beta_n = 0,80$ em zonas nodais que ancoram em um tirante (C-C-T); e $\beta_n = 0,60$ em zonas que ancoram em mais de um tirante (C-T-T ou T-T-T). Os diferentes tipos de nós são mostrados na Figura 41.

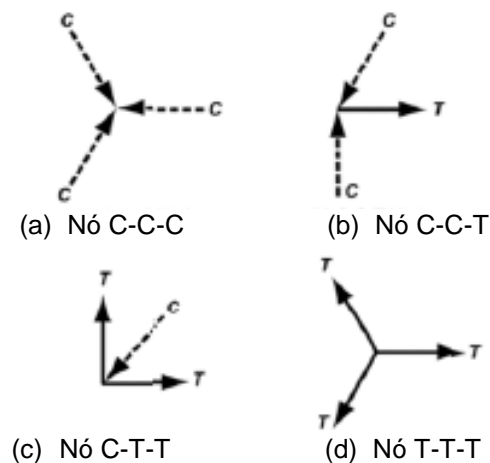


Figura 42: Tipos de nós (ACI 318:14)

2.4. Método recomendado pelo boletim 73 CEB-FIP (1970)

O método é destinado apenas para o dimensionamento de blocos rígidos. O projeto segundo o boletim 73 indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com esforço cortante em seções transversais específicas. As recomendações do boletim visam à prática de projeto de blocos retangulares alongados ou não.

A altura do bloco deve ser menor ou igual a duas vezes a distância da face do pilar ao eixo da estaca mais afastada (c) e maior que $2/3$ de c , conforme demonstrado na Figura 43.

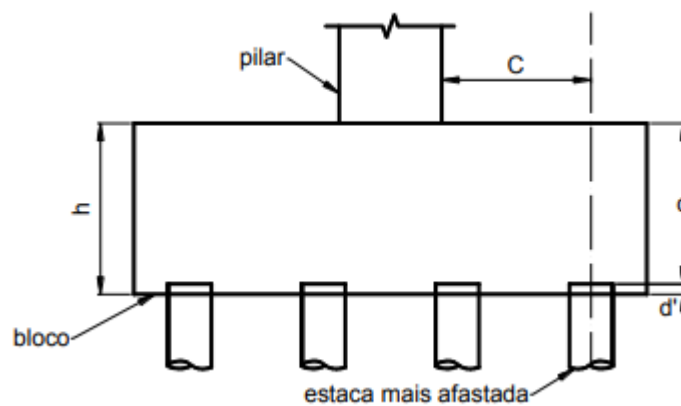


Figura 43: Notação aplicada ao bloco (Bastos, 2017)

A altura do bloco pode ser variável, onde decresce de forma linear da face do pilar até a extremidade livre do bloco, desde que as condições de resistência à força cortante sejam respeitadas em todas as seções e que os cobrimentos sejam suficientes nas zonas de ancoragem. O procedimento de projeto de blocos sobre estacas por meio deste método deve seguir a rotina de cálculo descrita a seguir.

2.4.1. Verificação dos momentos fletores

Deve-se fazer a verificação à flexão considerando uma seção de referência interna plana normal à superfície do bloco para o dimensionamento da armadura principal. Esta seção definida como S1 está situada entre as faces do pilar a uma distância de $0,15a_p$, sendo a_p a medida do lado do pilar no sentido perpendicular à seção considerada.

Essa sugestão é por causa de pilares com seção alongada, pois o valor do momento fletor pode crescer levemente além da seção situada na face do pilar. Esta é a justificativa para que se verifique a seção S1 na posição $0,15a_p$ (ver Figura 44).

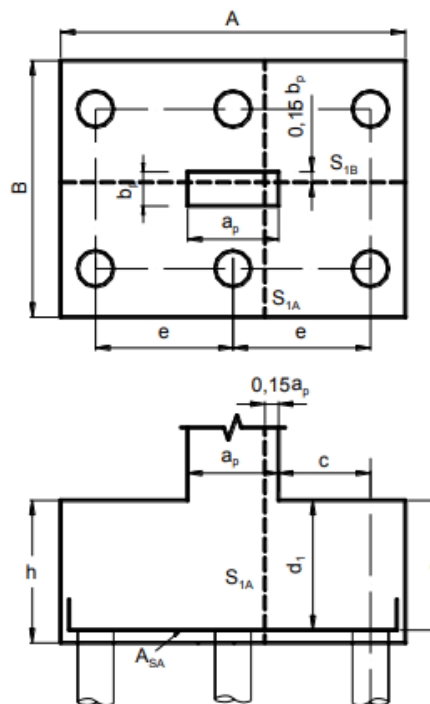


Figura 44: Seção de referência S1
(Bastos, 2017)

Conforme a Equação (23):

$$d_1 = d \leq 1,5c \quad (23)$$

sendo:

d_1 = altura útil, medida no plano da superfície de referência S1. Em blocos, geralmente $d_1 = d$

No caso de blocos sobre muitas estacas, a distância c é avaliada a partir do eixo da estaca mais afastada da face do pilar.

O momento fletor na seção S1 é calculado fazendo o produto das reações das estacas pela distância à seção S1, considerando-se as estacas existentes entre a seção S1 e a face lateral do bloco, paralela à seção S1 e que não atravessa o centro do pilar.

Em blocos sobre duas estacas, em que a armadura é predominante em uma das direções, a armadura na outra direção deve ser considerada com área igual a 20% da área da armadura principal.

2.4.1.1. Dimensionamento da armadura principal

Assim como nas vigas à flexão, o cálculo da armadura principal é feito para a seção transversal do bloco na seção de referência S1. A armadura é perpendicular à seção de referência S1 e pode ser calculada de forma simplificada segundo as Equações (24) e (25):

$$A_{s,A} = \frac{M_{1A,d}}{0,85d_{1A}f_{yd}} \quad (24)$$

$$A_{s,B} = \frac{M_{1B,d}}{0,85d_{1B}f_{yd}} \quad (25)$$

Essas armaduras devem se estender de uma face à outra do bloco, sem redução, e podem ser distribuídas uniformemente na dimensão do bloco. Como uma opção, podem ter partes concentradas em faixas sobre as estacas e o restante ser distribuída uniformemente entre as estacas.

2.4.2. Verificação à força cortante

Define-se uma seção de referência S2 distante da face do pilar de um comprimento igual à metade da altura útil do bloco para verificações da resistência à força cortante, de acordo com a Figura 45, e, no caso de blocos sobre estacas próximas ao pilar, em que algumas estacas ficam situadas a uma distância da face do pilar inferior à metade da altura útil do bloco, a seção é considerada na própria face do pilar.

A força de referência V_d é igual a componente normal à superfície de apoio da resultante das forças aplicadas sobre uma ou outra das partes do bloco limitadas pela seção de referência S2.

Define-se a largura da seção de referência S2 como a soma da dimensão do pilar medida segundo a horizontal e altura útil do bloco, conforme a expressão (26):

$$b_{2A} = b_p + d_{2A} \quad (26)$$

onde d_{2A} é a altura útil do bloco na seção S2A menor ou igual a $1,5c_{2A}$, geralmente igual a d , como mostrado na Figura 45.

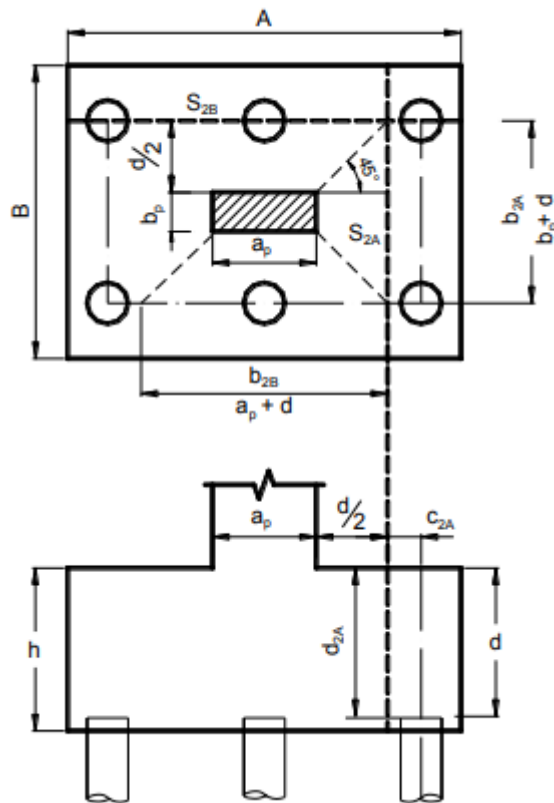


Figura 45: Seções de referência S2.
(Bastos, 2017)

A força cortante de referência V_d , avaliada na seção de referência S2, deve ser inferior ou no mínimo igual à força cortante limite dada pela expressão (27).

$$V_{d,lim} = \frac{0,25}{\gamma_c} \left(1 - \frac{c}{5d}\right) b_2 d_2 \sqrt{f_{ck}} \quad (27)$$

com: f_{ck} em kN/cm^2 ; $V_{d,lim}$ em kN ; b_2 e d_2 em cm ;

2.4.3. Resistência Local à Força Cortante

Deve ser verificada a resistência à força cortante em qualquer seção do bloco onde a geometria da seção e a intensidade ou o local das reações podem provocar condições desfavoráveis que aquelas relativas às seções de referências como, por exemplo, na proximidade das estacas de canto dos blocos, conforme Figura 46. A

força cortante é a reação da estaca (R_e). A seção a ser verificada fica em uma distância $d_1/2$ da face da estaca. A largura b'_2 é d_1 acrescida da largura (ou diâmetro) da estaca, e sua altura d'_2 é a altura útil efetiva da seção S'_2 (Figura 46). d_1 é a altura útil medida junto à face da estaca.

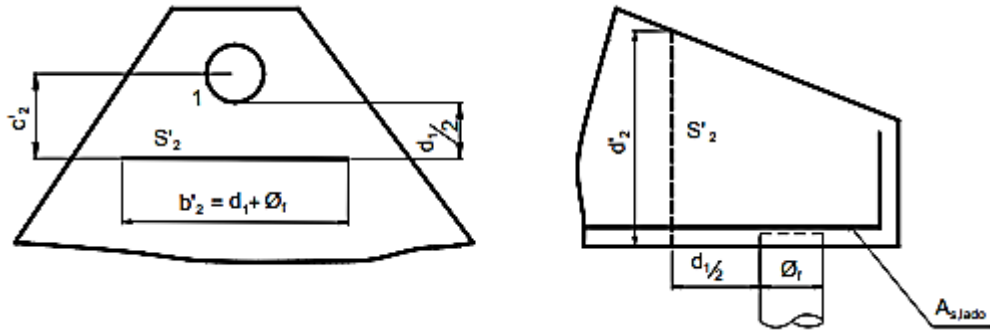


Figura 46: Seção de referência S'_2 (Bastos, 2017)

A reação da estaca deve ser no máximo igual à reação limite definida pela expressão (28).

$$R_{d,lim} = \frac{0,12}{\gamma_c} b'_2 d'_2 \sqrt{f_{ck}} \quad (28)$$

Com f_{ck} em kN/cm^2 ; $R_{d,lim}$ em kN ; b'_2 e d'_2 em cm ;

2.5. Critérios adotados por Calavera (1991)

Calavera (1991) fez algumas alterações no método de dimensionamento da norma espanhola EHE:91, sugerindo assim critérios principalmente em blocos sobre duas, três e quatro estacas. Calavera (1991) divergiu sobre o ponto onde se forma a biela diagonal do tirante, ou seja, sobre a altura das bielas. No caso de bloco sobre duas estacas, determinou verificações para momentos fletor e força cortante, através de seções de referência assim como os adotados pelo CEB-FIP(1970).

A uma distância de $0,15a$ da face do pilar é definida a seção de referencia AA' , sendo a a dimensão do pilar medido na direção ortogonal, para o cálculo do momento fletor em blocos sobre duas estacas, conforme Figura 47.

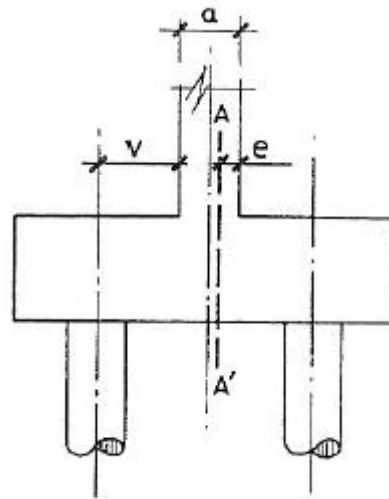


Figura 47: Seção de referência para o cálculo do momento fletor (Calavera, 1991)

Para verificação da força cortante, precisa-se saber se as estacas estão parcialmente ou totalmente situadas a uma distância menor que $d/2$ da face do pilar.

A seção de referência é tomada na face do pilar, senão, toma-se uma seção de referência distante $d/2$ da face do pilar, sendo d a altura útil do bloco, conforme Figura 48.

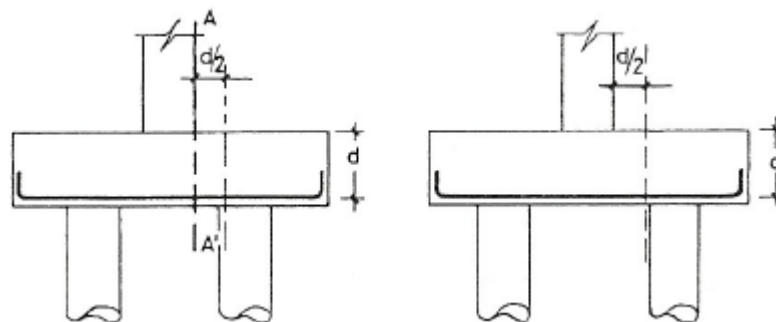


Figura 48: Seções de referências para verificação a força cortante (Calavera, 1991)

Calavera (1991) citou que respeitando as condições para blocos rígidos, a transmissão de forças ocorre por meio das bielas e tirantes, porém, mesmo assim a armadura é dimensionada pelo momento fletor que é solicitado na seção correspondente e não através do equilíbrio de forças no tirante.

Em todos os modelos o autor considera seção quadrada em que o centro coincide com o centro geométrico da disposição das estacas.

Já para os blocos flexíveis, Calavera (1991) recomendou que se faça uma verificação à punção e que o dimensionamento seja semelhante ao de vigas de concreto armado, entretanto indicou que a verificação à força cortante seja feita a uma seção de referencia distante h da face do pilar.

No caso de blocos sobre várias estacas, superior a quatro estacas, o autor sugeriu que a verificação pode ser realizada do mesmo modo como é para bloco sobre duas estacas, todavia analisando nas duas direções.

Calavera (1991) admitiu que o valor da força cortante resistente na seção de referência é dado por:

$$V_{d,lim} = 3 \left(1 - \frac{l_c}{5d} \right) b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv} \quad (29)$$

sendo: d, b_2, d_2, l_c em cm ; $f_{cv} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ – resistência virtual ao cisalhamento do concreto (kgf/cm^2); $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$; $\gamma_c = 1,5$ segundo a EHE:91;

2.6. Critérios adotados por Fusco (1995)

Fusco (1995) considerou que os blocos de fundação devem ser elementos suficientemente rígidos para que sua deformação não afete os esforços atuantes na superestrutura nem no próprio terreno de fundação. Para isto, a altura do bloco deve permitir a transmissão direta da carga desde a base do pilar até o topo das estacas por meio de bielas de concreto. Para que esta possibilidade exista, o ângulo de inclinação das bielas não deve ser inferior a $33,7^\circ$ em relação à horizontal e que a estaca mais afastada tenha inclinação de 45° .

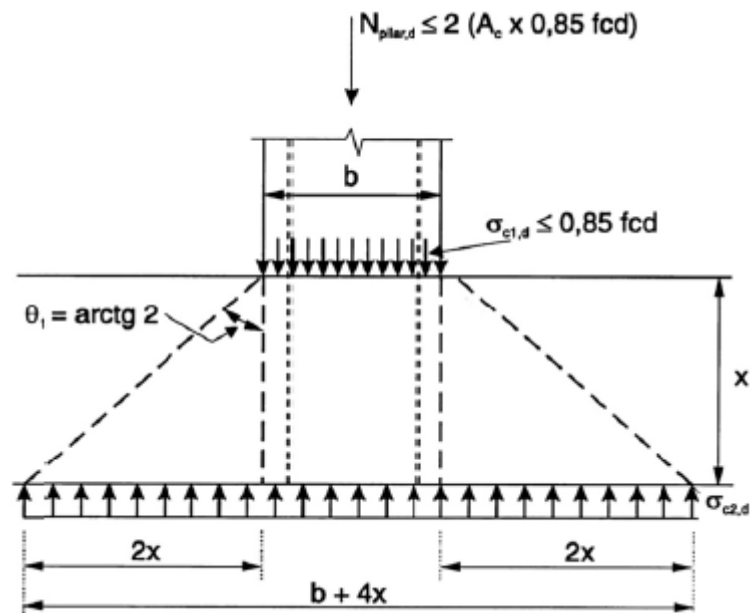


Figura 49: Tensões nos planos horizontais do bloco (Fusco 1995)

Em razão do dimensionamento do pilar, deve-se limitar a tensão atuante no concreto na seção do seu contato com o bloco em um valor dado por $\sigma_{cd,1} \leq 0,85 f_{cd}$. Além disso, para que esta seção de contato seja capaz de resistir à força normal atuante no pilar é necessário contar-se com as armaduras do próprio pilar.

Por outro lado, dado ao grande volume de concreto, verifica-se que nas seções horizontais do prolongamento do pilar dentro do bloco as tensões de compressão diminuem rapidamente. Assim, a uma distância x do topo do bloco e considerando um espraçamento a $63,43^\circ$ obtém-se uma área resistente de concreto onde a tensão de compressão $\sigma_{cd,2}$ já foi reduzida e, dado que toda a força resistida pela armadura do pilar tenha sido transferida para o concreto ao longo do comprimento x , pode-se eliminar a colaboração das armaduras do pilar.

De maneira análoga, na base do bloco, as estacas penetram 5 cm a 10 cm em seu interior, o que também reduz a inclinação das bielas e amplia a área da base de sustentação dessas bielas.

Tendo por base essas hipóteses, Fusco (1995) sugeriu que se a taxa de armadura do pilar for de 3%, as tensões máximas das bielas junto ao topo do bloco e junto à base, na posição da estaca mais afastada do pilar, sejam limitadas a $\sigma_{vd} \leq 0,20 f_{cd}$, conforme mostra a Figura 50.

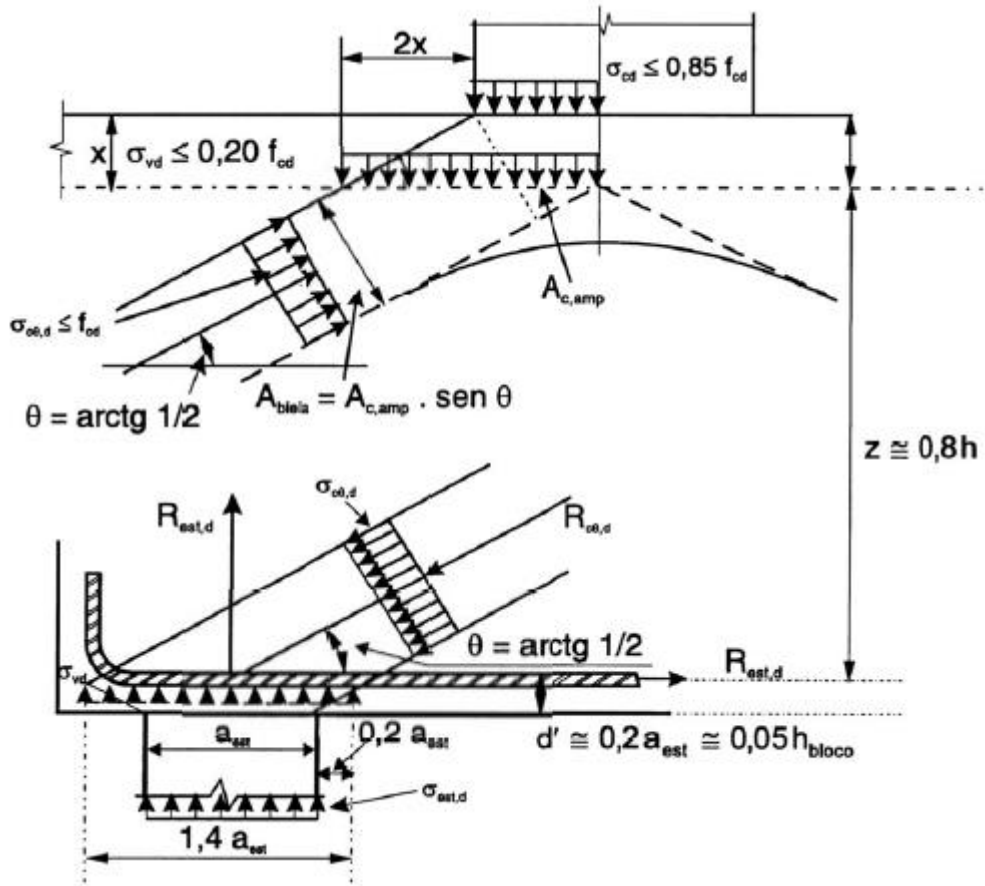


Figura 50: Tensões nas bielas (Fusco, 1995).

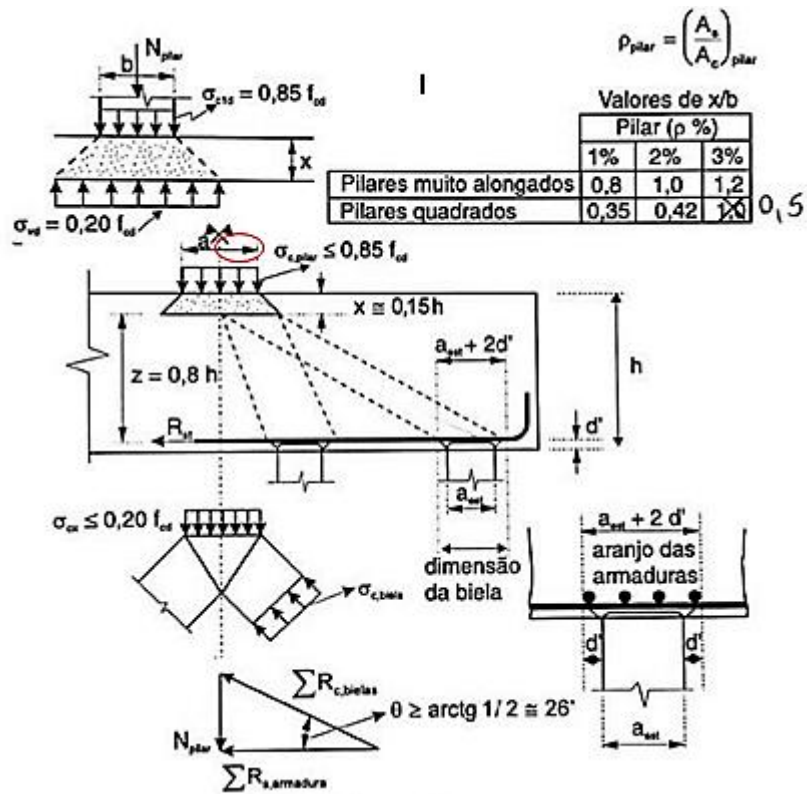


Figura 51: Resistência das bielas junto ao pilar (Fusco, 1995).

2.7. Critérios adotado por Montoya (2001)

Montoya assumiu os princípios da Norma espanhola EHE:01 em que recomenda que a área de armadura necessária para blocos rígidos sobre estacas é determinada a partir das forças de tração exercidas nos tirantes do modelo adotado para cada bloco.

A principal diferença entre os critérios adotados por Montoya (2001) e Blévet e Frémy (1967) está na utilização da altura da treliça, Montoya (2001) adotou a altura de $0,85d$ enquanto Blévet e Frémy (1967) utiliza a altura d . A distância entre o centro do banzo comprimido e o banzo tracionado pode ser entendido como braço de alavanca com a altura $z = 0,85d$.

Para os casos mais frequentes de blocos sobre estacas, a norma espanhola indica recomenda expressões que permitem determinar a área das barras de armadura.

Se a resistência característica do bloco for igual ado pilar e das estacas, não se faz necessária a verificação da resistência do concreto nos nós do modelo. Nos outros casos devem-se realizar as verificações, entretanto a verificação dos nós está implícita na verificação das bielas.

No caso de blocos sobre duas estacas a área de armadura é calculada conforme a expressão (30) e o modelo utilizado é mostrado na Figura 52.

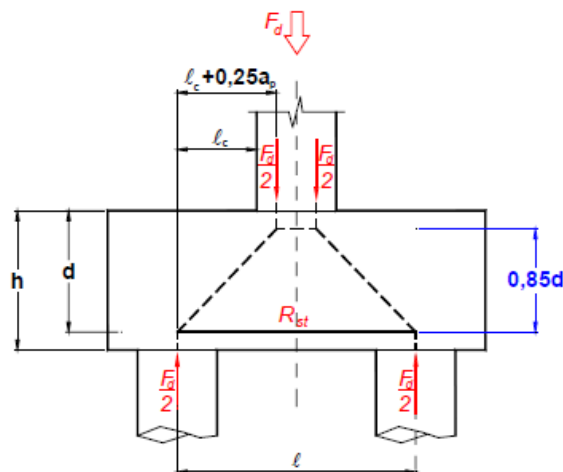


Figura 52: Modelo de blocos sobre duas estacas
(EHE, 2001)

$$R_{st} = \frac{F_d}{2} \cdot \frac{(l_c - 0,25a_p)}{0,85d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (30)$$

2.8. Critérios adotados pelo EN (2010).

A norma EN 1992-1-1 (2010) do Eurocode em seu item 6.5.2 estabelece que o valor de cálculo da resistência de uma biela de concreto em uma região com tensões de compressão é dado pela Equação (31):

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{cd} \quad (31)$$

Este valor poderá ser aumentado em regiões com tensões compressão multiaxiais.

No caso de bielas fendilhadas este valor deverá ser reduzido, conforme Equação (32):

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (32)$$

sendo $v' = 1 - f_{ck}/250$

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

As forças que atuam nos nós devem estar em equilíbrio. Em nós CCC, item 6.5.4, a tensão máxima é dada pela Equação (33), e em nós CCT, é dada pela Equação (34):

$$\sigma_{Rd,máx} = 1,0 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (33)$$

$$\sigma_{Rd,máx} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (34)$$

Todos os ângulos entre bielas e tirantes devem ser maiores que 55°.

Em nós triaxialmente carregados e se a distribuição das ações for conhecida para as três direções da biela, o valor da tensão máxima pode ser dado pela Equação (35).

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} \leq 3,0 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (35)$$

Os tirantes devem estar devidamente ancorados. A amarração da armadura começa à entrada do nó e deverá prolongar-se ao longo de toda a extensão do nó.

2.9. Critérios adotados pelo CEB-FIP (2010)

O Código Modelo 2010 CEB-FIP adota o modelo das bielas e tirantes para o dimensionamento e detalhamento de armaduras, e faz recomendações para as bielas e as regiões nodais.

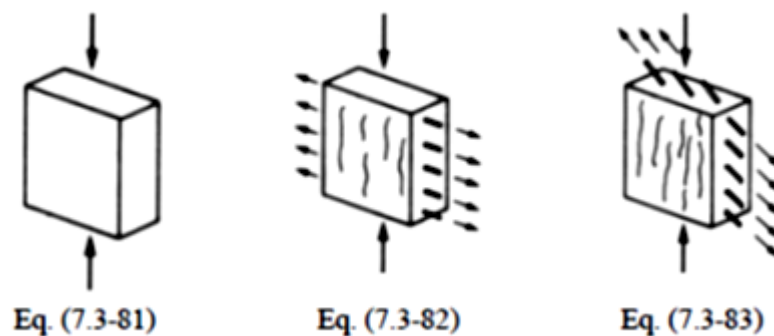


Figura 53: Tipos estados de tensão: a) compressão uniaxial sem perturbação; b) tração normal à direção da compressão; c) tração oblíqua à direção da compressão. (CEB-FIP, 2010)

2.9.1. Dimensionamento das bielas

Para o dimensionamento das bielas ou campos de tensão deve-se usar um valor de resistência do concreto à compressão reduzido, conforme Equação (36).

$$k_c \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (36)$$

- $k_c = 1,0\eta_{fc}$ para o estado de compressão uniaxial sem perturbação e para regiões com compressão transversal.
- $k_c = 0,75\eta_{fc}$ para bielas com fissuras paralelas à direção da compressão e armaduras perpendiculares a elas.

- $k_c = 0,55\eta_{fc}$ - para bielas com armaduras dispostas obliquamente, com ângulos menores do que 65° , à direção da compressão, por exemplo, almas de vigas.

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (37)$$

com, f_{ck} em MPa.

Os valores de projeto das tensões de compressão acima indicados podem ser aumentados em 10% quando um estado de compressão biaxial é assegurado ou todos os ângulos entre bielas e tirantes são maiores ou iguais a 45° e quando a armadura estiver disposta em múltiplas camadas.

2.9.2. Dimensionamento dos tirantes

As resistências de projeto dos tirantes são definidas como:

- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$, para aços de resistência normal;
- $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$, para aços de protensão;

2.9.3. Dimensionamento dos nós

Para o caso dos nós, a máxima tensão a ser aplicada na extremidade de um nó é limitada segundo a Equação (38):

$$\sigma_{Rd,max} = k_c f_{ck} / \gamma_c \quad (38)$$

- $k_c = 1,0\eta_{fc}$ - para nós comprimidos onde não há tirantes ancorados no nó
- $k_c = 1,1\eta_{fc}$ - pode-se assumir o valor em regiões submetidas à compressão biaxial. Este incremento também pode ser aplicado se as tensões nos apoios forem uniformes e o nó estiver confinado por estribos.
- $k_c = 0,75\eta_{fc}$ - para nós comprimidos com armadura ancorada em uma ou duas direções.

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (39)$$

Sendo, $\gamma_c = 1,5$ e f_{ck} em MPa.

A ancoragem das armaduras nos nós comprimidos com tirantes começa no início do nó. Em caso de apoio, a ancoragem inicia na sua face interna. Os comprimentos de ancoragem devem se estender por todo o comprimento do nó.

Recomenda-se fortemente que a ancoragem das barras se faça atrás do nó nos casos em que as dimensões do elemento sejam grandes o suficiente. Este tipo de ancoragem é benéfico, pois cria um estado de compressão pura no nó.

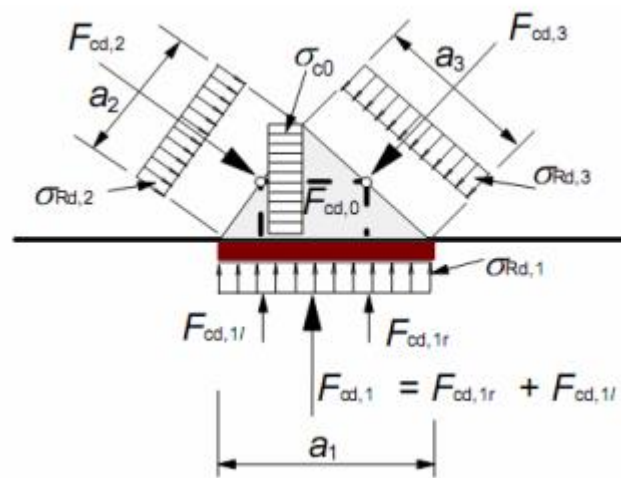


Figura 54: Nó comprimido sem tirantes
(CEB-FIP, 2010)

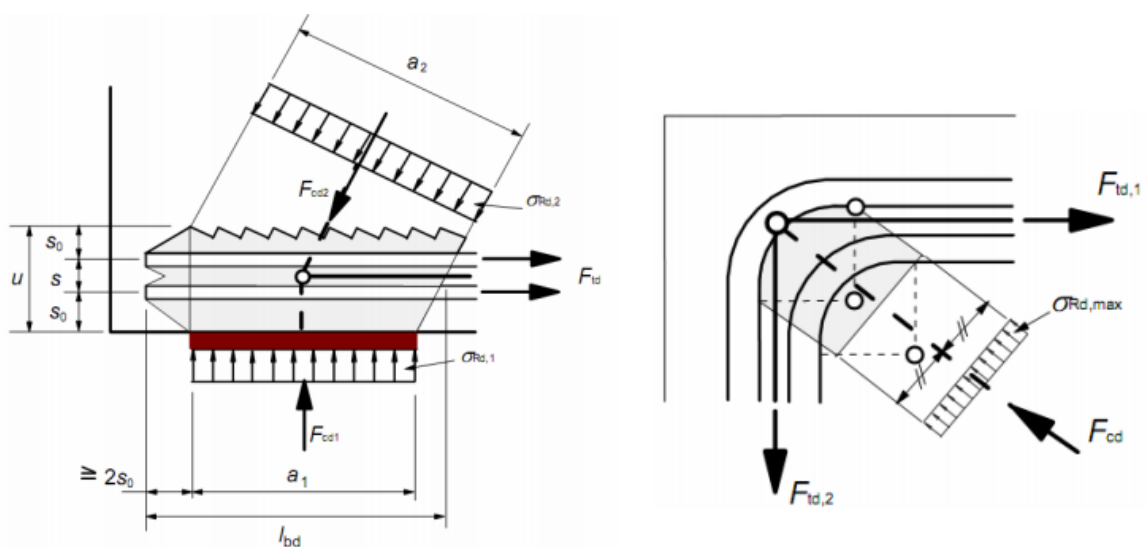


Figura 55: Nós comprimidos com armadura em uma ou duas direções
(CEB-FIP, 2010)

2.10. Critérios adotado pelo ACI-318 (2014)

A norma ACI-318 (2014) estabelece que para garantia do equilíbrio, pelo menos três forças devem atuar em cada nó de um modelo de bielas e tirantes, como mostra a figura. Os nós são classificados de acordo com os sinais de suas forças. Assim, um nó C-C-C resiste a três forças de compressão, um nó C-C-T resiste a duas forças de compressão e uma de tração, e um nó C-T-T resiste a uma força de compressão e duas de tração.

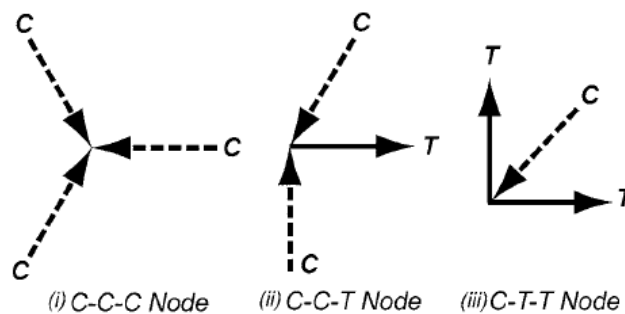


Figura 56: Classificação dos nós (ACI-318:2014)

No caso dos blocos, as zonas nodais sobre as estacas são designadas por C-C-T porque recebem as reações de duas bielas e um tirante. Este código recomenda, em seu item 23.2.6, considerar para cálculo das tensões nas zonas nodais, uma área denominada por zona nodal estendida, indicada em cinza claro na Figura 58, a fim de levar em conta a dispersão das tensões de contato até o nível da armadura. A Figura 57 indica as larguras das bielas para este efeito e os valores das espessuras de cobertura, considerando o centro de gravidade das armaduras. Em ambos os casos deve-se considerar que as barras dos tirantes passem pelos nós e estejam ancorados atrás dos apoios.

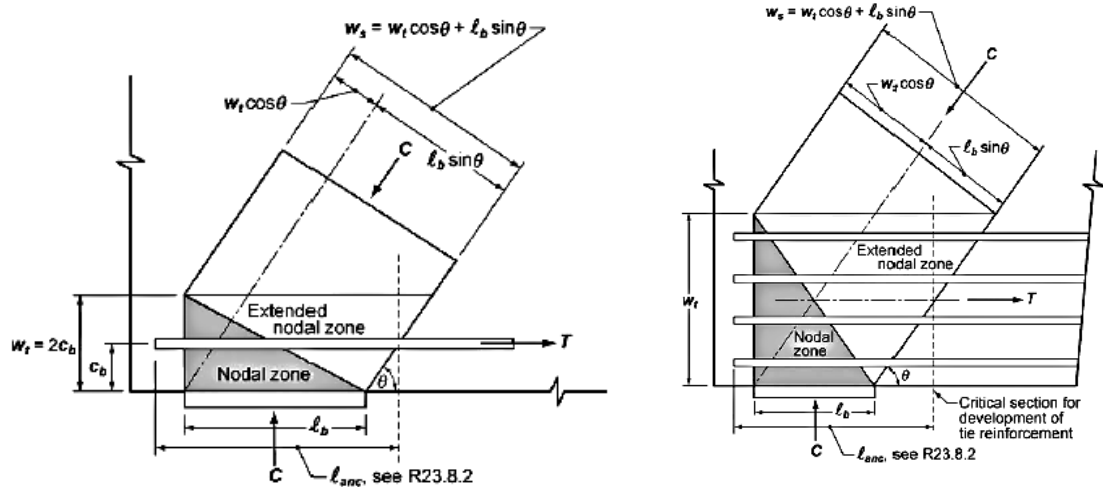


Figura 57: Largura das bielas considerando a zona nodal estendida junto à estaca; a) uma camada; b) mais camadas. (ACI 314:2014)

As zonas nodais sob o pilar são referidas C-C-C porque o nó recebe as reações de compressão de três bielas.

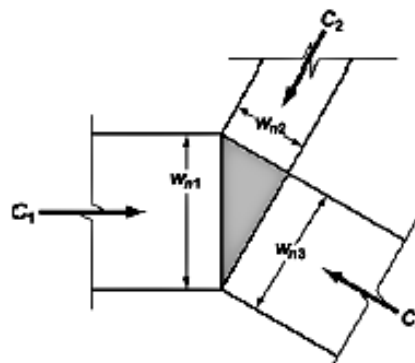


Figura 58: Nó C-C-C. (ACI 314:2014)

Em um modelo de bielas e tirantes, para cada combinação de carga, a resistência da biela, do tirante e das zonas nodais deve ser satisfeita:

- bielas: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$
- tirantes: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- zonas nodais: $\phi F_{nn} \geq F_{nn}$

Cujo valor de ϕ deve atender ao disposto no capítulo 21 deste código.

2.10.1. Resistência das bielas:

A resistência nominal da biela, F_{ns} deve ser avaliada em cada extremidade da biela, tomando-se o menor valor e deve calculada com o uso da Equação (40), para bielas sem armadura longitudinal.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs} \quad (40)$$

A largura da biela w_s usada para calcular A_{cs} é a dimensão perpendicular ao eixo da biela na sua extremidade como mostram as Figura 57 e Figura 58.

Para garantir a segurança ao esmagamento da biela e controlar a fissuração na biela, deve-se comparar as tensões nela atuantes com o valor da resistência efetiva do concreto na biela f_{ce} .

No projeto, as bielas são normalmente idealizadas como membros prismáticos comprimidos. Se a área da biela diferir em suas extremidades, devido tanto às diferenças nas resistências das zonas nodais como às diferenças nos comprimentos dos apoios, a biela é idealizada como um membro comprimido uniformemente afunilado.

O ACI (2014), item 23.4.3, estabelece para a resistência de compressão efetiva das zonas nodais na biela, a Equação (41):

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (41)$$

onde:

f'_c é a resistência à compressão do concreto; e $\beta_s=1,0$ em bielas com seção transversal uniforme ao longo do seu comprimento;

2.10.2. Resistência dos tirantes:

No caso de tirantes não protendidos a sua resistência nominal é dada pela Equação (42):

$$F_{nt} = f_y \cdot A_{ts} \quad (42)$$

O centro de gravidade das armaduras dos tirantes deve coincidir com o eixo do tirante assumido no modelo de bielas e tirantes. A armadura do tirante deve ser ancorada.

2.10.3. Resistência das zonas nodais:

A resistência nominal de uma zona nodal F_{nt} deve ser calculada, por meio da Equação (43):

$$F_{nt} = f_{ce} \cdot A_{nz} \quad (43)$$

A resistência efetiva de compressão na face de uma zona nodal é calculada com o uso da Equação (44):

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad (44)$$

onde β_n o fator de redução da resistência que varia em função do tipo de nó; $\beta_n = 1,0$ para nós em que só ocorrem bielas (C-C-C); $\beta_n = 0,80$ em zonas nodais onde ancora um tirante (C-C-T); e $\beta_n = 0,60$ em zonas onde ancoram mais de um tirante (C-T-T ou T-T-T).

2.11. Critérios adotados pela ABNT NBR 6118 (2014)

A norma ABNT NBR 6118 (2014) apresenta o comportamento estrutural do bloco rígido:

- Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas;
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas, de forma e dimensões complexas;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Para cálculo e dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais.

Na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

Sempre que houver forças horizontais significativas ou forte assimetria, o modelo deve contemplar a interação solo-estrutura.

A norma ABNT NBR 6118 (2014) apresenta os seguintes valores limites de resistência de cálculo das bielas e regiões nodais para o estado plano:

- $f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$
- $f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$
- $f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

onde:

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

f_{cd1} é a tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão (nós CCC);

f_{cd2} é a tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);

f_{cd3} é a tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em nós onde conflui um tirante tracionado. (nós CCT);

3. DIRETRIZES PARA PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

3.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas as principais diretrizes de projeto e disposições construtivas de blocos sobre estacas mostrando os procedimentos gerais e recomendações de projetistas de pesquisadores e de normas.

O desenvolvimento deste capítulo é concentrado em procedimentos apenas para força centrada.

3.2. Procedimentos gerais

Para início de um projeto de bloco sobre estacas deve-se primeiramente definir o tipo de estaca a ser utilizado baseado na intensidade das ações provenientes do pilar e o tipo de solo que resiste ao carregamento.

Em função das intensidades das ações de força vertical, horizontal, momentos e força resistente de cada estaca consegue-se definir a quantidade de estacas a ser utilizada. Em circunstâncias onde a intensidade da força horizontal é elevada, é preciso prever o uso de estacas inclinadas para resistir a esse carregamento e, se o solo não for capaz de impedir o movimento lateral, deve-se ainda considerar o efeito de grupo entre estacas vizinhas.

O próximo passo é a distribuição em planta das estacas em relação ao pilar, recomendando-se que o centro do estaqueamento coincida com o centro geométrico do pilar.

Para a distribuição de estacas são utilizados valores mínimos de parâmetros como espaçamento mínimo entre estacas, distância entre estacas e a face do pilar e a altura do bloco. Este último é responsável pela classificação dos blocos entre rígidos e flexíveis. Se o espaçamento entre estacas for aumentado e se a altura não for compatível resultará em blocos flexíveis, que têm comportamento semelhante ao de vigas de concreto armado.

A Figura 59 ilustra um bloco sobre duas estacas, onde se nota os parâmetros que são utilizados nos projetos.

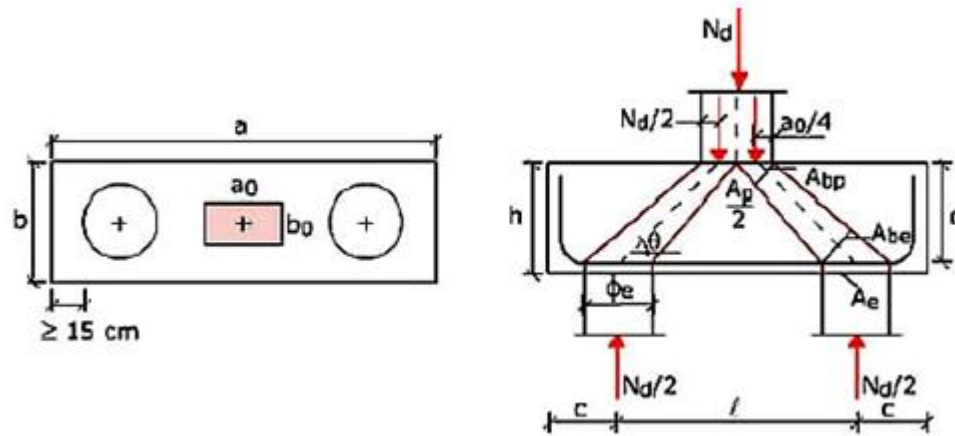


Figura 59: Parâmetros utilizados nos projetos de blocos sobre estacas.

3.3. Cálculo das ações nas estacas

Schiel (1957) recomenda um procedimento para cálculo das reações nas estacas em blocos sobre estacas submetidas à ação de força centrada e momentos nas duas direções. Para aplicação é necessário satisfazer condições como: estacas do mesmo tipo, comprimento e diâmetro das estacas, não tenha nenhuma estaca inclinada e o bloco deve ser rígido.

O procedimento consiste em calcular a reação em cada estaca somando-se de forma separada o efeito dos momentos e da ação vertical. Para ser válido o procedimento: os eixos x e y devem ser os eixos principais de inércia, conforme expressão (45) e ilustrados na Figura 60.

$$R_i = \frac{F}{n_e} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (45)$$

onde: P_i é a reação na estaca de coordenadas x_i e y_i ; F é a força vertical resultante (incluindo o peso próprio do bloco); n_e é o número de estacas; M_x é o momento fletor em torno do eixo x ; M_y é o momento fletor em torno do eixo y .

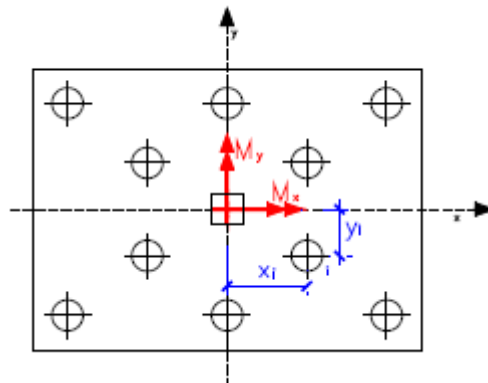


Figura 60: Método da Superposição
(Adaptado Schiel, 1957)

Resumidamente a expressão (45) é uma formulação da flexão composta da resistência dos materiais, uma vez que as hipóteses coincidem, e as reações nas estacas são proporcionais aos seus respectivos deslocamentos, e o bloco é considerado rígido. Então o estaqueamento é resolvido por tentativa, já que as reações nas estacas devem atender aos valores resistentes de tração e compressão.

3.4. Classificação dos blocos (rígidos versus flexível)

A classificação dos blocos sobre estacas em rígidos ou flexíveis está diretamente ligado ao valor adotado para altura do bloco e à distância do centro da estaca mais afastada até a face do pilar, ou seja, está diretamente ligada à inclinação das bielas. A classificação dos blocos define o comportamento estrutural deste.

A norma ABNT NBR 6118:14 define que bloco rígido é aquele que tem comportamento estrutural nas duas direções, mas com trações concentradas nas faixas das estacas e também não respeita a hipótese das seções planas. Esta norma recomenda que o espaçamento mínimo entre estacas esteja dentro de um intervalo de 2,5 a 3 do diâmetro destas e que as barras de armaduras principais sejam distribuídas em faixas de largura de 1,2 vezes o diâmetro das estacas. Quando se verifica a expressão (46), o bloco é considerado rígido.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (46)$$

onde, h é a altura do bloco; a é a dimensão do bloco em uma determinada direção; a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para os blocos flexíveis, essa norma adota que são aqueles que têm comportamento similar ao de vigas com o dimensionamento baseado em seções de referência.

3.5. Recomendações de espaçamento do eixo da estaca até a face do bloco

As recomendações de espaçamento do eixo da estaca até a extremidade do bloco são importantes, pois visam dispor o tamanho necessário para ancorar as barras das armaduras principais de tração e proporcionar adequado cobrimento.

Calavera (1991) e Montoya (2000) recomendam que o espaçamento entre qualquer ponto do perímetro da estaca até a extremidade do bloco não pode ser menor que o raio da estaca e não inferior a 25 cm.

Fusco (1994) recomenda que a distância entre qualquer ponto do perímetro da estaca até a borda do bloco não deva ser inferior ao diâmetro da estaca.

Alonso (1983) sugere que o espaçamento mínimo entre o eixo de qualquer estaca e a face externa do bloco atenda o maior valor dentro da expressão (47).

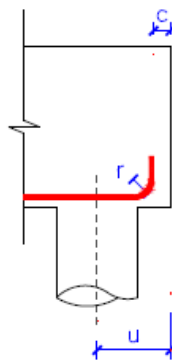


Figura 61: Distância entre estaca e face do bloco (Alonso (1983))

$$u \geq \begin{cases} \phi/2 + 15cm \\ r + c + \phi \end{cases} \quad (47)$$

onde ϕ é o diâmetro da armadura longitudinal; \emptyset é o diâmetro da estaca; r é o raio de dobramento da armadura; c é o cobrimento da armadura;

3.6. Recomendações de espaçamento do eixo da estaca até a face do pilar

No meio técnico usualmente é recomendado que esta distância seja maior ou igual à metade da altura do bloco e menor ou igual a 1,5 da altura do bloco.

Fusco (1994) recomenda que o espaçamento máximo do centro de uma estaca ao ponto que distancia $0,25a_p$ da face do pilar, sendo a_p a largura do pilar, não deve ser superior a $1,5h$, conforme Figura 62.

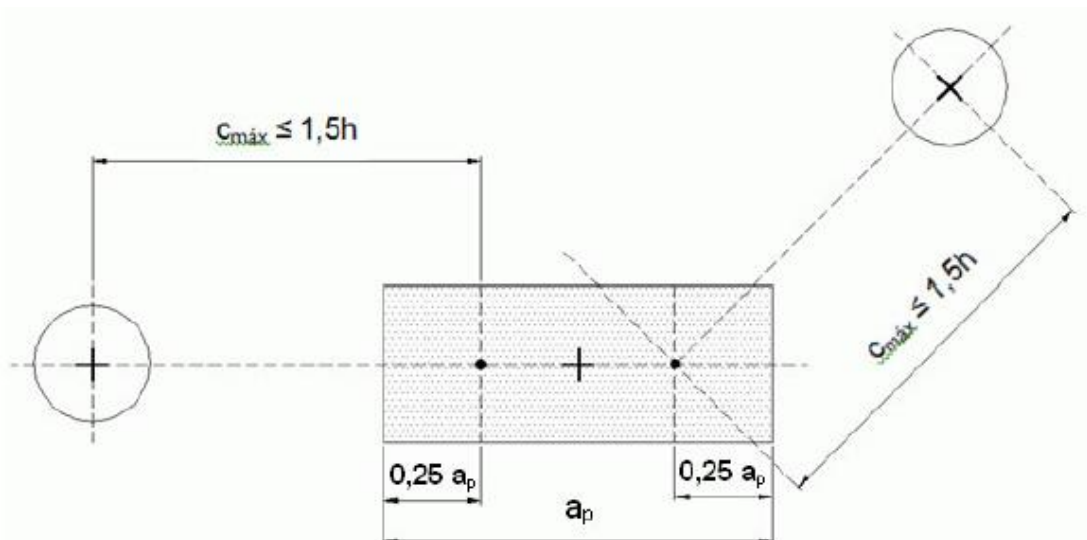


Figura 62: Espaçamento máximo (Fusco, 1994)

3.7. Ligação da estaca com bloco

De acordo com a norma ABNT NBR 6122:2010 a interação entre as estacas com o bloco está inteiramente correlacionada ao tipo de estaca e do processo de execução. Esta norma também ressalta a importância de se garantir a integridade da cabeça da estaca, a recomposição das estacas até a cota de arrasamento deve garantir a continuidade estrutural e a transferência de esforços, e nos casos em que a estaca fique acima da cota de arrasamento, deve ocorrer a demolição excedente, de tal maneira que a seção se mantenha plana e perpendicular à estaca.

3.8. Excentricidades acidentais

Calavera (1991) recomenda que se adote uma excentricidade acidental mínima, em função da incerteza e do controle das estacas no processo executivo na obra, além de ser comum por motivos econômicos utilizar diâmetros maiores nas estacas a fim de diminuir a quantidade delas. Por estes motivos, é importante utilizar as excentricidades acidentais, que são:

$e = 5 \text{ cm}$ em obras com alto controle de execução;

$e = 10 \text{ cm}$ em obras com controle de execução normal;

$e = 15 \text{ cm}$ em obras com baixo controle de execução;

3.9. Armaduras principais

3.9.1. Disposição das armaduras

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda que a armadura de flexão seja essencialmente com 85% ou mais, dispostas nas faixas definidas sobre as estacas, com largura no máximo de 1,2 vezes o diâmetro da estaca em proporção de equilíbrio de bielas.

Essas barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. A ancoragem deve ser medida a partir da face interna das estacas, podendo ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

3.9.2. Ancoragem

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda que as barras tenham comprimento de borda a borda do bloco e encerrar em ganchos nas extremidades. Para barras com mais de 20 mm de diâmetro, necessitam ser usados ganchos com 135° ou 180°. Pode-se ainda considerar o efeito favorável sobre as barras da armadura, decorrentes da compressão das bielas. Na expressão (48) são

apresentados os critérios de verificação de ancoragem básica das barras da armadura principal sugerido pela norma.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (48)$$

onde $l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário; $\alpha = 1$ para barras sem gancho; $\alpha = 0,70$ para barras tracionadas com gancho com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou três vezes o diâmetro da barra a ancorar; $l_{b,mín}$ é o comprimento de ancoragem mínimo, sendo o menor valor entre $\begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 100mm \end{cases}$

O valor do comprimento de ancoragem básico pode ser calculado segundo a expressão (49).

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (49)$$

onde \emptyset é o diâmetro da barra a ser ancorada; f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento da barra a ser ancorada, em MPa; f_{bd} é a resistência de aderência, calculada pela expressão (50);

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (50)$$

onde $\eta_1 = 1,0$ para barras lisas; $\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas; $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas; $\eta_2 = 1,0$ para regiões de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para regiões de má aderência; $\eta_3 = 1,0$ para barras com diâmetro inferior a 32 mm; $\eta_3 = 132 - \emptyset/100$ para barras com diâmetro superior a 32 mm; γ_c é o coeficiente de segurança do concreto; $f_{ctk,inf}$ é a resistência característica de tração direta, com seu valor inferior dado pela expressão $f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, no qual f_{ck} é a resistência característica do concreto a compressão, dado em MPa.

Em um estudo de caso real de bloco de ponte foi observada a ocorrência de fissuras em forma de arco nos blocos sobre estacas, conforme mostra Figura 63. Isto

ocorre porque as bielas que procuram apoio nas armaduras principais no fundo do bloco geram uma componente vertical de tração; depois de vencida a resistência do concreto, o bloco fissa conforme a Figura 63. Como solução deve-se prever que a armadura inferior do bloco seja prolongada verticalmente após a dobra pelas faces laterais, ancorando em toda a altura do bloco.

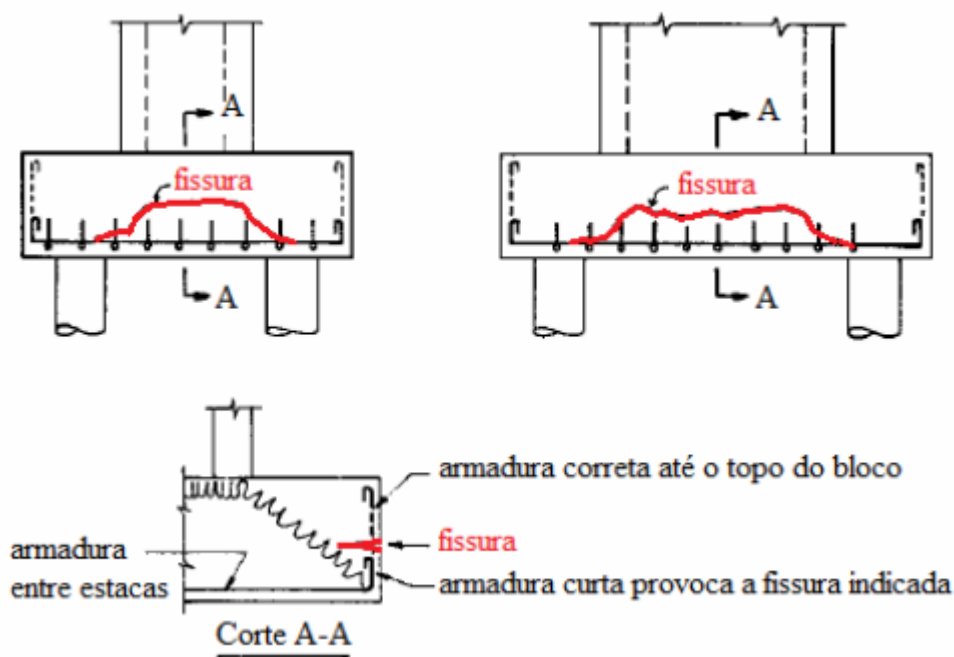


Figura 63: Bloco sobre estacas com detalhamento da armadura de flexão deficiente (Thomaz e Carneiro, 2016).

3.10. Armaduras secundárias

3.10.1. Armadura de distribuição

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda, para controle de fissuração do concreto, armadura secundária distribuída de forma uniforme nas duas direções do bloco, considerando esforços solicitantes da ordem de 20% dos esforços totais.

3.10.2. Armadura de suspensão

Quanto à armadura de suspensão, a norma ABNT NBR 6118 (2014) recomenda seu uso caso haja armadura de distribuição para mais de 25% das forças totais ou o espaçamento entre estacas for maior que três vezes o diâmetro da mesma. Segundo Leonhardt e Mönning (1978), esta armadura é importante de ser adotada em situações em que as armaduras principais não estiverem distribuídas apenas nas faixas sobre estacas, pois existe o risco de ruína prematura devido ao aparecimento de fissuras na região inferior do bloco.

3.10.3. Armadura de arranque dos pilares

Segundo a norma ABNT NBR 6118 (2014), o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nesta ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco.

3.10.4. Armadura lateral e superior (costela)

Em relação às armaduras laterais e superiores a norma ABNT NBR 6118 (2014) sugere que, em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatória a colocação de armaduras, porém não dá detalhes de critérios de como se calcular, entretanto as armaduras que passam na face inferior do bloco podem ser prolongadas para as faces lateral e superior, fazendo o contorno do bloco.

Não há na norma ABNT NBR 6118 (2014) um critério para o uso de estribos horizontais nas faces laterais. Costuma-se utilizar o conceito de armadura de pele de vigas descrito na norma ABNT NBR 6118 (2014), cujo o valor é dado pela Equação (51).

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot A_{c,alma} \quad (51)$$

onde $A_{c,alma}$ é a área de duas vezes distância do eixo da estaca até a borda do bloco multiplicado pela altura do bloco.

Deve-se respeitar o espaçamento máximo entre as barras de 20 cm ou $d/3$.

4. MODELAGEM NÚMERICA E CALIBRAÇÃO COM ENSAIO EXPERIMENTAL

4.1. Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentado um estudo de calibração para a validação dos parâmetros a serem utilizados nos estudos de caso analisados no próximo capítulo.

A modelagem de elementos em concreto armado é bastante complexa, o que justifica a importância desta pesquisa em tentar encontrar os modelos constitutivos que melhor definem o comportamento dos materiais. Para isso foram feitas modelagens numéricas, no programa de elementos finitos ABAQUS, de alguns blocos ensaiados por Delalibera (2006), a fim de validar comparativamente o estudo do comportamento dos blocos. Neste capítulo são apresentadas as considerações que foram utilizadas para a modelagem numérica assim como as justificativas e interpretações dos resultados que justificam a utilização dos parâmetros escolhidos. Além de um breve resumo da pesquisa experimental de Delalibera (2006).

Optou-se por apresentar as unidades em kN, mm e ‰ para, força, deslocamento e deformação, respectivamente.

4.2. Calibração.

Segundo Szabó (2011) a representação idealizada de um problema costuma envolver diversas simplificações, o que faz com que modelos numéricos necessitem de ajustes como sua calibração, que deve ser baseada em ensaios experimentais. Na calibração, os parâmetros que caracterizam o modelo numérico são selecionados de forma que os danos medidos coincidam ao máximo com os simulados.

Devido às variações nas propriedades geométricas e dos materiais, bem como as incertezas nas condições de contorno, além da metodologia dos ensaios experimentais, procura-se a se chegar a valores com ordem de grandeza que sejam o mais próximos de forma aceitável.

Para realizar uma calibração de parâmetros de um determinado problema, é necessário avaliar as variáveis de projeto importantes. Isso pode ser feito por meio de

uma análise de sensibilidade, onde cada variável pode ter sua influência verificada individualmente.

No caso desta pesquisa procurou-se comparar parâmetros como força, deslocamentos e deformações no aço e concreto.

4.3. Ensaio experimental de Delalibera (2006)

Resumidamente para execução dos modelos para o ensaio experimental, primeiramente se construiu a moldagem das estacas e sucederam-se as moldagens dos blocos. Depois disso, as fôrmas dos blocos foram posicionadas para que se tivesse o embutimento estipulado de 10 cm das estacas nos blocos. Após a concretagem dos blocos se deu a modelagem dos pilares.

O objetivo da pesquisa era obter informações sobre a forma geométrica da biela de concreto. Para isto, instrumentou-se o bloco por meio de pastilhas de aços com a função de servir de pontos de medidas para as deformações do concreto. Os valores de deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço foram obtidas através de extensômetro mecânico removível.

Para a análise de deformações nas armaduras, foram instalados extensômetros elétricos a fim de se analisar o comportamento das barras de aço.

No pilar foi utilizado um pistão hidráulico para aplicação de força e através da utilização de célula de carga sobre o pilar se foi possível medir as intensidades das forças aplicadas.

Foram também utilizadas outras duas células de carga a fim de medir as reações nas estacas.

Para as medidas de deslocamentos foram utilizados transdutores de deslocamento. A Figura 64, apresenta a posição dos transdutores de deslocamento, no qual neste estudo de calibração foram usados os resultados obtidos pelo transdutor T1.

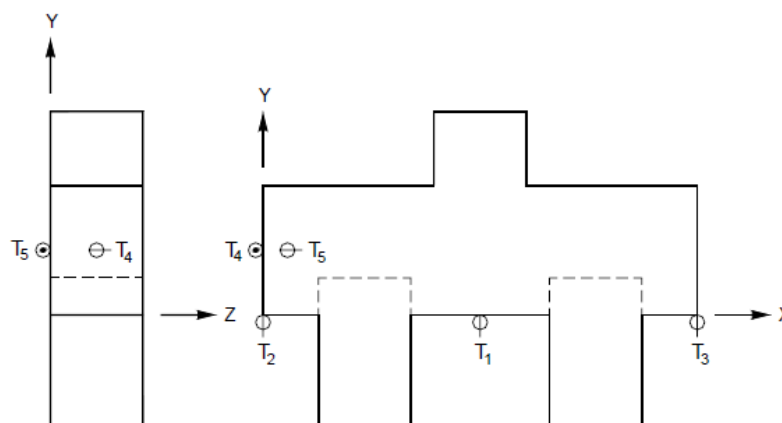


Figura 64: Posição dos transdutores (Delalibera (2006)).

Como esse estudo de calibração se resume em chegar a resultados confiáveis para parâmetros a serem utilizados nos modelos numéricos, optou-se por não analisar os modelos ensaiados experimentalmente referente a excentricidade da força aplicada, pois não faz parte do escopo deste trabalho, assim como também decidiu-se por não analisar os modelos que tinham a armadura complementar do tipo “cavelete”, que foi calculada analiticamente por Delalibera (2006), por ser considerado um arranjo de armadura para o controle de fissuração ultrapassada.

Por fim, para o estudo de calibração se chegou a oito modelos a serem analisados, demonstrados na

Tabela 3, com os respectivos valores de resistência de compressão, que foram obtidos através dos ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de acordo com as recomendações da norma ABNT NBR 5739:1980, e com respectivos valores de resistência à tração, que foram obtidos através de ensaios de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de acordo com as recomendações da norma ABNT NBR 7222:1983, além dos respectivos módulos de elasticidade tangente inicial determinados por meio de ensaios para determinação do módulo de deformação tangente inicial do concreto.

Tabela 3: Modelos analisados no estudo de calibração e respectivas resistências.

Nº	Modelo	Bloco			Estaca			Pilar		
		f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$E_{ci,m}$ (GPa)
1	B35P25E25e0	40,6	3,2	30,2	73,3	4,6	41,1	72,3	3,8	51,0
2	B35P25E25e0Asw0	32,8	2,9	37,3	71,6	5,2	42,2	51,8	3,9	38,3
3	B35P25E25e0CG	28,9	2,2	25,3	80,8	3,7	42,3	55	2,9	34,9
4	B45P25E25e0	31	2,9	27,5	51,8	3,9	38,3	55,2	3	36,4
5	B45P25E25e0Asw0	32,4	2,3	27,5	55	2,9	34,9	51,2	3,3	31,0
6	B45P25E25e0CG	28,9	2,2	25,3	55,2	3	36,4	55	2,9	34,9
7	B35P50E25e0	35,8	2,3	30,2	51,2	3,3	31,0	52,6	3,4	39,5
8	B45P50E25e0	35,8	2,3	30,2	52,6	3,4	36,5	52,6	3,4	39,5

4.4. Modelagem Numérica

O programa ABAQUS versão 2014 é um *software* baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) desenvolvido para análise de elementos estruturais. Com este programa, é possível fazer análises lineares ou não lineares, estáticas ou dinâmicas podendo assim realizar simulações com um avançado grau de complexidade, dentre uma série de outros problemas de engenharia. Além disso, possui uma extensa biblioteca de elementos finitos que possibilita a modelagem de praticamente qualquer geometria e também uma grande variedade de modelos que permitem simular o comportamento da maioria dos materiais.

O seu pré-processamento permite o estudo de diferentes tipos de geometrias, lei constitutivas não lineares, interação entre os materiais, carregamentos e condições de contorno complexas. No processamento são realizados os cálculos necessários para os resultados do que se está analisando. Pode-se também, fornecer ao *software* sub-rotinas, caso seja necessário. E por fim, no pós-processamento é possível analisar os resultados obtidos a partir das variáveis de saída e dos gráficos de resultado gerados.

Com isso pretende-se simular no programa ABAQUS/*Standard* com boa precisão o comportamento de blocos de concreto sobre estacas, sendo descrito nos próximos itens os modelos constitutivos do aço e concreto e as considerações utilizadas na modelagem.

4.5. Geometria do Modelo

As geometrias utilizadas e o posicionamento das armaduras foram as fornecidas por Delalibera (2006) em sua tese de doutorado. Na Figura 65 e Tabela 4 é possível visualizar as propriedades geométricas.

Delalibera (2006) considera uma altura de 20 cm no pilar e 40 cm nas estacas a fim de uniformizar as tensões das regiões de apoio e carregamento. Vale ressaltar o embutimento de 10 cm das estacas no bloco sobre estacas.

A geometria do bloco, pilar e estacas foram modelados com elementos sólidos tridimensionais. As armaduras principais, superiores, estribos verticais e horizontais, assim como as armaduras das estacas e pilares, foram modeladas como elementos de viga. Para as armaduras principais foi considerado elemento de treliça. As demais propriedades dos materiais associadas às geometrias criadas serão apresentadas no tópico a seguir.

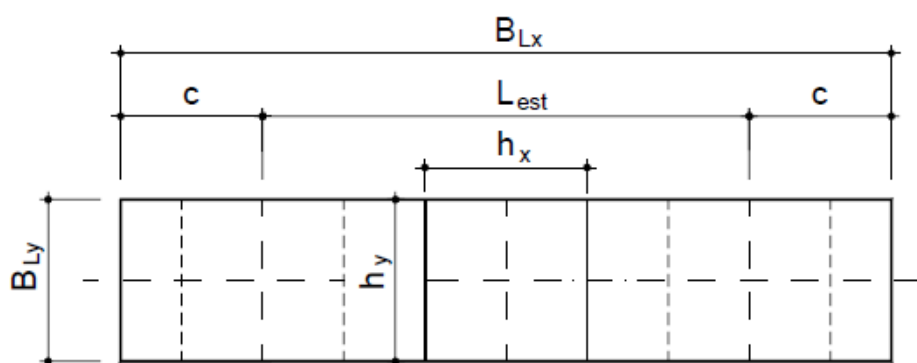


Figura 65: Propriedades geométricas (Delalibera (2006)).

Tabela 4: Propriedades geométricas dos blocos analisados (fonte: o autor)

Nº	Modelo	Dimensão da estaca (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B _{lx} (cm)	B _{ly} (cm)	c(cm)	l _{est} (cm)	h (cm)
1	B35P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	35
2	B35P25E25e0Asw0	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	35
3	B35P25E25e0CG	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	35
4	B45P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	45
5	B45P25E25e0Asw0	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	45
6	B45P25E25e0CG	25x25	25x25	117,5	25	27,5	62,5	45
7	B35P50E25e0	25x25	25x50	117,5	25	27,5	62,5	35
8	B45P50E25e0	25x25	25x50	117,5	25	27,5	62,5	45

4.6. Características dos materiais

4.6.1. Modelo constitutivo para o aço

Foi adotado um modelo para representar o comportamento bilinear do aço em todas as armaduras presentes na modelagem associado ao critério de escoamento de Von Mises, disponível no programa ABAQUS. Para isto, foi necessário fornecer os parâmetros necessários para especificar o comportamento do aço que são o módulo de elasticidade (E_s), o coeficiente de Poisson (ν), tensão de escoamento (f_y).

Para melhoria na convergência do modelo, fez se necessário adotar um patamar de plasticidade, aumentando a tensão e limitando a deformação plástica, pois a mudança do comportamento elástico para o plástico ocorre no ponto de escoamento como demonstrado na Figura 66.

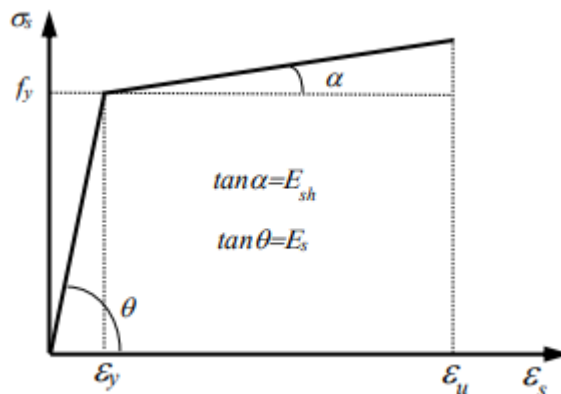


Figura 66: Tensão versus Deformação adotada para o aço. (adaptado Gama e Bittencout, 2017)

A partir das recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade do aço das barras foi considerado com valor de $E_s = 210 \text{ GPa}$, o coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ e a resistência característica ao escoamento do aço CA-50 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$. Para o patamar de plasticidade foi adotado a resistência à tração do aço de $f_{tk} = 530 \text{ MPa}$ e deformação plástica de $\epsilon_{pl} = 0,02$.

4.6.2. Modelo de Dano

O programa ABAQUS oferece em sua programação três modelos de fissuração para se simular o comportamento do concreto: *Concrete Smearred Cracking*, *Concrete Damaged Plasticity* e o *Brittle cracking model*.

Para representar o comportamento do concreto optou-se por utilizar o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*. Segundo Kmiecik e Kaminski (2011) e Cardoso (2014) esse modelo é uma adaptação do modelo de Drucker-Prager e é utilizado para levar em consideração comportamentos característicos de materiais frágeis como concreto, rocha e argamassa, permitindo simular características como:

- Comportamentos de concreto com a resistência a tração em torno de 10 vezes menor que a resistência de compressão;
- Dano irreversível e degradação progressiva das propriedades mecânicas de diversos materiais associados a fissuras em baixas tensões de confinamento
- Considera o esmagamento na região comprimida e a fissuração na região tracionada como os principais mecanismos de falha do concreto;
- Colapso da microestrutura porosa do concreto por compressão no qual se resulta em um fenômeno que se assemelha a um escoamento seguido de encruamento sendo assim há um expressivo aumento da rigidez do material através do processo de *hardening*;
- Este modelo tem a capacidade de reproduzir o comportamento inelástico completo do concreto quando submetido à compressão e à tração, incluindo as características de danos;
- Apresenta bom desempenho em estados de tensão uniaxiais e biaxiais.

Para análises numéricas, o comportamento das estruturas de concreto é caracterizado por uma diminuição na capacidade de carga com acréscimo de deformações depois de certo limite de carga, cuja denominação é *strain softening* que está presente tanto para nos esforços de compressão como nos esforços de tração.

Na Figura 67 referente ao comportamento uniaxial do concreto à compressão, está na fase elástica e é linear até a tensão atingir a (σ_{c0}). Após isto, o comportamento do concreto está na zona plástica, onde ocorre ainda o ganho de resistência até a tensão de compressão atingir a resistência máxima (σ_{cu}), após isto o concreto começa a escoar, ou seja, a tensão passa a diminuir, por conseguinte a deformação aumenta, começando o esmagamento do concreto, causando um descarregamento

até a deformação atingir uma deformação limite (ε_u), a partir da qual é considerado que o concreto perdeu toda a sua capacidade de suporte.

Em relação ao comportamento uniaxial do concreto à tração, o material se comporta de forma linear elástica até atingir a tensão de ruptura (σ_{t0}). Após isto, ocorre o *strain softening*, já mencionado anteriormente, em que ocorre uma brusca queda da resistência enquanto a deformação aumenta.

Segundo Marins Neto (2007), com o aparecimento de fissura por tração no plano normal à direção da tensão principal que ultrapassou o limite de resistência do material, o comportamento se dá pela perda da rigidez (amolecimento), que causa um descarregamento vertical, a partir do qual é considerado que o concreto perdeu toda a sua capacidade de suporte.

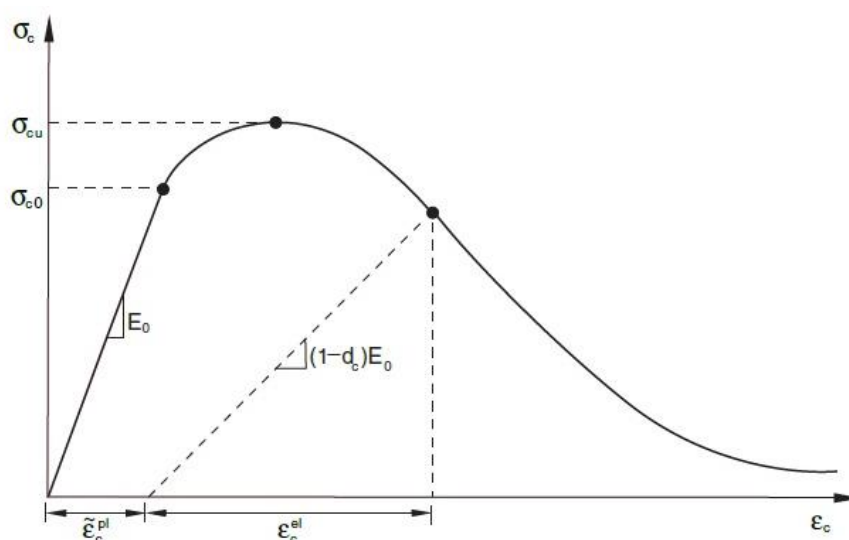


Figura 67: Comportamento do concreto sob carga uniaxial de compressão (SIMULIA, 2010)

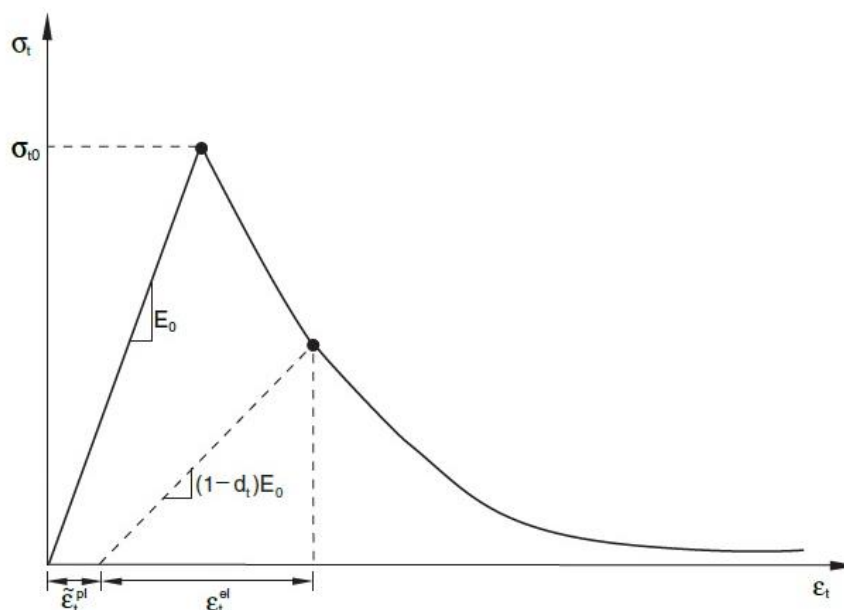


Figura 68: Comportamento do concreto sob carga uniaxial de tração (SIMULIA (2010)).

Para utilização do *Concrete Damaged Plasticity Model* é necessário definir as curvas do comportamento do concreto à compressão e à tração e das características de plasticidade do concreto. Neste modelo de fissuração, deve-se alimentar os parâmetros que definem o regime elástico do concreto (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), pois as deformações elásticas (ε^{el}) e as deformações plásticas (ε^{pl}), que são obtidas por meio de curvas de tensão *versus* deformação, são calculadas de forma independente e somadas para se obter a deformação total, como demonstra a expressão (52):

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (52)$$

Os parâmetros que definem o regime elástico foram calculados segundo a norma EN 1992-1-1:2004, onde o módulo de elasticidade do concreto (E_{cm}) e o coeficiente de Poisson (ν) podem ser tomados como:

$$E_{cm} = 21.5 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (53)$$

com f_{cm} em MPa
 $(\nu) = 0,2$

Além dos parâmetros já apresentados, o programa ABAQUS requer a definição de mais alguns parâmetros para descrever o comportamento do concreto no estado uniaxial e no estado multiaxial. Estes parâmetros são a razão entre as resistências no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), o ângulo de dilatância (ψ), a excentricidade e a viscosidade.

O parâmetro (σ_{b0}/σ_{c0}) é necessário para fixar proporções da superfície de escoamento de Lubliner *et al.* (1989) e é tomado como 1,16 para o concreto, o valor padrão admitido pelo ABAQUS.

Nas Figura 69 e Figura 70 as resistências à compressão σ_{b0} e σ_{c0} são representadas e pode-se compreender graficamente a função deste parâmetro. Na Figura 69 é mostrada a curva da resistência do concreto considerando tensões em duas direções.

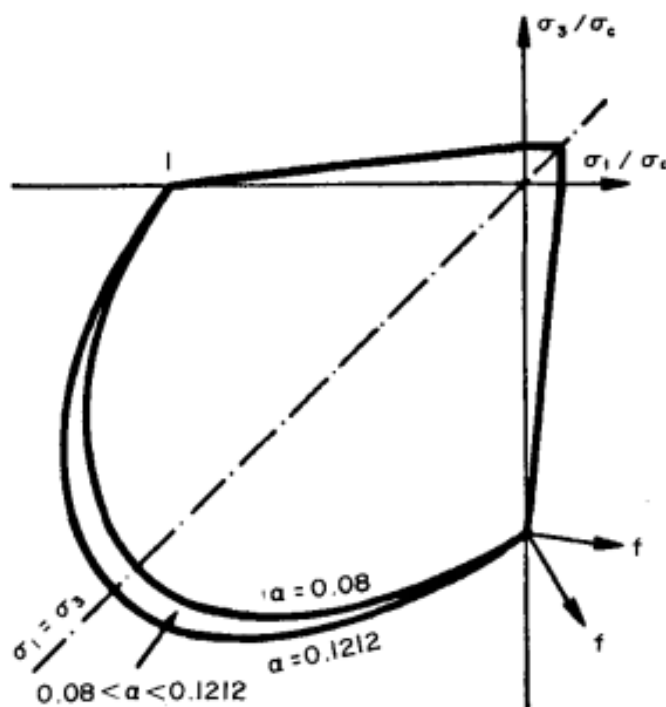


Figura 69: σ_{b0} e σ_{c0} no plano biaxial da superfície de escoamento de LUBLINER *et al.* (1989) (SIMULIA, 2010).

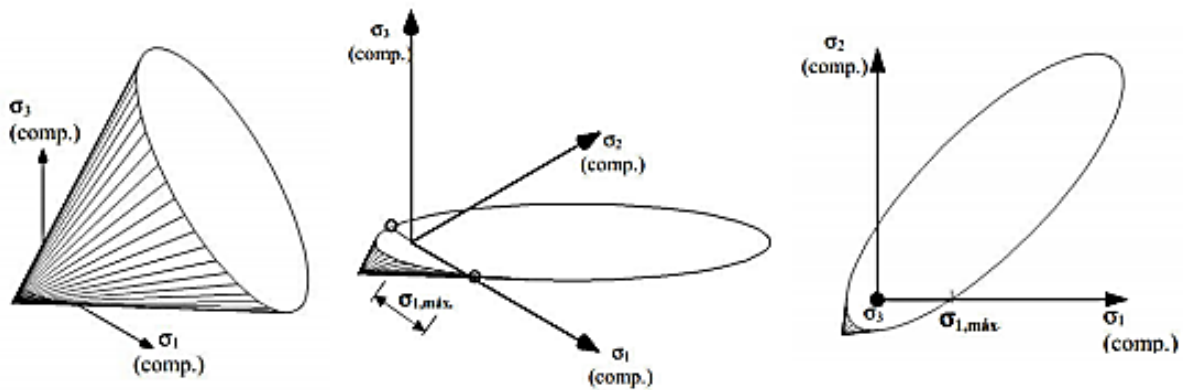


Figura 70: Elucidação do plano biaxial de tensões (σ_1 , σ_2) (Secção da superfície de escoamento de Drucker-Prager)

Segundo Malm (2009), o ângulo de dilatância (ψ), é um parâmetro que quantifica o material, medindo a inclinação que o potencial plástico alcança para altas tensões de confinamento. Para baixos valores de ângulo de dilatância, o material apresenta comportamento frágil, enquanto, para valores mais elevados, um comportamento mais dúctil. Malm *et al.* (2006), Malm (2009) foram pesquisas de ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de concreto armado, como pode ser observado na Figura 71.

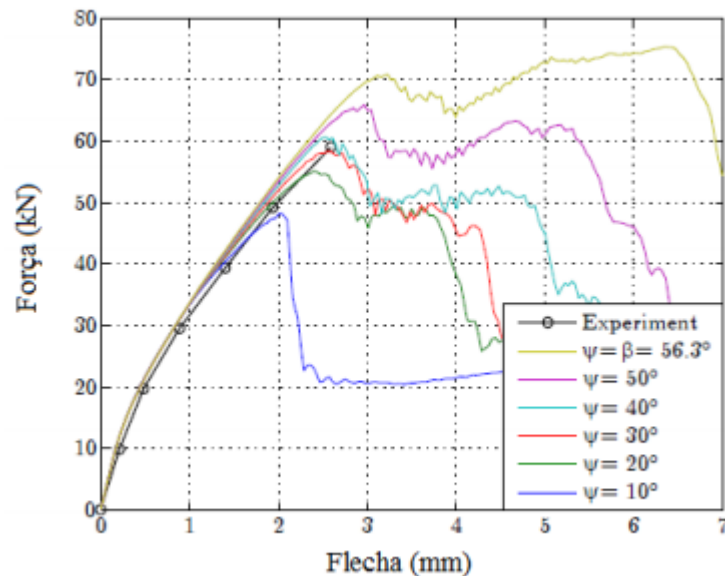


Figura 71: Variação o ângulo de dilatância em vigas de concreto armado (MALM *et al.* 8 , 2006 apud MALM, 2009).

Foi realizado uma simulação com a variação deste parâmetro no bloco B35P25E25Asw0, para determinar o melhor ângulo de dilatância a ser adotado, visto a importância devido a influência gerada na resistência das bielas que apresentam *hardening* nas regiões com compressão multiaxial. Conforme resultados mostrados no Gráfico 1, adotou-se o ângulo de 50° nas análises numéricas, por apresentar a curva mais aproximada com o ensaio experimental de Delalibera (2006).

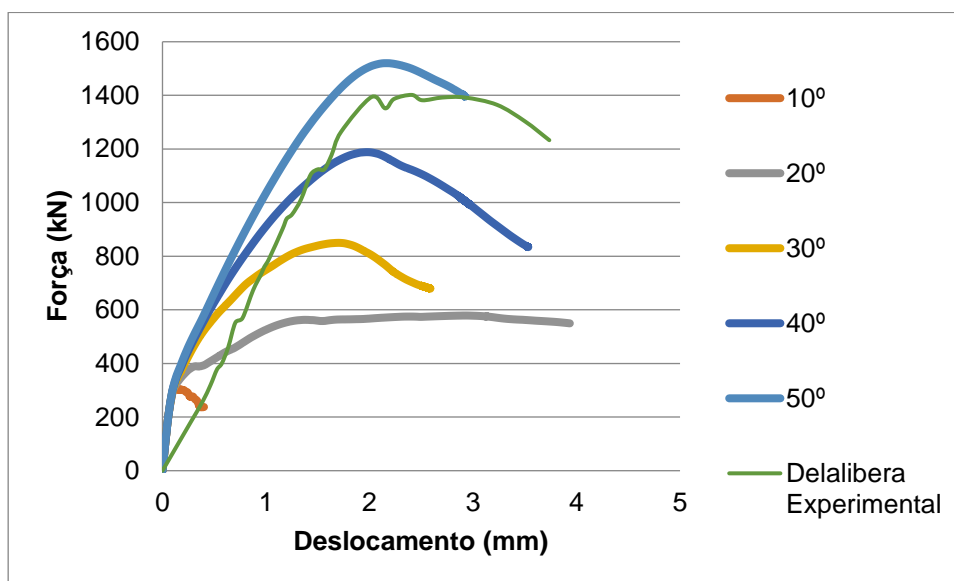


Gráfico 1: Força versus deslocamento, para diferentes valores de ângulos de dilatância

Segundo Chen e Andrawes (2012), K é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. É o parâmetro pertinente aos termos da função de Lubliner *et al.* (1989) que a diferenciam da equação de Drucker-Prager. Na Figura 72 pode-se observar a maneira como esse parâmetro influencia a forma da superfície de escoamento. Segundo o manual do programa ABAQUS, K deve ser tomado como $2/3$ para o concreto.

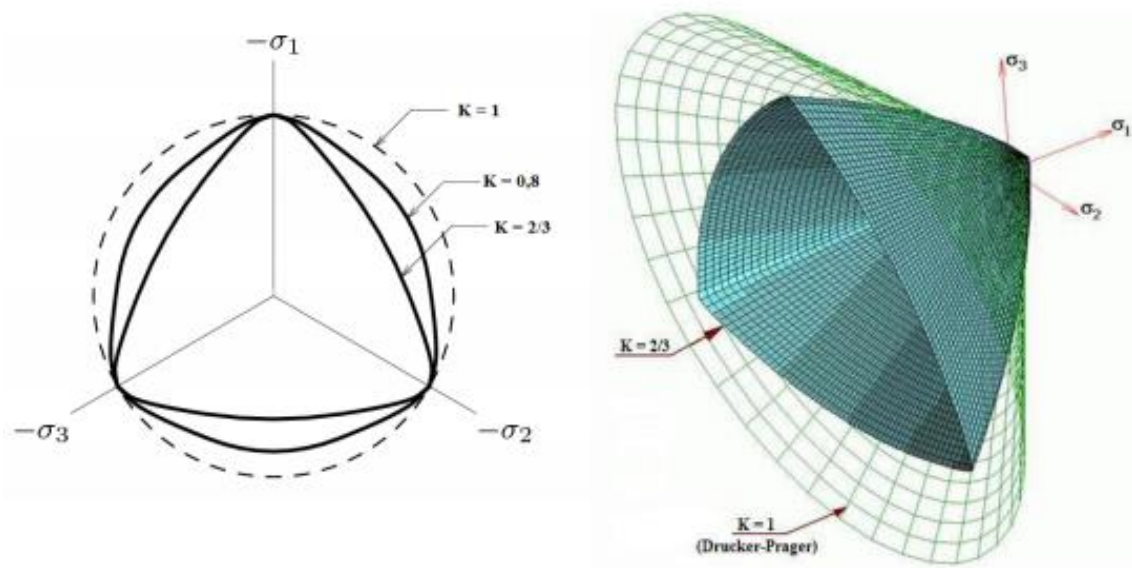


Figura 72: Influência do parâmetro K sobre a forma da superfície de escoamento. (Aguiar , 2015)

Em relação à viscosidade, segundo Aguiar (2015) este parâmetro que tem como principal função contornar dificuldades de convergência típicas de modelos com degradação da rigidez. Ele permite, segundo a documentação do programa ABAQUS (SIMULIA, 2010), a regularização das equações constitutivas usando viscoplasticidade, o que permite que tensões atinjam valores fora da superfície de escoamento sem comprometer o resultado. Foi adotado zero para este parâmetro.

Parâmetro de excentricidade ρ : de acordo com a teoria de Drucker Prager, a superfície de escoamento no plano dos meridianos possui a forma de uma reta ($\rho = 0$). No entanto, ensaios experimentais indicam que a superfície de escoamento assume a forma de uma hipérbole próximo do encontro com o eixo hidrostático ($\rho = 0,1$). Neste trabalho adota-se como 0,1 de acordo com Pavlovic (2013).

4.6.3. Modelo Constitutivo para o concreto

O concreto possui fatores que influenciam o seu comportamento, características como: as proporções água-cimento, forma e tamanho do agregado. Antes mesmo de carregamento o concreto apresenta microfissuras oriundas da retração e liberação de calor que ocorre no processo de cura. Devido a isso, se torna difícil formular modelos constitutivos para análises numéricas, que são necessários para representar matematicamente o comportamento físico e mecânico do material nos elementos estruturais. Com o avanço da tecnologia, foram desenvolvidos vários modelos constitutivos, apesar disto, segundo Junges (2016), ainda não há um consenso sobre o assunto no meio técnico devido à sua complexidade, tendo-se então o constante surgimento de novos modelos e pesquisas sobre o concreto armado.

A escolha do tipo de curva de tensão *versus* deformação do concreto no estado uniaxial a ser utilizado na análise numérica depende de fatores como: tipo de estrutura, comportamento predominante dos elementos, tipo de solicitação, objetivo da análise, facilidade de implementação computacional e facilidade de determinação das variáveis que fomentam os modelos. Visto isto, se fez necessária a análise de diversas curvas propostas por pesquisadores ou normas, comparando com os resultados para o concreto de Delalibera (2006). Eurocode item 4.6.3.1 (2004) – compressão uniaxial

A Figura 73 mostra a representação da não linearidade do concreto através da curva de tensão *versus* deformação. Como pode ser visto, até 40% da resistência máxima do concreto à compressão, adota-se que o concreto se comporta de forma linear elástica, estando dentro da Lei de Hooke. Após isso até atingir a resistência máxima e iniciada a perda de resistência diminuindo a tensão e aumentando as deformações até se chegar a deformação limite. Após atingir sua resistência, o concreto se comporta como por uma função parabólica de segundo grau, conforme expressão (54).

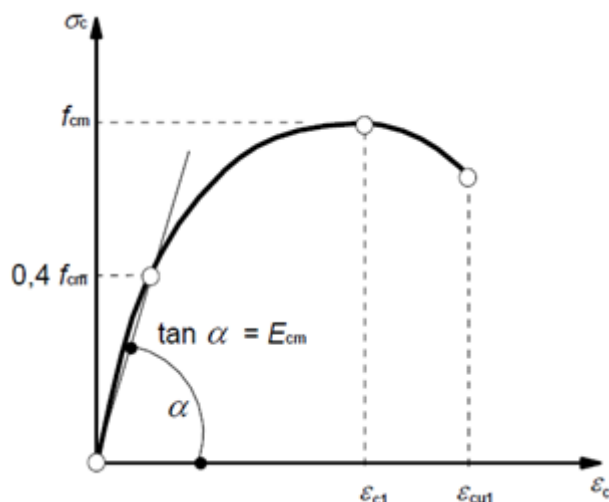


Figura 73: Curva Tensão x deformação de compressão (EN 1992-1-1: 2004)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (54)$$

onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

e ε_{c1} é a deformação à compressão do concreto correspondente à tensão máxima

No programa ABAQUS os parâmetros de entrada são os pares de tensão (σ) e deformação inelástica (ε).

4.6.3.1. Wee *et al.*(1996) – compressão uniaxial

Wee *et al.*(1996) realizaram ensaios para diferentes resistências, a fim de analisar o comportamento do concreto sobre compressão uniaxial, conforme Figura 74, observou-se que a deformação no pico é de aproximadamente 0,002, e visualizam-se três estágios nas curvas ($\sigma \times \varepsilon$) do concreto sobre compressão. O primeiro estágio que vai do início do carregamento até 30% da resistência,

trabalhando em uma fase de comportamento elástico-linear, onde as microfissuras existentes antes do carregamento permanecem aproximadamente inalteradas.

O segundo estágio que vai de 30% a 75% da resistência, o concreto apresenta um comportamento não linear, em que ocorre uma propagação das fissuras em termos de número, comprimento e abertura, com redução gradual da rigidez.

O terceiro estágio vai de 75% até tensão máxima, onde a propagação de fissuras é considerada instável.

Sendo assim essa curva é capaz de representar todo o comportamento pós-pico do concreto. Na expressão (55) é possível determinar a curva do comportamento apresentado nos ensaios de Wee *et al.* (1996).

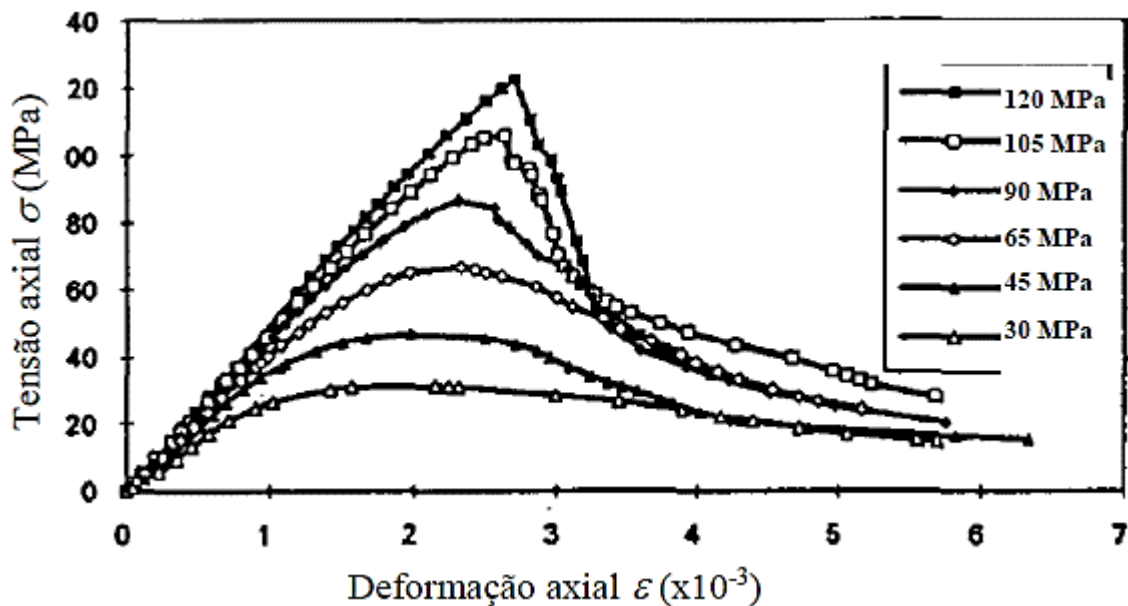


Figura 74: Curvas Tensão x deformação obtidas nos ensaios experimentais para diferentes resistências (Wee *et al.*, 1996)

$$\sigma_c = \sigma'_c \left[\frac{k_1 \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)}{k_1 \cdot \beta_0 - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{k_2 \cdot \beta_0}} \right] \quad (55)$$

onde:

$$k_1 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^3 \quad k_2 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^{1,3} \quad (56) \text{ e } (57)$$

$$\varepsilon_0 = 0,00078f_c^{(1/4)} \quad (58)$$

$$\beta_0 = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_0 \cdot E_c}} \quad (59)$$

com:

E_c - módulo de elasticidade tangente inicial;

ε - deformação do concreto;

ε_0 -deformação de pico concreto;

Para concretos com resistência abaixo de 50 MPa, considera-se :

$$k_1 = 1 \text{ e } k_2 = 1$$

A partir da equação (55), consegue-se determinar a tensão e se chegar na deformação plástica, e com isso se fornece para o programa ABAQUS os pares de tensão (σ) e deformação inelástica (ε).

4.6.3.2. Alfarah *et al.* – compressão uniaxial

Na Figura 75 é apresentado o modelo constitutivo de compressão uniaxial do concreto proposto por Alfarah *et al.* (2017), com o carregamento e descarregamento. Ele é dividido em três segmentos de curva, em que o primeiro é linear até atingir 40% da resistência média a compressão do concreto (f_{cm}), obedecendo à Lei de Hooke, conforme (60). O segundo segmento que vai de 40% de f_{cm} até atingir f_c é caracterizado por uma curva que pode ser descrito pela a função quadrática apresentado na expressão (62) e o terceiro segmento é a queda da curva tendendo a zero, descrito pela expressão (63). Pode-se observar que ε_c^{ch} e ε_{0c}^{el} são as deformações integras de esmagamento e elástica, respectivamente, e ε_c^{pl} e ε_c^{el} são as deformações plásticas e elásticas do concreto já danificado.

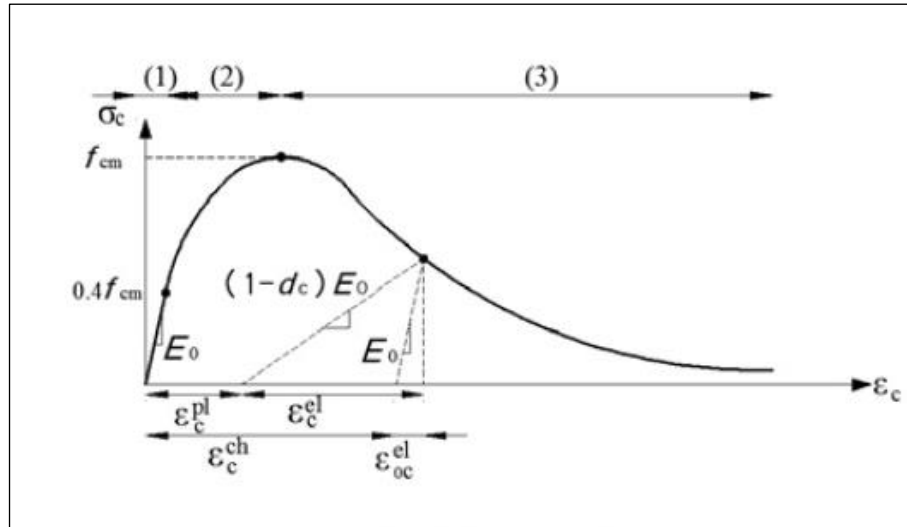


Figura 75: Curva Tensão x deformação (Alfarah, 2017)

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (60)$$

E_0 – módulo de elasticidade secante, correspondente à tensão de $0,4 f_{cm}$ pode ser determinado pela expressão (61).

$$E_0 = \left(0.8 + 0.2 \frac{f_{cm}}{88} E_{ci} \right) \quad (61)$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (62)$$

ε_{cm} - deformação correspondente à resistência média (f_{cm})

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (63)$$

γ_c – constante que depende da energia de esmagamento do concreto, das características da discretização da malha e dos parâmetros de resistência.

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]} \quad (64)$$

sendo :

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (65)$$

Baseado em observações experimentais, b pode ser assumido igual a 0,9.

4.6.3.3. CEB FIP (2010) - tração uniaxial

Para a simulação considerando esta Lei Constitutiva, foi utilizado o modelo de concreto já fissurado, onde o comportamento frágil do concreto é caracterizado por o gráfico de tensão *versus* deslocamento, através da abertura de fissuras. Como mostra a Figura 76.

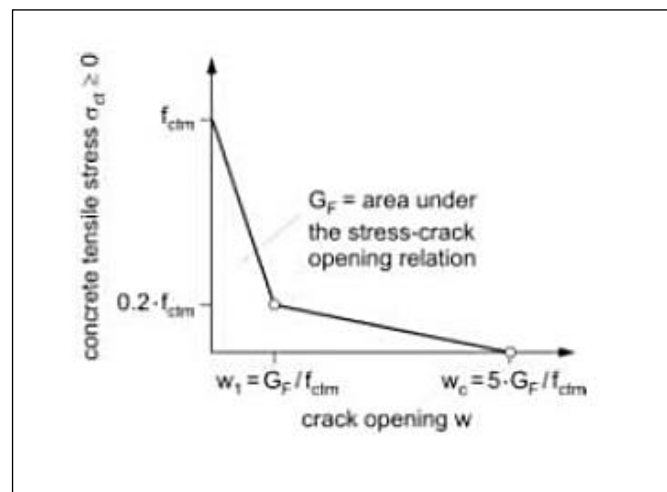


Figura 76: tensão *versus* abertura de fissura do (CEB FIP, 2010)

A tensão é definida pela as expressões (66) ou (67).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,8 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w \leq w_1 \quad (66)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{para } w_1 < w \leq w_c \quad (67)$$

onde:

w é a abertura de fissura

w_1 é a abertura de fissura para $\sigma_{ct} = 0,2 f_{ctm}$, dada pela expressão (68).

$$w_1 = \frac{G_f}{f_{ctm}} \quad (68)$$

w_c é a abertura de fissura para tensão residual $\sigma_{ct} = 0$

$$w_c = 5 \cdot \left(\frac{G_f}{f_{ctm}} \right) \quad (69)$$

com: G_f - energia de fratura do concreto

f_{ctm} - resistência média a tração do concreto.

No programa ABAQUS os parâmetros de entrada são os pares de tensão (σ) e deslocamento de abertura de fissuras (w).

4.6.3.4. Alfarah *et al.* (2017) – tração uniaxial

A Figura 77 apresenta a curva tensão *versus* deformação, proposto por Alfarah *et al.* (2017), a qual a deformação engloba a abertura de fissuras e a deformação de tração entre as fissuras.

A curva é dividida em dois trechos, onde o primeiro é linear descrito pela expressão (70), no qual representa a relação entre a tensão de tração em função da abertura da fissura, e a resistência média à tração do concreto.

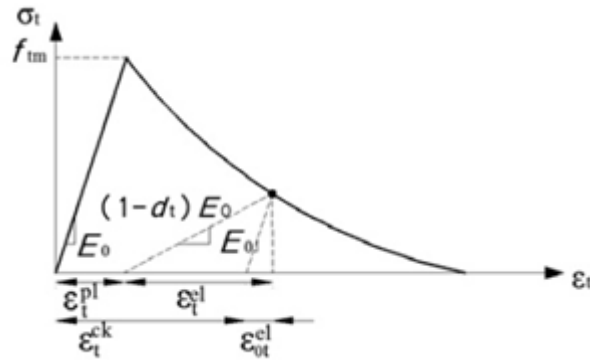


Figura 77: curva tensão versus deformação (Alfarah et al., 2017)

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (70)$$

Segundo Alfarah *et al.* (2017), é possível verificar para a Equação (70), que $\sigma_t(0) = f_{tm}$ e $\sigma_t(w_c) = 0$. Para Hordijk (1992), os melhores valores para as constantes apresentadas nesta equação são $c_1 = 3$ e $c_2 = 6,93$. A abertura crítica de fissura (w_c) pode ser determinada através da expressão (71) segundo Hordijk (1992).

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (71)$$

Segundo CEB FIP (2010), é dado pela expressão (72), onde f_{cm} é expresso em MPa.

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (f_{cm} \text{ em MPa.}) \quad (72)$$

O segundo trecho é de declínio da curva onde a deformação pode ser expressa em termos de abertura de fissuras, de acordo com a expressão (73).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (73)$$

4.6.3.5. Energia de Fratura

Segundo Sümer E Aktas (2015), existe um problema de sensibilidade na malha de MEF, quando a fissuração não é uniformemente distribuída. Este fenômeno existe quando não há reforço em regiões significativas do modelo. Para superar esta sensibilidade, o método de energia de fratura de Hillerborg (1976) pode ser usado em vez da relação tensão *versus* deformação. Nesta abordagem, a quantidade de energia de fratura (G_f), que é a energia necessária para abrir uma unidade de área de superfície de fissura, é assumida como uma propriedade material. Portanto, o comportamento frágil do concreto à tração é definido por tensão *versus* deslocamento em resposta ao invés tensão *versus* deformação. Especificando a tensão máxima de tração *versus* deslocamento de fissuras é suficiente para descrever essa abordagem como mostrado na Figura 78.

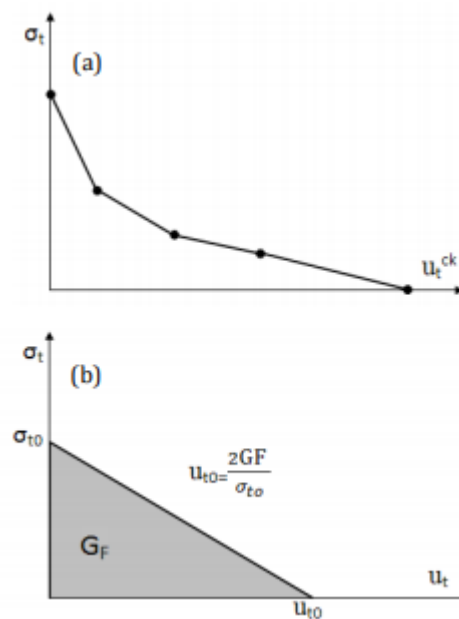


Figura 78: Curva tensão *versus* deslocamento com energia de fratura (Sümer e Aktas, 2015)

A energia de fratura foi calculada conforme a expressão (72), que é necessária para a entrada de dados no programa ABAQUS juntamente com a resistência média à tração simples (f_{ctm}) na propriedade do concreto.

4.7. Análise linear geométrica

O concreto armado é formado pela combinação dos materiais concreto e das armaduras de aço, cujos materiais apresentam uma não linearidade física, isto é, a relação tensão *versus* deformação não é linear tanto à compressão quanto à tração.

O concreto armado, ao sofrer deformações devido ao carregamento, tem a sua estrutura inicial geométrica alterada, podendo apresentar comportamento não linear geométrico. Entretanto quando esta alteração é pequena, pode-se desprezá-la.

Como o comportamento dos blocos rígidos caracteriza-se por pequenos deslocamentos e deformações, foi feito um estudo para avaliar se a não linearidade geométrica poderia ser desprezada. O Gráfico 2 (a) mostra a simulação feita para o bloco com armaduras principais e secundárias e o Gráfico 2 (b), para o bloco com apenas armaduras principais de tração. Como se pode visualizar em ambos os casos apresentados no Gráfico 2, a diferença entre as análises é desprezível, onde a análise não linear avança mais na pós-ruptura ao custo de maior hora de processamento. Visto isto, decidiu-se utilizar no ABAQUS a análise linear do ponto de vista geométrico para a obtenção dos resultados considerando o método de convergência Newton-Raphson, disponível no programa ABAQUS.

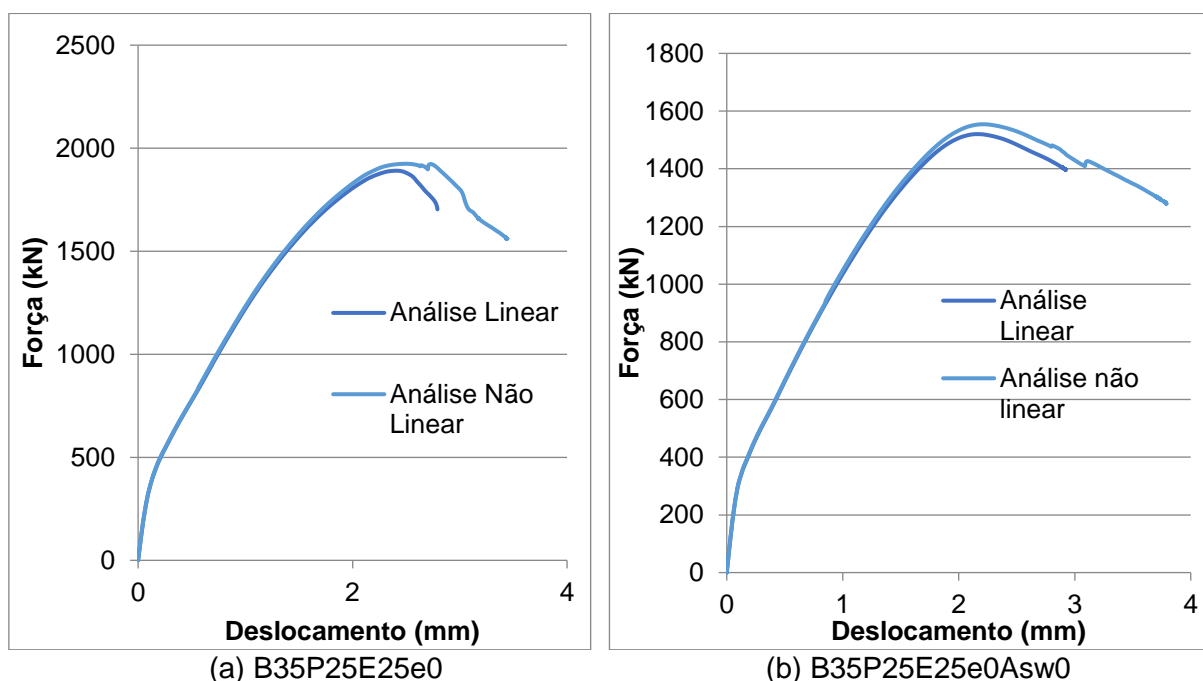


Gráfico 2: Força *versus* Deslocamento no fundo do bloco

4.8. Carregamento e condições de contorno

No ensaio experimental se utilizam incrementos de carga para se estudar o comportamento do bloco com o uso de pistão hidráulico. Na calibração optou-se por fazer um controle de deslocamento no topo do pilar, pois melhora consideravelmente a convergência de processamento de dados. O valor do deslocamento foi gradualmente aumentado pelo método incremental de análise (*Static, General*) até que a convergência não fosse mais possível.

Foi utilizado o artifício de nó mestre na face do topo do pilar, para isso aplicou-se um *rigid body* no centro, onde o deslocamento é aplicado para serem distribuído para os nós escravos através do recurso *coupling*, conforme ilustra a Figura 79.

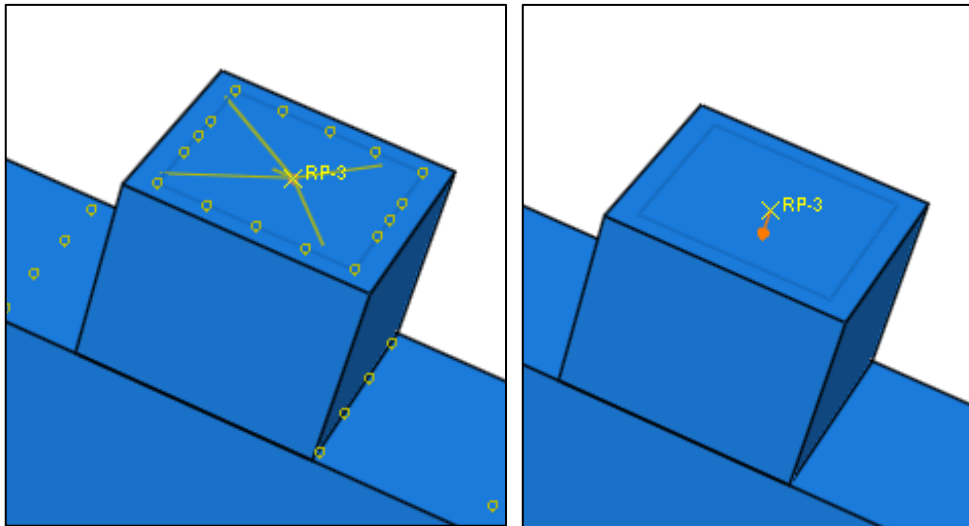


Figura 79: Aplicação no topo do pilar por meio do nó mestre.

Como no ensaio há o travamento nas faces inferiores das estacas, simulando o solo indeslocável, restringiram-se as rotações e deslocamentos com a mesma premissa de nó mestre aplicado no pilar.

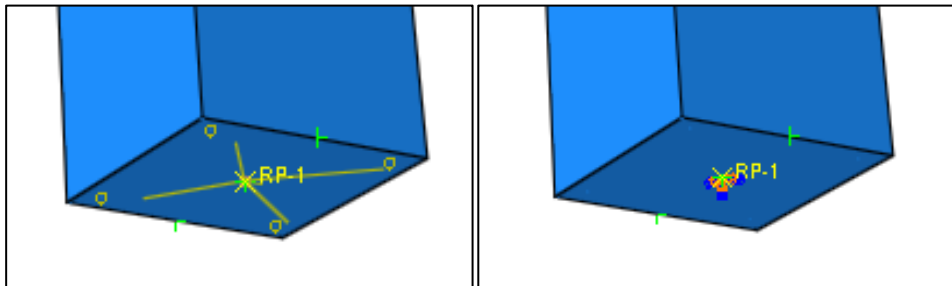


Figura 80: Aplicação na base da estaca por meio do nó mestre

4.9. Interação entre os elementos estruturais

4.9.1. Aço e concreto

A aderência entre todas as armaduras e o concreto foi realizada através da restrição do tipo *Embedded Constraint* fornecida pelo programa ABAQUS. Foi considerada uma aderência perfeita entre as armaduras presentes no bloco, pilar e estacas. Esta função considera que os graus de liberdade dos nós dos elementos da armadura (elemento escravo) sejam restringidos para valores interpolados dos correspondentes graus de liberdade dos elementos estruturais nela inseridos (elemento mestre). Na Figura 81, a cor vermelha mostra as armaduras que são os elementos escravos, inseridos nos elementos estruturais que são a região hospedeira mestre.

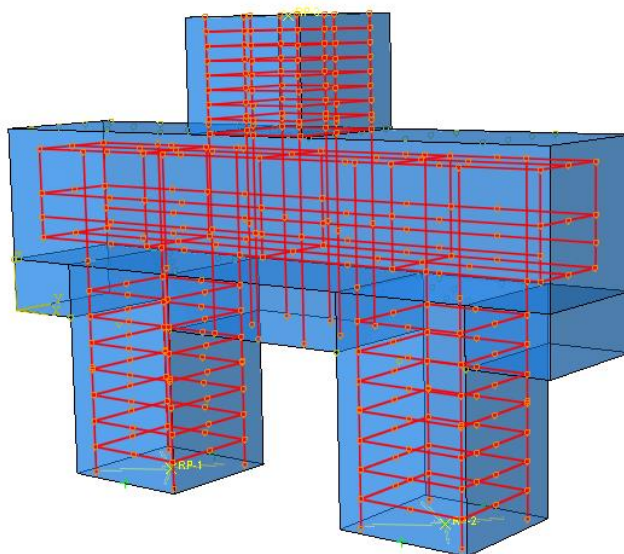


Figura 81: Interação entre armadura e concreto

4.9.2. Pilar-bloco-estaca

Para representar a interação entre os elementos estruturais, utilizou-se o *constraint* do tipo *tie*, que conecta os nós de duas superfícies de maneira que os deslocamentos de uma sejam reproduzidos na outra, ou seja, considera uma ligação perfeita entre as superfícies ocasionando um funcionamento monolítico do elemento

final. O funcionamento ocorre através da superfície mestre para superfície escrava. Conforme Figura 82, a superfície vermelha do pilar é a mestre e a superfície rosa referente ao bloco é a escrava. A mesma aplicação foi utilizada para interação bloco-estaca, no qual a superfície do bloco é a mestre e a da estaca é escrava.

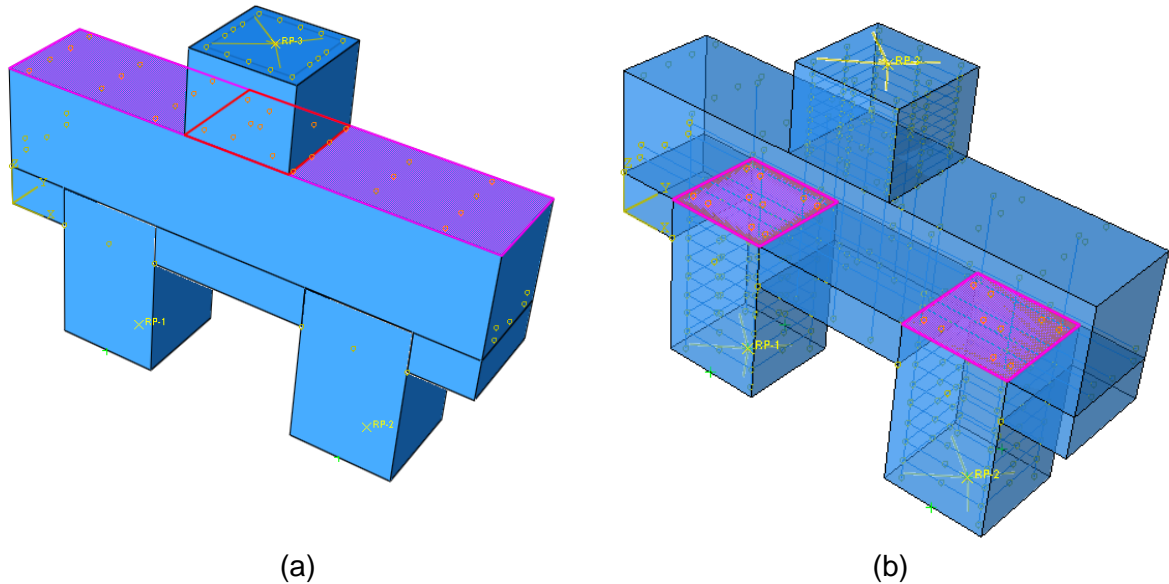


Figura 82: Interação do tipo *tie*: a) pilar-bloco; b) bloco-estacas

4.10. Discretização da malha

Para o concreto dos elementos estruturais foi considerado o elemento finito sólido tridimensional C3D20R com vinte nós, três graus de liberdade por nó e de integração reduzida que possui interpolação quadrática para melhor aproximação dos deslocamentos e para uma melhor convergência com menor tempo computacional, conforme Figura 83.

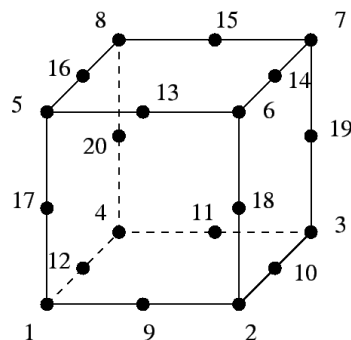


Figura 83 - Elemento C3D20R
(Abaqus ,2014)

Para as armaduras principais e armaduras superiores, foi considerado o elemento de treliça T3D2, com dois nós e três graus de liberdade por nó, mostrado na Figura 84. Este elemento é geralmente usado somente para transmitir forças axiais e, por conseguinte, admite carregamentos apenas ao longo do eixo do elemento, visto que não possui rigidez para resistir a solicitações perpendiculares ao seu eixo.



Figura 84: Elemento de treliça T3D2

Para a modelagem dos elementos estruturais, utilizou-se a malha mapeada estruturada em forma de paralelepípedos, pois esta leva à ótimos resultados sem a necessidade de uma maior discretização da malha. Os elementos não ultrapassaram 45 mm de dimensão e foram definidos na função *local seeds* para se obter uma quantidade de elementos no embutimento satisfatória. A Figura 85 mostra a discretização da malha de elementos finitos considerada para os blocos de 35 cm de altura.

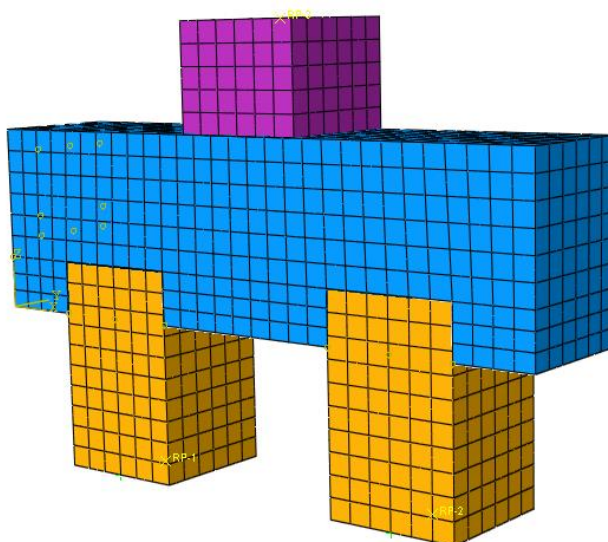


Figura 85: Malha de elementos finitos sólidos para concreto

Para a modelagem das armaduras da estaca, pilar, estribo, estribo horizontal e vertical do bloco foram considerados como elementos B31 de viga linear, no espaço. A Figura 86 mostra a disposição das armaduras.

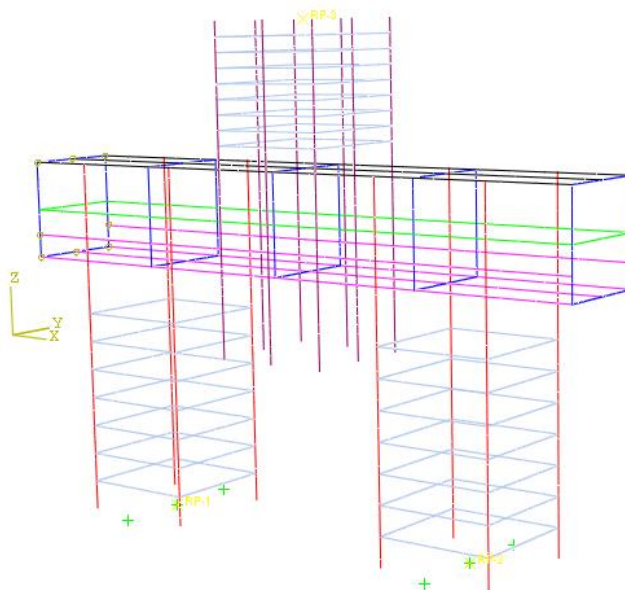


Figura 86: Malha de elementos finitos de barras para as armaduras do bloco B35P25E25e0

4.11. Resultados de Validação

4.11.1. Validação à compressão

Como um bloco rígido sobre estacas possui um comportamento característico à compressão, primeiramente variou-se este parâmetro usando os modelos constitutivos de compressão uniaxial mostrados neste capítulo, com o critério de energia de fratura como parâmetro de tração, para se analisar qual modelo constitutivo traria melhores resultados aliados a um menor tempo de processamento.

Essa simulação foi feita para o Modelo 1 e Modelo 2, B35P25E25e0 e B35P25E25e0Asw0, respectivamente, na qual a diferença entre os modelos é a variação de armaduras. O primeiro possui armaduras complementares, e o segundo apenas as armaduras principais. Esta validação foi feita através da curva força *versus* deslocamento dos ensaios experimentais com as curvas extraídas do programa.

No Gráfico 3 pode-se visualizar essa comparação no qual os modelos constitutivos oriundos do Eurocode (2004) e Wee *et al.*(1996) apresentaram melhores

resultados. No Gráfico 3 (a) ambos modelos constitutivos apresentam valores próximos de ruptura, entretanto o Eurocode (2004) apresentou uma rigidez mais aproximada do ensaio experimental de Delalibera (2006). No Gráfico 3 (b), o modelo constitutivo proposto por Wee *et al.* (1996), indica uma força de ruptura mais aproximada do ensaio experimental, entretanto apresenta comportamento mais rígido que o modelo constitutivo proposto pelo o Eurocode (2004). Diante destas conclusões e associando o benefício de tempo de processamento, definiu-se o Eurocode (2004) como modelo constitutivo de compressão uniaxial.

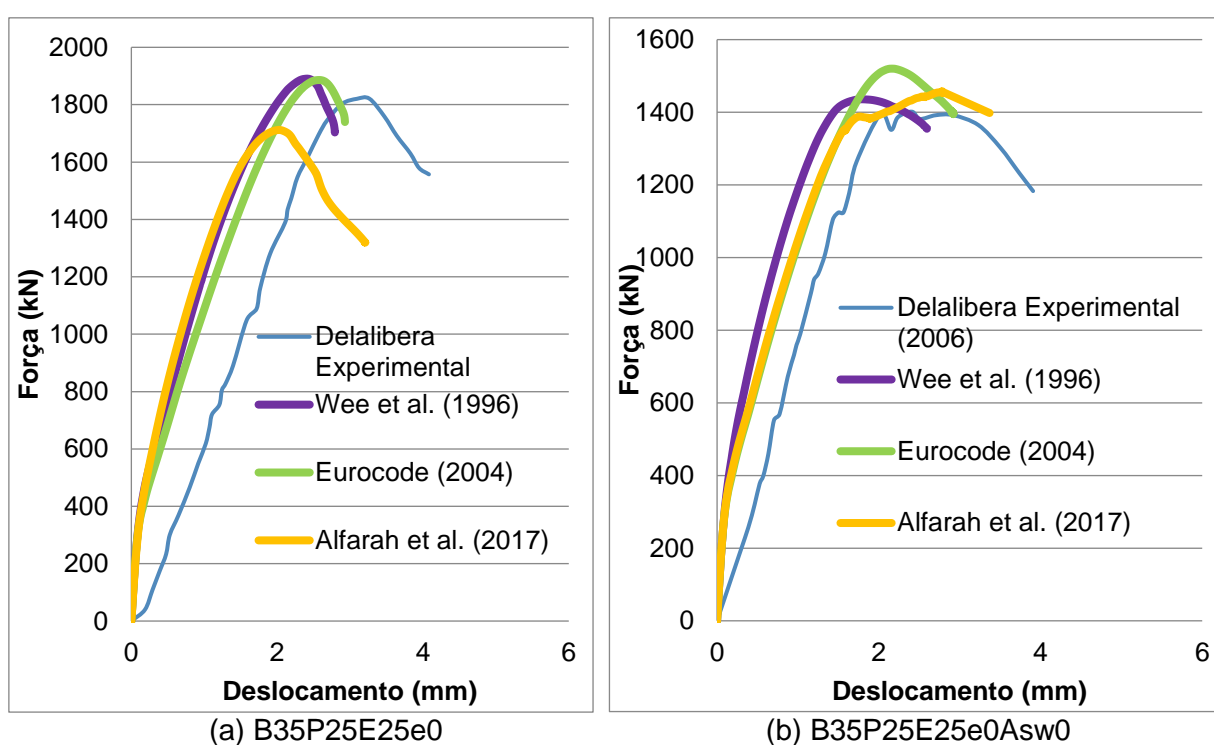


Gráfico 3: Força *versus* Deslocamento

4.11.2. Validação à tração

Diante das limitações dos critérios de Energia de Fratura descritas no 4.6.3.5 e da importância do estudo do comportamento do concreto à tração do concreto, variaram-se as leis constitutivas de tração uniaxial, a fim de chegar ao resultado mais próximo do relativo ao ensaio experimental aliado a um menor tempo de processamento. Com relação ao modelo constitutivo de compressão uniaxial do concreto, foi utilizado o Eurocode (2004) definido no subitem anterior.

Esta simulação foi feita para os blocos de 45 cm de altura, o Modelo 4 e o Modelo 5, B45P25E25e0 e B45P25E25e0Asw0, respectivamente. Como pode ser visto nos Gráfico 4 (a) e 4 (b), as curvas de força *versus* deslocamento apresentaram trajetórias bastante semelhantes com uma pequena diferença na força de ruptura. Sendo assim definiu-se utilizar o modelo constitutivo de Alfarah et al. (2017) para representar o modelo constitutivo de tração uniaxial.

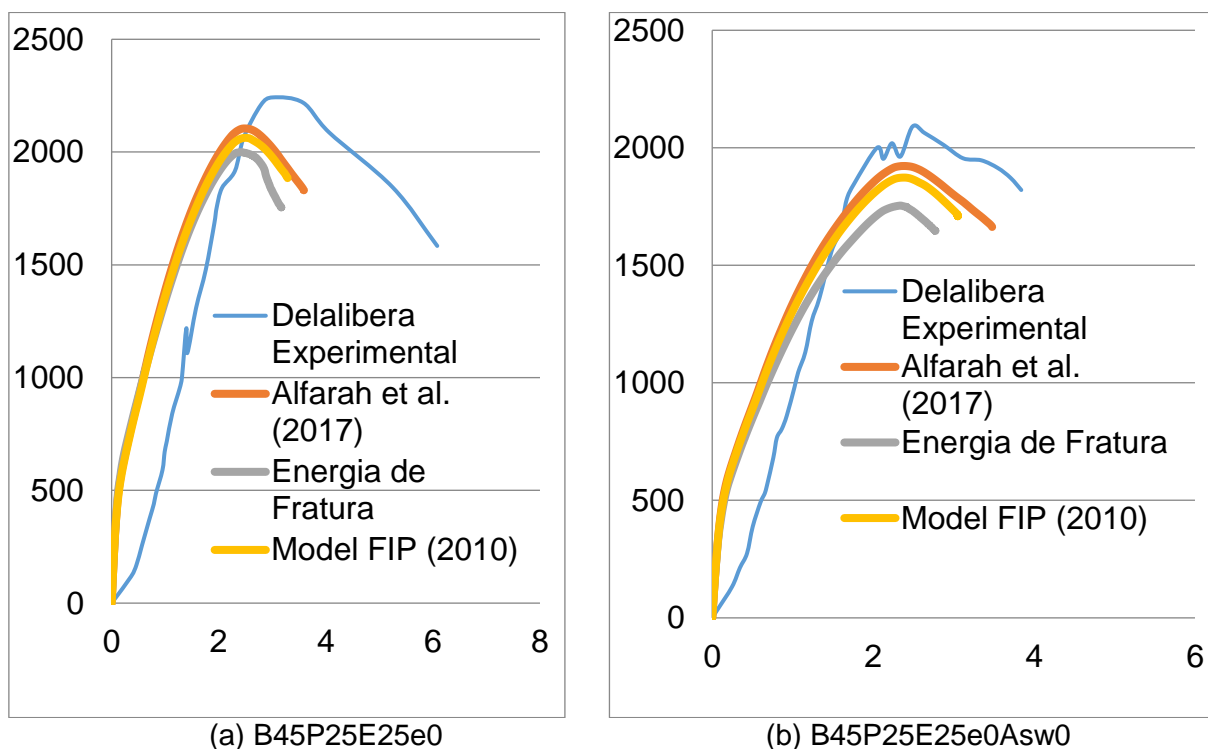


Gráfico 4: Força *versus* Deslocamento

4.11.3. Estudo de armaduras complementares

Delalibera e Giongo (2005 – a) analisaram a influência das armaduras adicionais em blocos sobre duas estacas. Essas armaduras são compostas por uma armadura secundária posicionada na face superior do bloco e por estribos verticais e horizontais.

Com relação às armaduras adicionais dispostas nas faces laterais dos blocos (Boletim nº 78 do CEB, 1970) e na norma espanhola EHE, 2002), os autores verificaram que são pouco solicitadas, de modo que não contribuem significativamente no desempenho estrutural dos blocos em função de estarem posicionadas nas faces dos blocos.

Algumas normas e autores internacionais recomendam a utilização de armaduras complementares, como: Boletim nº 73 do CEB (1970), EHE (2002), Cavallera (1991) e Montoya *et al.* (2000). A motivação da adoção de tais armaduras é absorver possíveis tensões provocadas por excentricidades acidentais ocorridas nas locações das estacas e dos pilares e para limitar as aberturas das fissuras nas faces laterais dos blocos.

Visto isso, resolveu-se analisar a eficiência de tais armaduras ~~simular~~ por meio do MEF, quanto ao comportamento estrutural e na capacidade resistente. Em resumo, verificar se este seria um bom parâmetro a ser utilizado no Estudo de Caso. Para isso retiraram-se as armaduras complementares e deixaram-se apenas as principais do Modelo 1, 3,4 e 6, a fim de se analisar as diferenças.

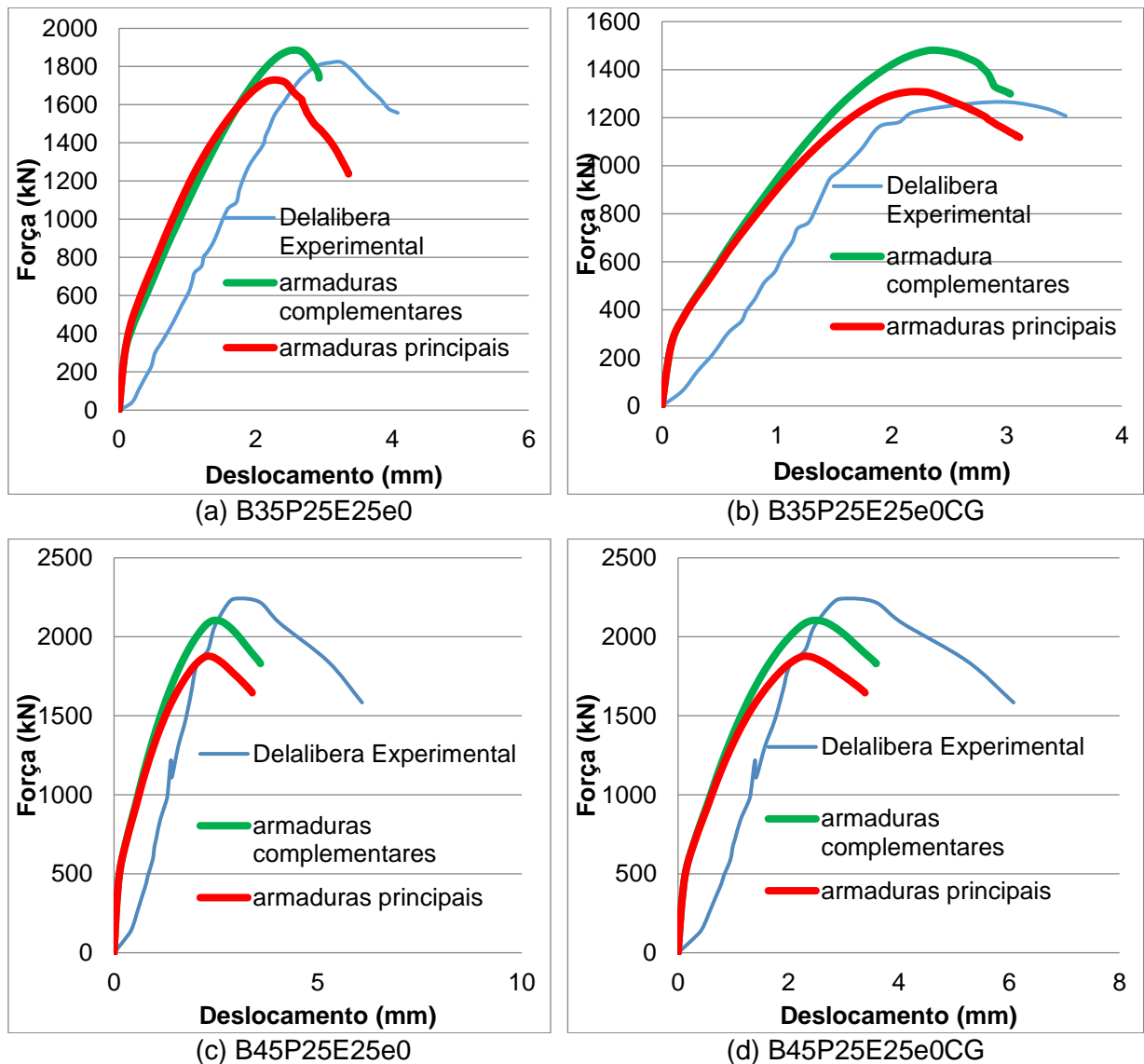


Gráfico 5: Força versus Deslocamento

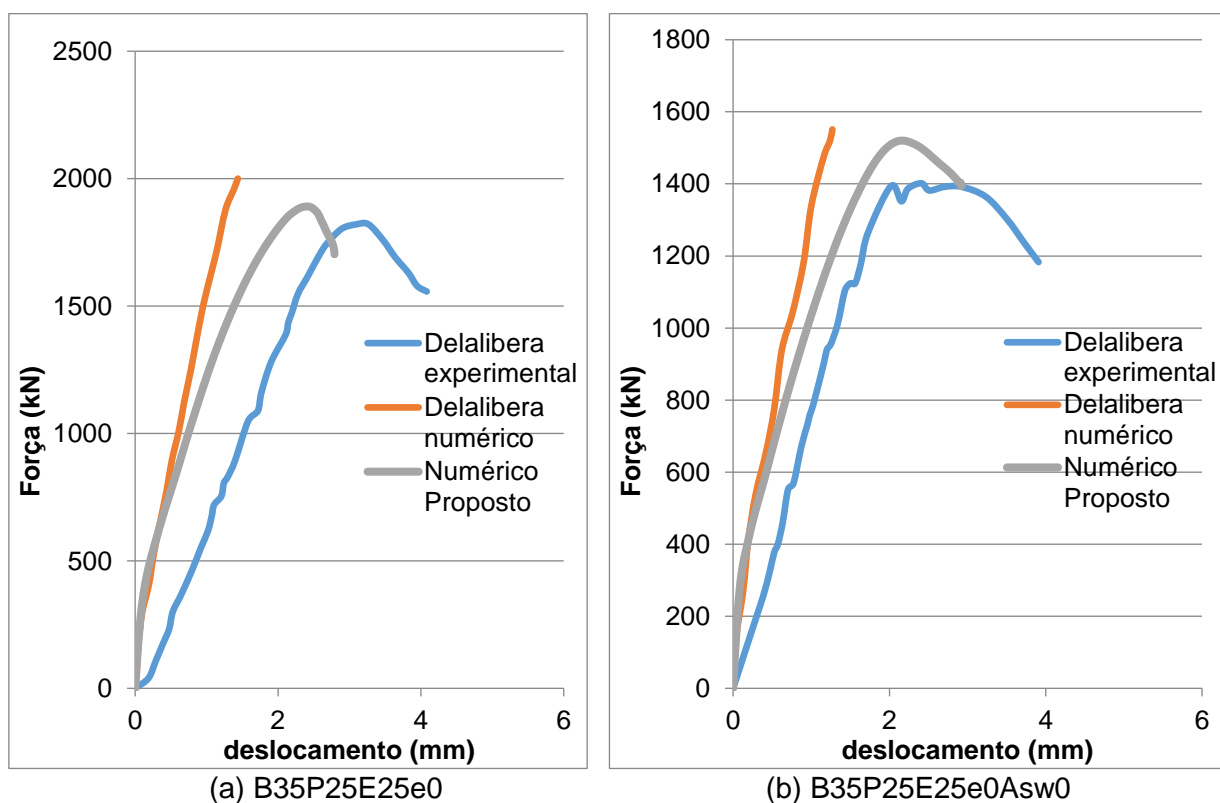
Como pode ser visualizado nas curvas do Gráfico 5, uma considerável diferença na capacidade resistente foi notada, apesar da função da armadura complementar ser para o controle de fissuração, ela mostrou contribuir na resistência, concluindo-se que é um bom parâmetro a ser analisado mais a fundo.

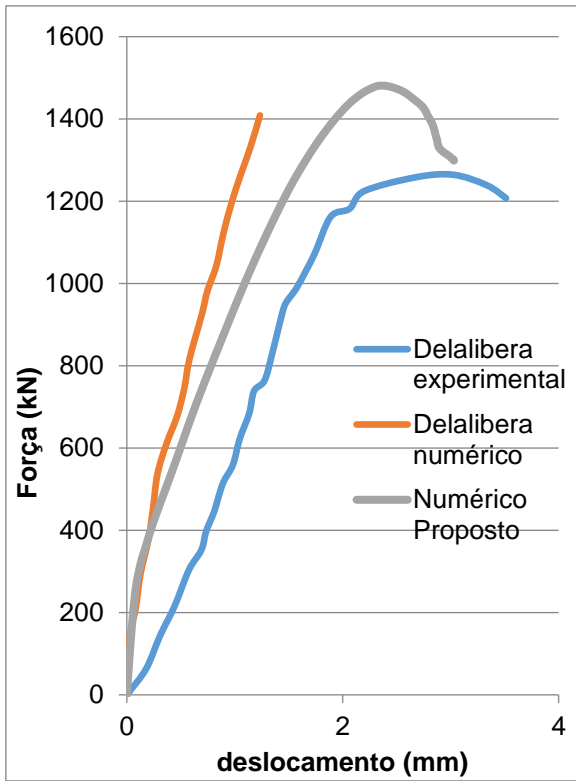
4.12. Comparação entre resultados.

Neste subitem são mostrados os resultados referentes ao ensaio experimental e as simulações numéricas de Delalibera (2006) com as simulações numéricas propostas com as considerações mostradas neste capítulo.

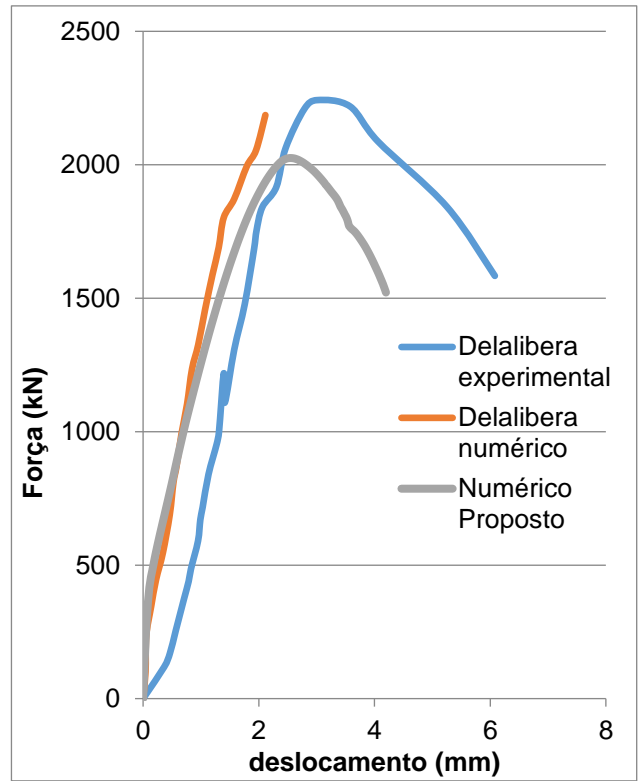
4.12.1. Força *versus* deslocamento

Como pode ser visto no item 4.3, Delalibera (2006) utilizou transdutores para a leitura dos deslocamentos (Figura 64) e célula de carga no pilar para a carga aplicada. Nesta comparação são mostradas as curvas força *versus* deslocamentos máximos referentes ao meio do bloco. O Gráfico 6, mostra os resultados dos 8 blocos analisados.

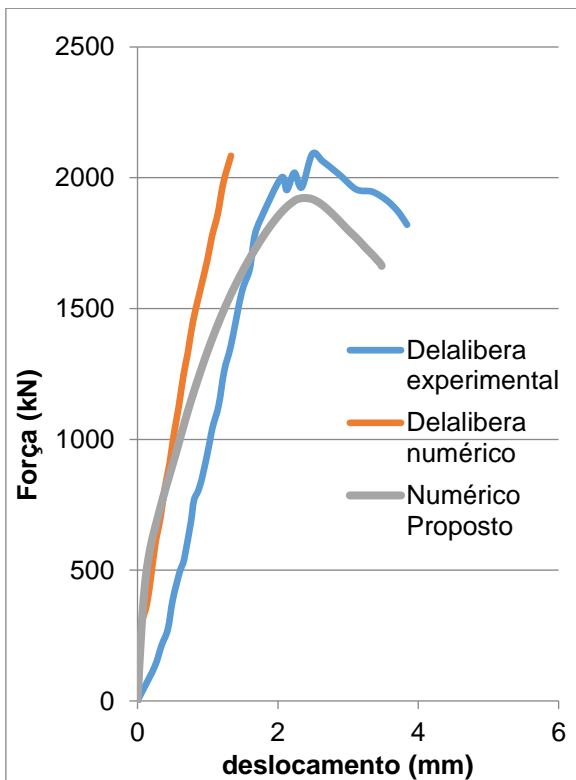




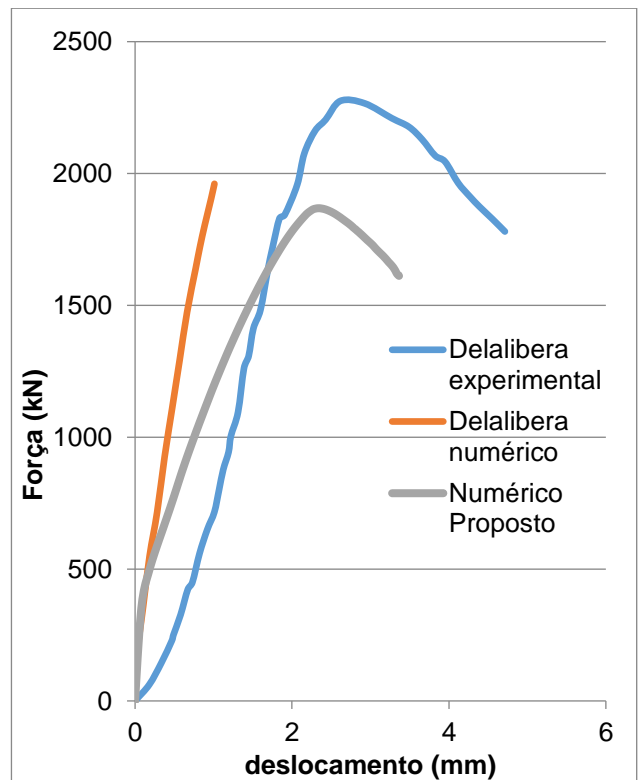
(c) B35P25E25e0CG



(d) B45P25E25e0



(e) B45P25E25e0Asw



(f) B45P25E25e0CG

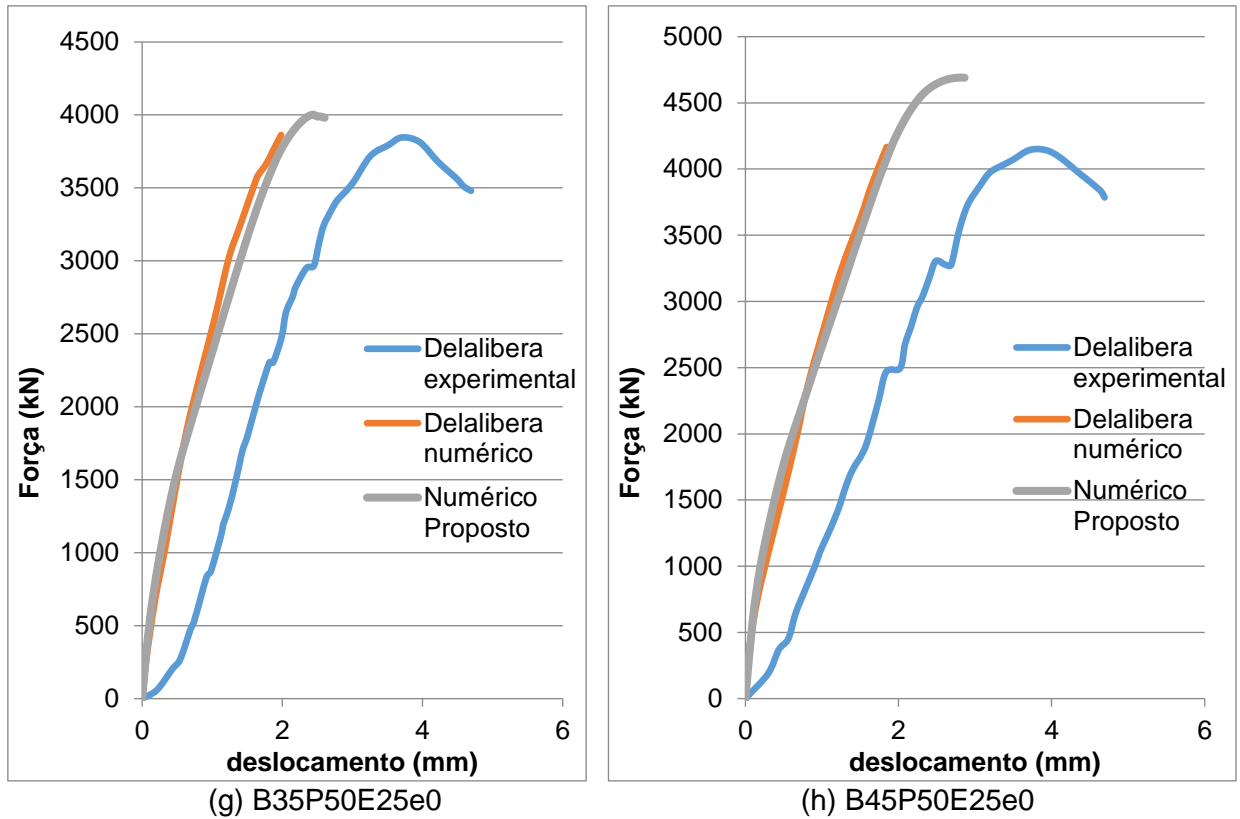
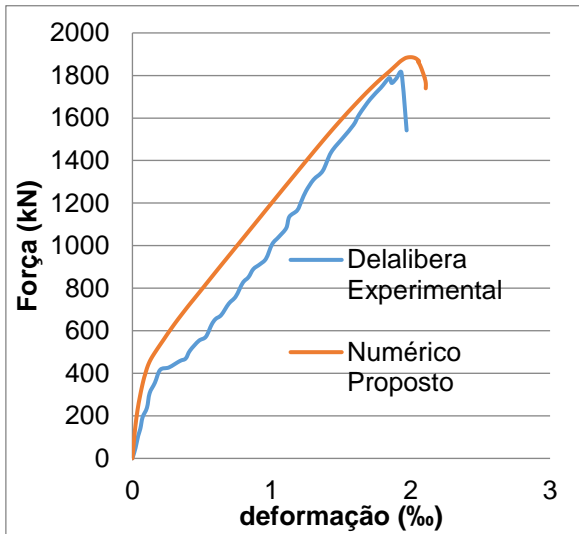


Gráfico 6: Força versus deslocamento

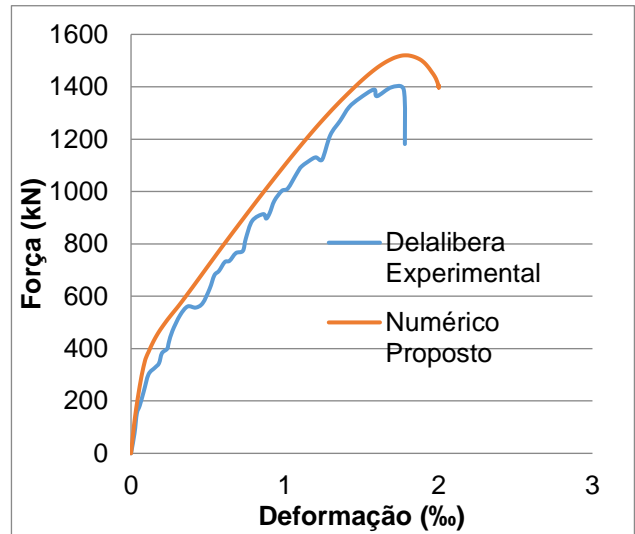
4.12.2. Força versus deformação nas barras de aço armadura.

Delalibera (2006) utilizou extensômetros elétricos de resistência para a obtenção dos resultados das deformações nas barras de aço das armaduras dos blocos sobre estacas. No Gráfico 7 são mostrados os resultados de deformação nas barras de armadura de tração e no Gráfico 8 são mostrados os resultados de deformação nas barras complementares superiores. Os extensômetros foram posicionados no meio do bloco. Nos modelos onde foram detalhadas barras da armadura principal de tração com duas camadas, foram instrumentadas duas barras de aço, uma posicionada na camada inferior e outra na camada superior.

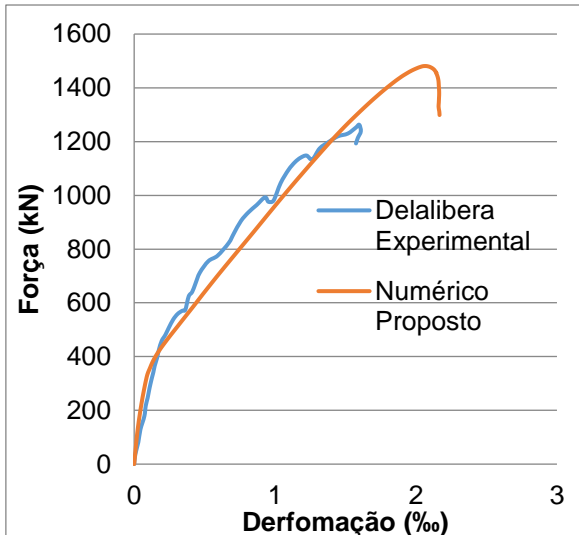
4.12.3. Armadura principal de tração



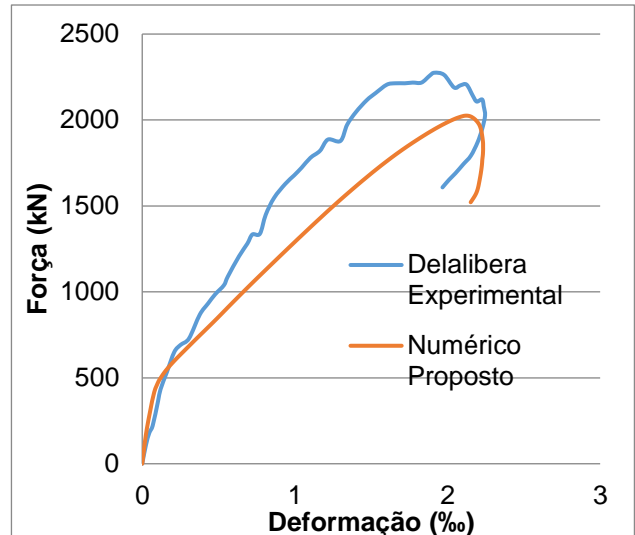
(a) B35P25E25e0



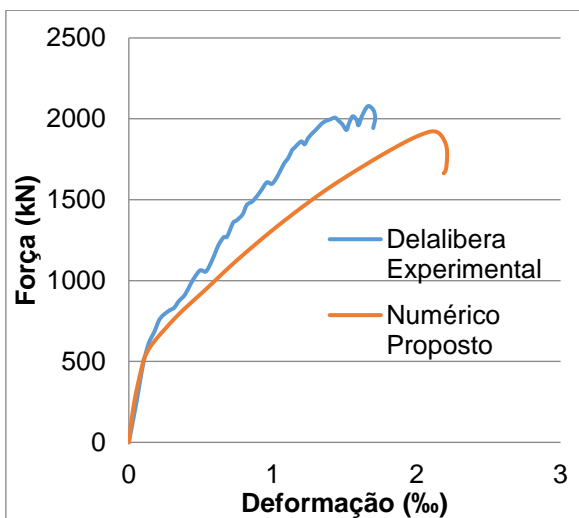
(b) B35P25E25e0Asw0



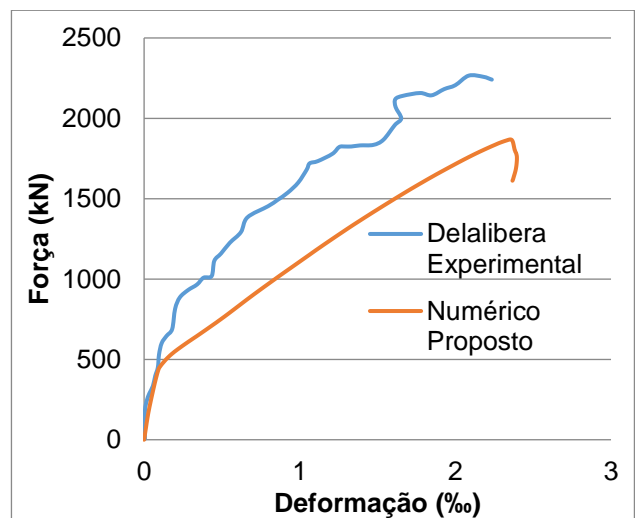
(c) B35P25E25e0CG



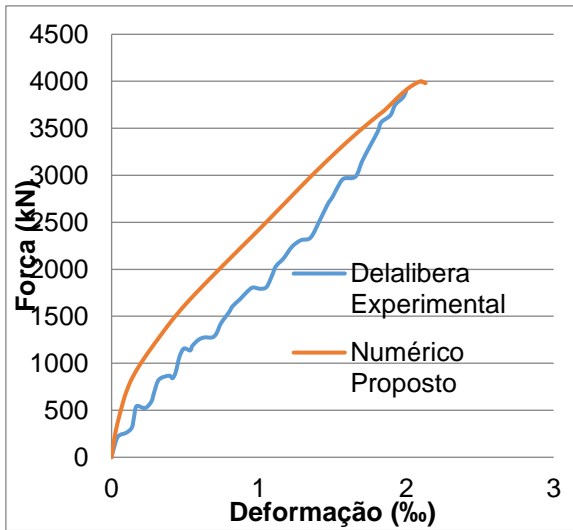
(d) B45P25E25e0



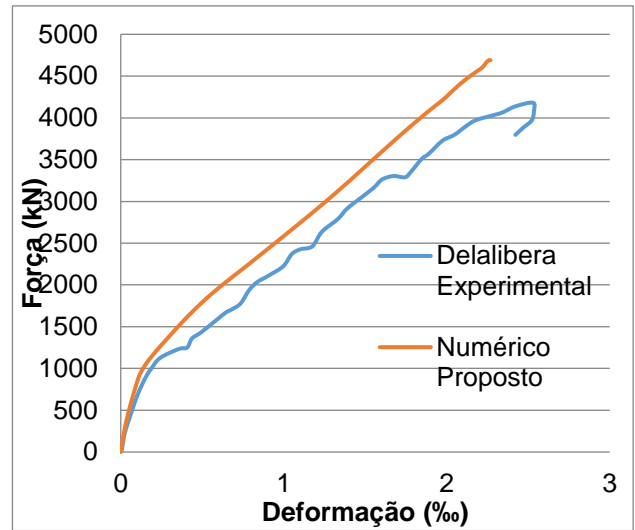
(e) B45P25E25e0Asw0



(f) B45P25E25e0CG



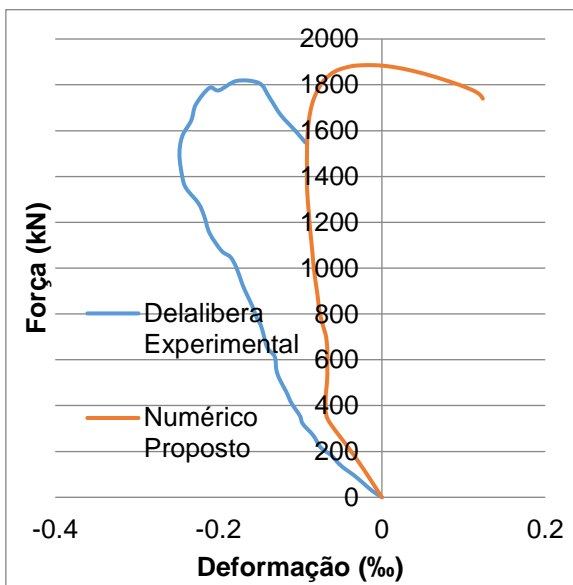
(g) B35P50E25e0



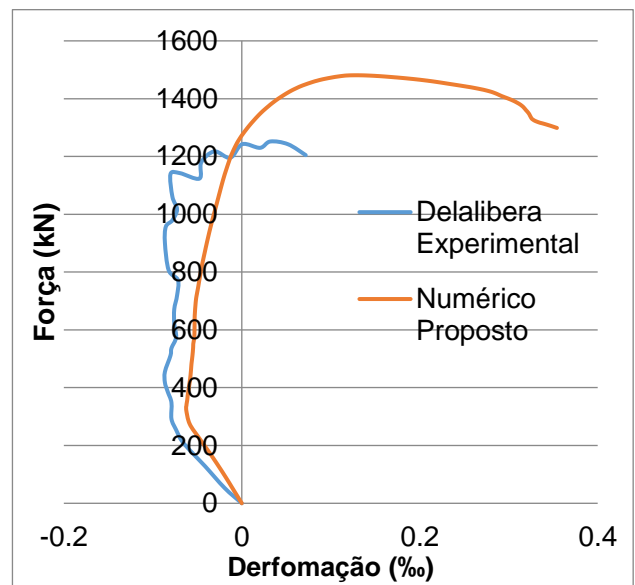
(h) B45P50E25e0

Gráfico 7: Força versus Deformação

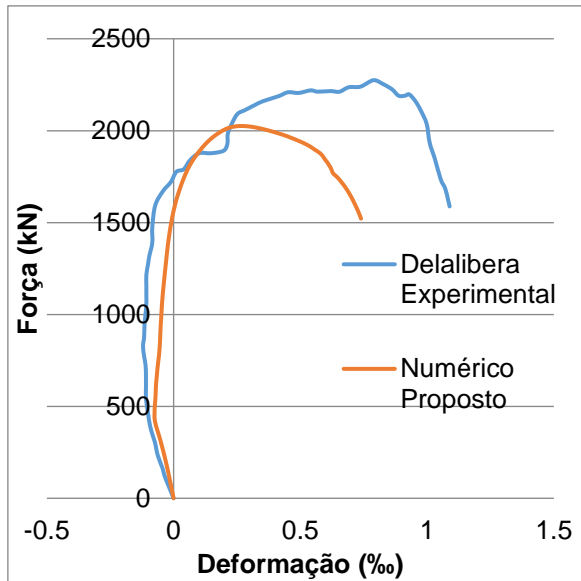
4.12.4. Armadura complementar superior



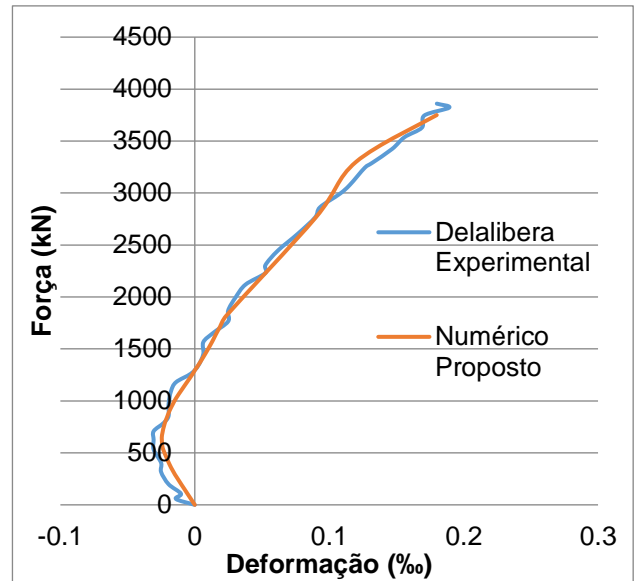
(a) B35P25E25e0



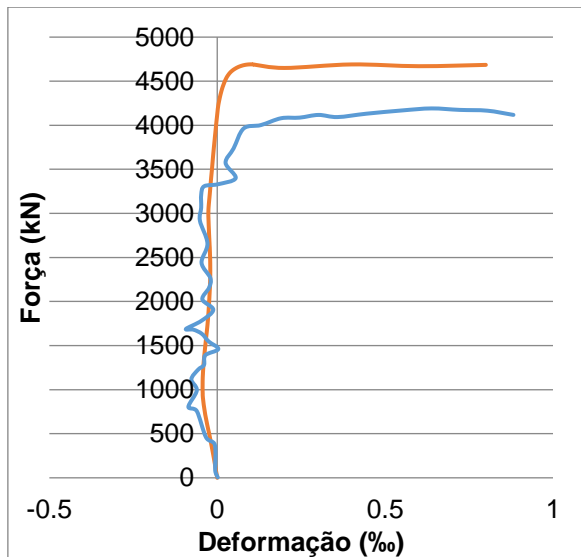
(b) B35P25E25e0CG



(c) B45P25E25e0



(d) B35P50E25e0



(d) B45P50E25e0

Gráfico 8: Força *versus* Deformação

4.13. Considerações finais

Em relação aos deslocamentos, como pode ser visualizado na Tabela 5, os resultados numéricos da modelagem efetuada por Delalibera (2006) apresentou resultados mais próximos dos valores experimentais do que os da modelagem proposta no presente estudo. Entretanto do ponto de vista da rigidez, a calibração efetuada neste trabalho chegou a resultados bem mais próximos aos do ensaio experimental, como pode ser visto no Gráfico 6. No Gráfico 6 (g) e 6 (h), referente ao

modelo com pilar de 50 cm, as rigidezes de ambas as análises numéricas são mais aproximadas.

A diferença das rigidezes entre o ensaio experimental e análise numérica deve-se ao fato de acomodação no início do ensaio referente às diferentes condições de apoio das estacas consideradas no ensaio (onde existe uma acomodação da superfície de contato da estaca com a base rígida, a consideração da aderência perfeita através do *Embebed Constraint* na análise numérica, além dos fenômenos que ocorrem no ensaio experimental como retração).

Pode ser visto também que, na análise numérica proposta, conseguiu-se demonstrar o patamar pós-ruptura.

É possível notar que os deslocamentos são extremamente pequenos, em que se pode concluir que o critério de avaliação da rigidez de blocos sobre estacas na norma ABNT NBR 6118:2014 está correto. Pode ser visto nas curvas de força *versus* deslocamentos que os blocos apresentaram um deslocamento linear crescente até a carga de ruptura, reafirmando o comportamento de estruturas frágeis, de pequenas deformações antes da ruptura, tendo assim um comportamento característico das estruturas rígidas.

Tabela 5: Força Última

Nº	Modelo	Delalibera (2006)			Calibração Proposta		
		F _{u,exp} (kN)	F _{u,num} (kN)	F _{u,exp} / F _{u,num}	F _{u,exp} (kN)	F _{u,num} (kN)	F _{u,exp} / F _{u,num}
1	B35P25E25e0	1821	1971	0,924	1821	1890	0,963
2	B35P25E25e0Asw0	1406	1616	0,870	1406	1520	0,925
3	B35P25E25e0CG	1263	1436	0,880	1263	1481	0,853
4	B45P25E25e0	2276	2267	1,004	2276	2025	1,124
5	B45P25E25e0Asw0	2090	2100	0,995	2090	1923	1,087
6	B45P25E25e0CG	2270	1966	1,155	2270	1868	1,215
7	B35P50E25e0	3877	3862	1,004	3877	4002	0,969
8	B45P50E25e0	4175	4175	1,000	4175	4691	0,890
Valores médios			0,998	Valores médios	0,966		

Em relação à deformação das armaduras, observa-se que em nenhum caso foi atingida a deformação de escoamento de armadura. No caso das deformações das barras de aço das armaduras complementares superiores, as deformações foram até

cerca de 0,4%, exceto os modelos B45P25E25e0 e B45P50E25e0 que apresentaram deformações até em torno de 1,1%.

Diante dos resultados obtidos neste capítulo, conclui-se que os resultados foram coerentes com os do ensaio experimental e que as aplicações dos parâmetros definidos na análise numérica por meio do programa computacional ABAQUS neste capítulo, podem ser aplicadas na análise do comportamento de bloco sobre estacas.

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo são analisados dois estudos de caso, bem como uma variação paramétrica onde serão avaliados os seguintes parâmetros: altura dos blocos, geometria dos pilares e das estacas, resistência do concreto, taxa de armadura principal e detalhamento das armaduras. Neste capítulo também são apresentadas particularidades da modelagem numérica pelo método dos elementos finitos.

5.2. Características Geométricas

Os parâmetros geométricos dos blocos dos Estudos de Caso em questão foram definidos com base em projetos reais de blocos de pontes e viadutos. Os dados restantes foram definidos a partir de recomendações da norma ABNT NBR 6118:214 e da literatura técnica.

Estudo de caso 1: bloco sobre dois tubulões

As dimensões em planta deste bloco estão indicadas, em cm, na Figura 87. Os tubulões possuem 160 cm de diâmetro, altura de 220 cm e estão espaçados de 450 cm entre eixos.

Estudo de Caso 2: Bloco sobre quatro estacas

As dimensões em planta deste bloco estão indicadas, em cm, na Figura 88. As estacas, tipo hélice contínua, possuem 40 cm de diâmetro, altura de 140 cm e estão espaçadas de 170 cm entre eixos.

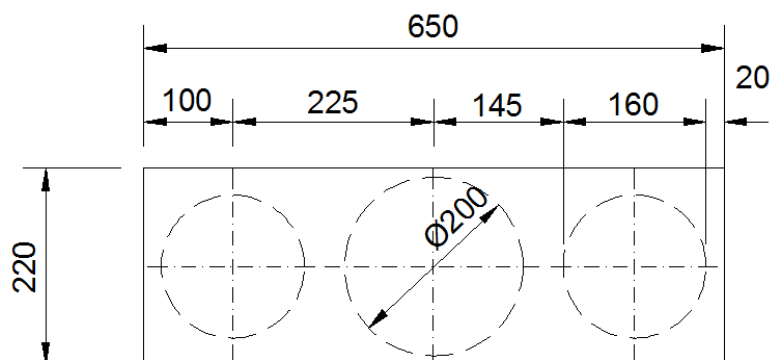


Figura 87: Geometria em planta do bloco sobre dois tubulões

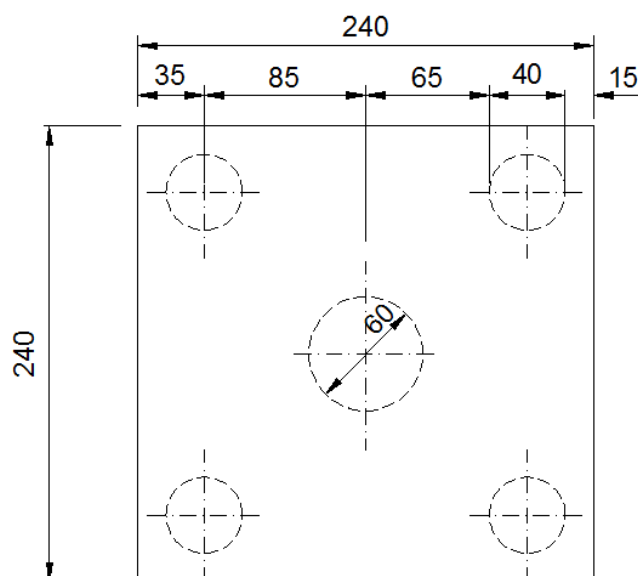


Figura 88: Geometria em planta do bloco sobre quatro estacas

5.3. Dimensionamento das armaduras

5.3.1. Armadura principal de tração

A partir dos esforços solicitantes de cálculo, da capacidade resistente de cada estaca e do peso próprio do bloco, pode-se dimensionar a quantidade de barras de aço necessária para absorver as tensões de tração na face inferior do bloco. Por equilíbrio de forças é possível determinar a força de tração no tirante.

A capacidade máxima do tubulão é de 9760 kN. A Figura 89 mostra o corte no bloco sobre dois tubulões. Conforme as expressões (75) e (76) da norma ABNT NBR 6118:2014, consegue-se chegar à armadura principal de tração utilizando os coeficientes de segurança do concreto e da armadura, respectivamente, de 1,4 e 1,15.

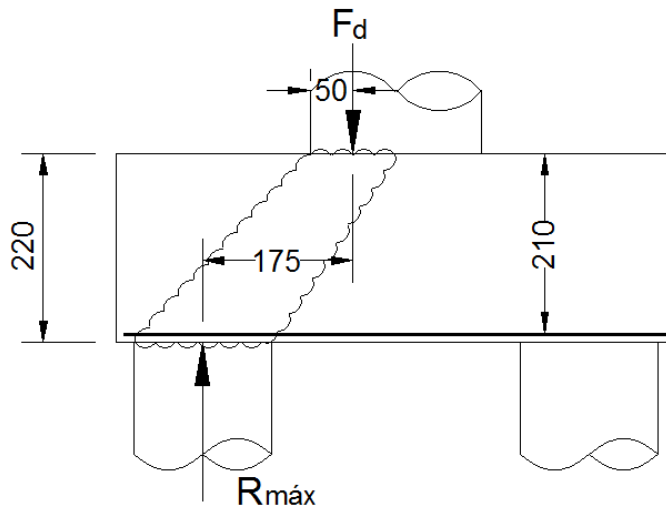


Figura 89: Corte do bloco sobre dois tubulões.

$$\tan\theta = \frac{d}{a} = \frac{210}{175} \rightarrow \theta = 50,19^\circ$$

(74)

$$R_{std} = \frac{F_d}{\tan\theta}$$

(75)

$$A_{std} = \frac{R_{std}}{f_{yd}}$$

(76)

$$A_{std} = \frac{1,4 \cdot 9760 \cdot 1,75}{2,10 \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 262 \text{ cm}^2$$

(77)

Com f_{yd} a resistência ao escoamento de cálculo das barras de aço.

Sendo assim, se utilizaram barras de 32 mm de diâmetro, sendo 22 barras na primeira camada e 12 barras na segunda.

As estacas do tipo hélice continua possuem capacidade máxima de 550 kN.

Conforme expressão (12):

$$R_{std} = \left\{ \frac{[1,4(4.550)](2.1,70 - 0,6)}{16.1,30} \right\} = 414,61 \text{ kN}$$

$$A_{std} = \frac{R_{st}}{f_{yk}} = \frac{414,61}{50/1,15} = 9,5 \text{ cm}^2$$

A norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda que 80% da armadura sejam dispostas sobre as estacas e 20% entre as estacas, sendo assim, foram dispostas 4 barras de 20 mm de diâmetro sobre as estacas e 4 barras de 10 mm de diâmetro entre elas.

5.3.2. Armaduras complementares

5.3.2.1. Armadura superior

Na norma ABNT NBR 6118:2014 não há nenhuma sugestão para o dimensionamento das armaduras superiores, adotou-se uma armadura com área de aço não inferior a 10% da área de aço da armadura principal de tração.

Portando, para o bloco sobre duas estacas resultou em 22 barras de 12,5 mm de diâmetro com 10 cm de espaçamento, enquanto para o bloco sobre quatro estacas, 12 barras de 6,3 mm de diâmetro com 20 cm de espaçamento.

5.3.2.2. Armadura de suspensão

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014 se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

Então, no bloco sobre dois tubulões é colocado uma armadura de suspensão de 25% da armadura de tração, resultando em 32 estribos duplo de 12,5 mm de diâmetro com espaçamento de 20 cm. Já para o bloco sobre quatro estacas a armadura de suspensão está contemplada na armadura principal de tração, pois é considerada uma ancoragem até o topo.

5.3.2.3. Armadura de pele

Em peças onde a altura do bloco é superior a 60 cm, a norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda dispor a armadura de pele com espaçamento máximo de 20 cm.

Como não há especificação na norma de armadura de pele para blocos, utilizou-se o conceito de armadura de pele de vigas descrito nessa norma, em que:

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot b \cdot h \quad (78)$$

Para o bloco sobre dois tubulões:

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 220 \cdot 220 = 48,4 \text{ cm}^2 \quad (79)$$

Para o bloco sobre quatro estacas:

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 70 \cdot 140 = 14 \text{ cm}^2 \quad (80)$$

Para os blocos sobre dois tubulões foram dispostos 22 estribos horizontais de 12,5 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm. E para o bloco sobre duas estacas foram 13 estribos horizontais de 12,5 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm.

5.3.3. Armadura do pilar e estaca

Para a armadura das estacas e pilares, o dimensionamento foi feito conforme a armadura mínima sugerida pela norma ABNT NBR 6118:2014 para pilares, ou seja, uma taxa de 0,4% da área do pilar e também considerado para o dimensionamento da estaca, pois esta taxa de armadura não tem relação com as tensões atuantes nos

elementos estruturais, buscando apenas analisar o efeito destas armaduras dentro do bloco, de modo que foi estendida até a metade do bloco.

As barras das armaduras foram distribuídas uniformemente no perímetro do elemento.

Com um espaçamento mínimo definido de acordo com o critério da norma ABNT NBR 6118:2014 dado por:

$$a_{h,mín} \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi_l \\ 1,5 \cdot \phi_{agreg.} \end{cases}$$

O espaçamento máximo é definido de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014 dado:

$$a_{h,máx} \leq \begin{cases} 2 \cdot a_p \\ 400mm \end{cases}$$

Então para o bloco sobre dois tubulões, adotou-se tanto para o pilar como para os tubulões barras de 25 mm de diâmetro.

Para o bloco sobre quatro estacas, para o pilar e estacas, adotaram-se barras de 12,5 mm de diâmetro.

O diâmetro dos estribos é definido pelo seguinte critério:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5mm \\ \frac{1}{4} \phi_l \end{cases}$$

Logo, adotaram-se estribos com 6,3 mm de diâmetros com espaçamento de 25 cm entre os estribos tanto para os pilares como para estacas e tubulões.

5.3.4. Armaduras secundárias

No estudo paramétrico constam duas variáveis referentes às armaduras. O parâmetro “armadura principal” refere-se às armaduras que são dispostas no fundo do bloco. O parâmetro designado por “armaduras secundárias” refere-se ao conjunto formado pelas armaduras superiores, de suspensão e de pele. Com isto, será possível avaliar a influência dessas armaduras na configuração do fluxo de tensões e na capacidade resistente do bloco. O seu dimensionamento é mostrado no item 5.3.2.

5.3.5. Taxa de armadura

Com a finalidade de avaliar o impacto da taxa de armadura na resposta carga *versus* deslocamento e as alterações na configuração do fluxo de tensões, na capacidade resistente do bloco e no comportamento global do bloco, utilizou-se a taxa de armadura principal como um parâmetro a ser variado.

Para isso, realizaram-se três variações: a primeira referente ao dimensionamento conforme o item 5.3.1 que representa o modelo de referência. A segunda é dobrando a taxa de armadura principal dos modelos de referência, que resultou em três camadas de 22 barras com 32 mm de diâmetro para o bloco sobre dois tubulões e a mesma configuração, porém com barras de 25 mm de diâmetro para o bloco sobre quatro estacas. A terceira, reduzindo-se para a metade a taxa de armadura principal de tração do modelo de referência, que resultou em uma camada com 17 barras de 32 mm de diâmetro no bloco sobre dois tubulões e a mesma configuração, entretanto, com barras de 12,5 mm de diâmetro para os blocos sobre quatro estacas.

5.3.6. Ancoragem

Optou-se por avaliar a influência da utilização da ancoragem no detalhamento das armaduras nos blocos sobre estacas. Para isto, no bloco sobre dois tubulões, a segunda camada de armadura principal de tração que finalizava na parte lateral do bloco foi estendida pela face do bloco até o topo, aumentando o comprimento de ancoragem. O mesmo foi realizado para o bloco sobre quatro estacas, todavia as armaduras dispostas sobre as estacas foram dobradas até a metade da altura do bloco, enquanto a armadura disposta entre as estacas foi dobrada por toda altura do bloco.

5.3.7. Material

Optou-se por avaliar o comportamento estrutural dos blocos, fluxo de tensões e capacidade resistente em função da resistência à compressão do concreto. No

modelo de referência, considerou-se resistência característica à compressão de 30 MPa.

Optou-se por avaliar o comportamento estrutural dos blocos de concreto com três resistências características à compressão diferentes: 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa.

5.3.8. Altura dos blocos

Com a finalidade de avaliar as configurações dos fluxos de tensões e conhecer a força de ruptura, a altura do bloco foi variada em três valores para os blocos sobre dois tubulões e para bloco sobre quatro estacas. Para o cálculo da inclinação da biela, atenderam-se as recomendações de Blévoit e Fremy (1967), que definiram um bloco rígido sendo o bloco com uma inclinação de biela em um intervalo de 45° a 55° .

O bloco sobre dois tubulões possui uma altura de 220 cm, sendo o valor da altura útil $d = 210\text{cm}$ descontando-se de embutimento da estaca e a espessura de cobertura do bloco. Sendo assim, conforme expressão (1), chega-se um ângulo de $50,19^\circ$. Limitando a inclinação da biela em 45° e 55° , chegou-se às alturas de 185 cm e 260 cm, respectivamente, como pode ser observado na Tabela 6.

De forma análoga, para os blocos sobre quatro estacas, que possui uma altura de 140 cm, conforme expressão (10) chega-se a um ângulo de inclinação da biela de $52,7^\circ$ e consequentemente às de 110 cm e 150 cm, respectivamente, conforme Tabela 6.

Tabela 6: Altura dos blocos sobre estacas

Bloco sobre Dois Tubulões		Bloco sobre Quatro Estacas	
$\Theta(^{\circ})$	h (cm)	$\Theta(^{\circ})$	h (cm)
45	185	45	110
50,2	220	52,7	140
55	260	55	150

5.3.9. Aspectos da modelagem

As considerações sobre a modelagem foram abordadas no capítulo anterior. Sendo assim, também nestes blocos de estudo de caso procedeu-se uma análise linear geométrica. A não linearidade física do comportamento do concreto armado foi

considerado nesta modelagem utilizando-se a curva do Eurocode (2004) como modelo constitutivo de compressão uniaxial e o Alfarah *et al.* (2017) como modelo constitutivo de tração uniaxial, com as respectivas classes de resistência para cada modelagem, que exceto na parametrização da resistência do concreto, foi de 30 MPa, sem a implementação do coeficiente de minoração de resistência 1,4.

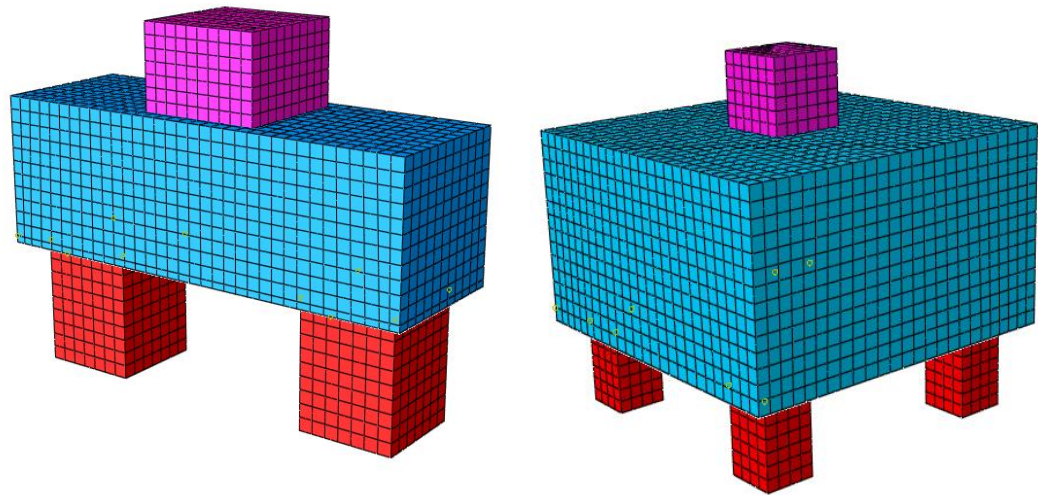
A fim de manter o mesmo critério utilizado na calibração do modelo numérico, e com o intuito de evitar qualquer distorção, optou-se por transformar as seções circulares dos pilares e das estacas dos blocos do Estudo de Caso em seções transversais equivalentes. Assim, resultou para o bloco sobre dois tubulões em um pilar com seção de 177 cm x 177 cm e em tubulões com seção de 142 cm x 142 cm. Nos blocos sobre quatro estacas resultaram um pilar com seção de 53 cm x 53 cm e estacas com seção de 35,5 cm x 35,5 cm.

Delalibera (2006), em ensaios experimentais, e Oliveira (2013), em suas análises numéricas, referem a importância de se considerar um trecho do pilar e das estacas a fim de uniformizar as tensões nas regiões de apoio e de carregamento para o bloco. Sendo assim, para o bloco sobre dois tubulões, fez-se uma correlação baseada nos ensaios de Delalibera (2006) de blocos com altura de 45 cm, e chegou-se para o pilar a 0,7 da dimensão da face, resultando em uma altura de 124 cm a ser considerada, e nas estacas a 1,4 da dimensão da face da estaca resultando em uma altura de 199 cm a ser considerada. Já para os blocos sobre quatro estacas, seguiram-se as recomendações utilizadas por Oliveira (2013) nas modelagens para bloco sobre cinco e seis estacas, sendo considerada a altura do pilar a dimensão da menor face do pilar, e como os blocos estudados possuem seções transversais quadradas, foram considerados 35,5 cm de altura resultando em um elemento estrutural cúbico. Para as estacas, Oliveira (2013) optou por modelar duas vezes a face da estaca, a fim de reduzir possíveis mudanças no fluxo de tensões, resultando em uma altura de 710 cm nas estacas para serem modeladas.

Como referido no item 4.10, a malha de elementos finitos foi gerada automaticamente pelo programa ABAQUS. As armaduras e os elementos estruturais foram discretizados como uma malha estruturada, por causa de sua geometria uniforme, o que geralmente possibilita que os elementos mantenham sua forma quase constante ao longo de toda a malha. Então, para a malha dos blocos sobre dois tubulões, conforme Figura 90 (a) foi considerada uma discretização de elementos com uma dimensão máxima de 19,1 cm e, para malha dos blocos sobre quatro estacas,

conforme Figura 90 (b), dimensões máximas de 10 cm. As armaduras em ambos os casos foram discretizadas com a dimensão máxima de 3 cm, conforme Figura 91, em que se observa que a Figura 91 (a) aparenta ter uma densidade de armadura superior ao da Figura 91 (b), mas isso se deve ao fato de se tratar de um bloco de grandes dimensões.

Essas dimensões foram consideradas satisfatórias após várias tentativas durante o estudo de malha em que foram levados em consideração a saída de resultados confiáveis aliados a um otimizado tempo de processamento.



(a) bloco sobre duas estacas

(b) bloco sobre quatro estacas

Figura 90: Malha de Elementos Finitos

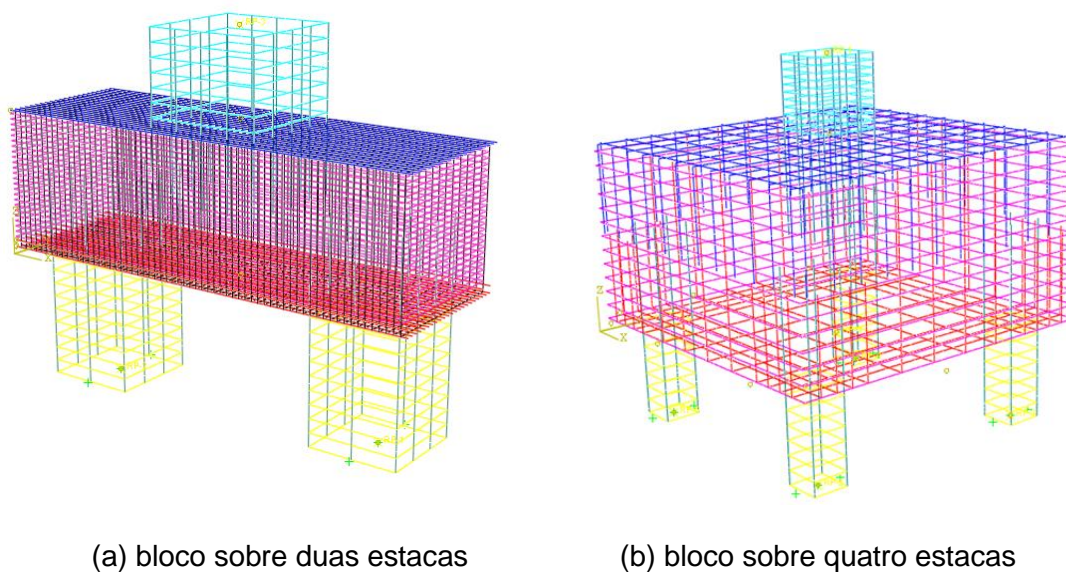


Figura 91: Malha de Elementos Finitos com armaduras secundárias

5.3.10. Considerações para pilar e estacas

Como pode ser visto na Tabela 3, Delalibera (2006) utilizou maior resistência do concreto nos pilares e estacas, de modo a evitar que a ruptura desses elementos antes do bloco, pois a análise do comportamento do bloco assim como sua ruptura eram o objetivo da pesquisa. Delalibera (2006) previu concreto com f_{ck} de 50 MPa tanto para o bloco como para as estacas. Esta foi a resistência utilizada nas análises numéricas, quando foi considerada a não linearidade física do material, com o uso dos mesmos modelos constitutivos tanto de compressão uniaxial como de tração uniaxial definidos para os blocos.

Oliveira (2013) em sua pesquisa analisou a influência da armadura dos pilares e sua ancoragem por toda altura útil do bloco, e concluiu que este detalhamento melhora de maneira significativa a distribuição das tensões junto ao pilar, pois as barras começam a contribuir quando as deformações no concreto ficam elevadas na região do contato entre pilar e bloco, aumentando a resistência do bloco de forma considerável.

Visto isso, foram utilizadas armaduras dos pilares até metade da altura útil do bloco. A fim de também não ocorrerem elevadas deformações no concreto na região de contato entre estaca e bloco e até mesmo impedir ruptura de estaca antes da do bloco, as armaduras das estacas foram também consideradas ao longo da metade da altura útil.

5.4. Considerações Finais

Dessa forma foram obtidos 9 modelos de blocos sobre dois tubulões e 9 modelos de blocos sobre quatro estacas, com a nomenclatura e os respectivos parâmetros indicados nas Tabela 7 e Tabela 8. Tomou-se como modelos de referência, aqueles de nº 1, ou seja, os blocos 2E-H1-AP-SA-30fck e 4E-H1-AP-SA-30fck, com e 2 tubulões e 4 estacas, respectivamente.

Tabela 7: Parâmetros dos blocos sobre duas estacas

Nº	Nome	Nº de estacas	h (mm)	Disposição de armadura	Ancoragem	f _{ck} (MPa)
1	2E-H1-AP-SA-30fck	2	2200	armadura principal	sem	30
2	2E-H1-AS-SA-30fck	2	2200	armadura principal+ secundária	sem	30
3	2E-H1-2AP-SA-30fck	2	2200	2xarmadura principal	sem	30
4	2E-H1-0.5AP-SA-30fck	2	2200	0,5xarmadura principal	sem	30
5	2E-H1-AP-SA-20fck	2	2200	armadura principal	sem	20
6	2E-H1-AP-SA-40fck	2	2200	armadura principal	sem	40
7	2E-H1-AP-CA-30fck	2	2200	armadura principal	com	30
8	2E-H2-AP-SA-30fck	2	1850	armadura principal	sem	30
9	2E-H3-AP-SA-30fck	2	2600	armadura principal	sem	30

Tabela 8: Parâmetros dos blocos sobre quatro estacas

Nº	Nome	Nº de estacas	h (mm)	Disposição de armadura	Ancoragem	f _{ck} (MPa)
1	4E-H1-AP-SA-30fck	4	1400	armadura principal	sem	30
2	4E-H1-AS-CA-30fck	4	1400	armadura principal +secundária	com	30
3	4E-H1-2AP-SA-30fck	4	1400	2xarmadura principal	sem	30
4	4E-H1-0.5AP-SA-30fck	4	1400	0,5xarmadura principal	sem	30
5	4E-H1-AP-SA-20fck	4	1400	armadura principal	sem	20
6	4E-H1-AP-SA-40fck	4	1400	armadura principal	sem	40
7	4E-H1-AP-CA-30fck	4	1400	armadura principal	com	30
8	4E-H2-AP-SA-30fck	4	1100	armadura principal	sem	30
9	4E-H3-AP-SA-30fck	4	1500	armadura principal	sem	30

6. RESULTADOS E ANÁLISES

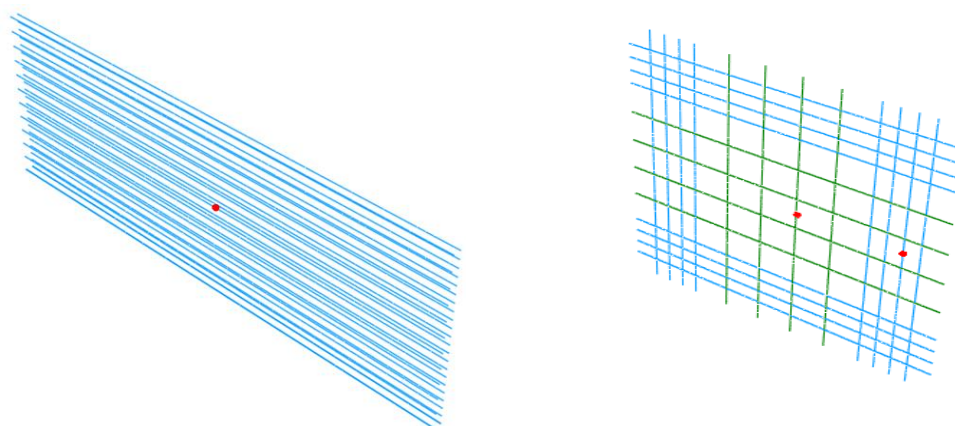
6.1. Considerações iniciais

O presente capítulo trata da análise dos resultados obtidos por meio da utilização do programa ABAQUS. Nele, são apresentados o modo de ruptura dos blocos e a influência de cada parâmetro analisado, além da abordagem de outros autores e das regulamentações de projeto a respeito desse tema.

Nos gráficos apresentados neste capítulo, as forças são dadas em kN e os deslocamentos, em mm.

A Figura 92 (a) apresenta as armaduras dos modelos de blocos sobre dois tubulões. Nestes modelos, os esforços na armadura foram obtidos para um ponto localizado longitudinalmente no centro das barras de aço. A Figura 92 (b) apresenta as armaduras dos blocos sobre quatro estacas. Nestes modelos, os esforços nas barras foram obtidos em dois pontos: na segunda armadura entre estacas, mais próxima ao centro e na terceira armadura sobre estacas, no centro.

A localização desses pontos foi determinada através da observação gráfica do resultado dos modelos e, embora a máxima sollicitação não tenha ocorrido nesses exatos pontos em todos os modelos, esta escolha teve como base apresentar a ordem de grandeza dos resultados e seu comportamento.



(a) blocos sobre dois tubulões

(b) blocos sobre quatro estacas

Figura 92: Pontos (na cor vermelha) de saída de dados para os resultados da armadura principal de tração

6.2. Força versus deslocamento

Com o aumento progressivo dos esforços, um dos dois fenômenos a seguir pode acontecer: ou a ruptura pelo alongamento excessivo das armaduras, ou a ruptura pelo esmagamento do concreto. Ou os dois fenômenos também podem acontecer conjuntamente.

Esse fenômeno também pode ser observado em análises numéricas. De acordo com Oliveira (2013), deve-se esperar um comportamento “pós-pico” nas curvas força *versus* deslocamento, caracterizado pela perda de resistência, com aumento dos deslocamentos.

Comparando-se as curvas apresentadas no Gráfico 9 (a) e no Gráfico 9 (b), observa-se que enquanto o primeiro apresentou o comportamento “pós-pico” bem definido, este comportamento não é tão evidente no segundo. A curva remanescente após o ponto de ruptura indica a existência de elementos resistentes em outras regiões do bloco, possibilitando ao programa numérico obter equilíbrio de esforços e compatibilidade de deformações nestas regiões. Salienta-se, contudo, que esta condição é apenas numérica, pois um estado limite último é obtido quando a deformação máxima de compressão no concreto atinge 3,5‰ para o estado de compressão uniaxial e alongamento máximo das armaduras de 10‰.

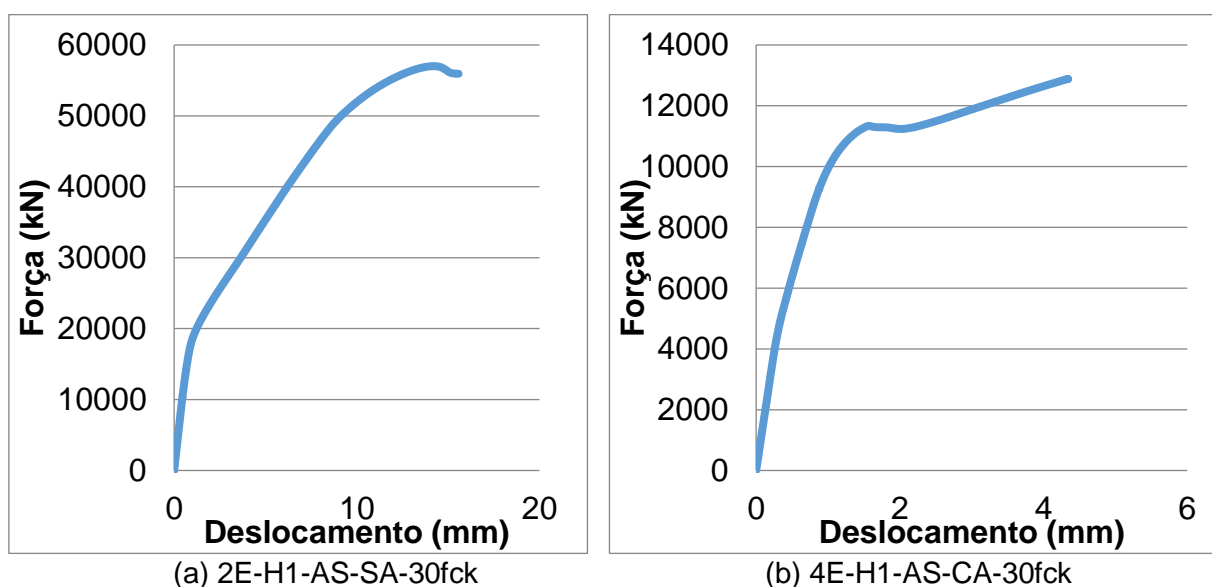


Gráfico 9: Força *versus* Deslocamento, mostrando o comportamento pós-pico.

* F_u = Força última resistente

Tabela 10 mostram resumidamente os valores de força última e deslocamento dos blocos sobre dois tubulões e quatro estacas.

Tabela 9: Resultados de força última e deslocamentos para bloco sobre dois tubulões.

Modelo	Descrição	F_u (kN) *	Δ (mm)*
1	2E-H1-AP-SA-30fck	40518	9,4
2	2E-H1-AS-SA-30fck	57010	14,2
3	2E-H1-2AP-SA-30fck	56246	11,8
4	2E-H1-0.5AP-SA-30fck	28700	7,6
5	2E-H1-AP-SA-20fck	34845	9,7
6	2E-H1-AP-SA-40fck	43720	8,9
7	2E-H1-AP-CA-30fck	40749	9,5
8	2E-H2-AP-SA-30fck	36065	10
9	2E-H3-AP-SA-30fck	44492	8,5

* F_u = Força última resistente

Tabela 10: Resultados de força última e deslocamentos para bloco sobre quatro estacas.

Modelo	Descrição	F_u (kN) *	Δ (mm)
1	4E-H1-AP-SA-30fck	11008	1,53
2	4E-H1-AS-CA-30fck	11335	1,58
3	4E-H1-2AP-SA-30fck	11100	1,52
4	4E-H1-0.5AP-SA-30fck	10806	1,44
5	4E-H1-AP-SA-20fck	9033	1,69
6	4E-H1-AP-SA-40fck	12712	1,54
7	4E-H1-AP-CA-30fck	11118	1,57
8	4E-H2-AP-SA-30fck	7271	0,93
9	4E-H3-AP-SA-30fck	12234	1,70

* F_u = Força última resistente

6.3. Análise de ruptura e evolução de tensões.

Tendo em vista o relatado no item 6.2, nos modelos numéricos consideraram-se três situações em que, ocorrendo uma delas, configura-se a ruptura do elemento. A primeira é a ocorrência do comportamento “pós-pico”, com queda de esforços, tal como apresentado na Gráfico 9 (a). A segunda é a mudança relevante no fluxo de tensões, caracterizando o esmagamento do concreto, em que ocorre mudança repentina na transferência de tensões para a estaca. A terceira é ocorrência do alongamento excessivo da armadura, com limite de 10‰, de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014.

Esses critérios de colapso foram definidos uma vez que a ruptura de blocos se dá de forma complexa, ainda mais se utilizando modelos constitutivos de dano. Ainda assim, a forma mais eficaz para esta análise é por meio da curva força *versus* deslocamento.

Para análise dos deslocamentos, foi escolhido o ponto central do bloco, tanto para os modelos de bloco sobre quatro estacas quanto para o de duas. Frisa-se, entretanto, que não necessariamente a ruptura ocorreu nesse ponto.

6.3.1. Bloco sobre dois tubulões

Por motivo de exemplificação é apresentado o modelo de referência, bloco nº1 2E-H1-AP-SA-30fck, para análise do fluxo de tensões e ruptura.

O Gráfico 10 apresenta a curva Força *versus* Deslocamento desse modelo.

Na Figura 93, são mostradas as etapas do fluxo de tensões no bloco, podendo-se observar a transferência de esforços entre os elementos estruturais através de um plano longitudinal passando pelo meio do bloco. A passagem da coloração vermelha para a amarela denota aumento das tensões de compressão. À medida que o carregamento aumenta, as bielas se formam e os deslocamentos crescem.

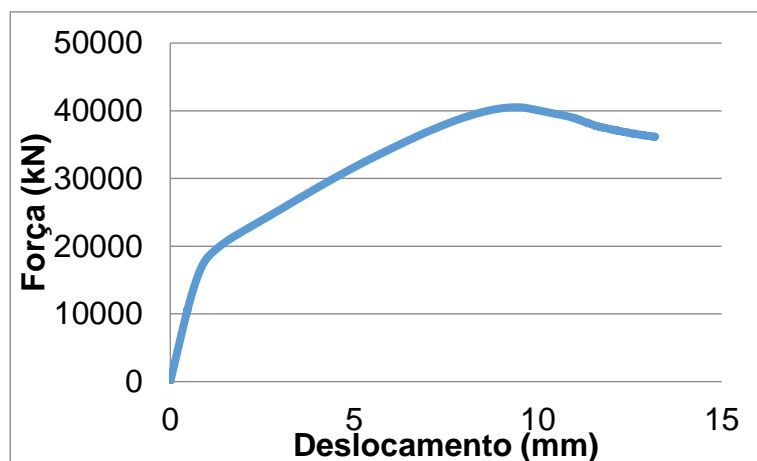


Gráfico 10: Força versus Deslocamento do bloco 2E-H1-AP-SA-30fck.

É possível ver na Figura 93 (a) que corresponde a $70\%F_u$ e $\Delta = 3,9$ mm a formação das bielas de compressão e o surgimento de elevadas tensões de compressão na região de contato entre o bloco e o pilar.

Na Figura 93 (b), que corresponde à carga $F_u = 40518$ kN e $\Delta = 9,4$ mm, as bielas ficam mais definidas e as tensões se propagam até o ponto de contato da estaca com o bloco até a região próxima ao centro da estaca. Na Figura 93 (c), que apresenta deslocamento de 12 mm, configuração pós ruptura, pode-se visualizar a alteração do fluxo de tensões na biela próximo à estaca da esquerda, junto ao ponto de contato mais solicitado da estaca e, também, a diminuição considerável da transferência de esforços internos de compressão do bloco para a estaca. A Figura 93 (d), configuração bem além da ruptura, mostra o bloco já rompido em seu último incremento, onde se podem observar grandes deslocamentos, da ordem de 13,2mm, e distorção das regiões das bielas comprimidas.

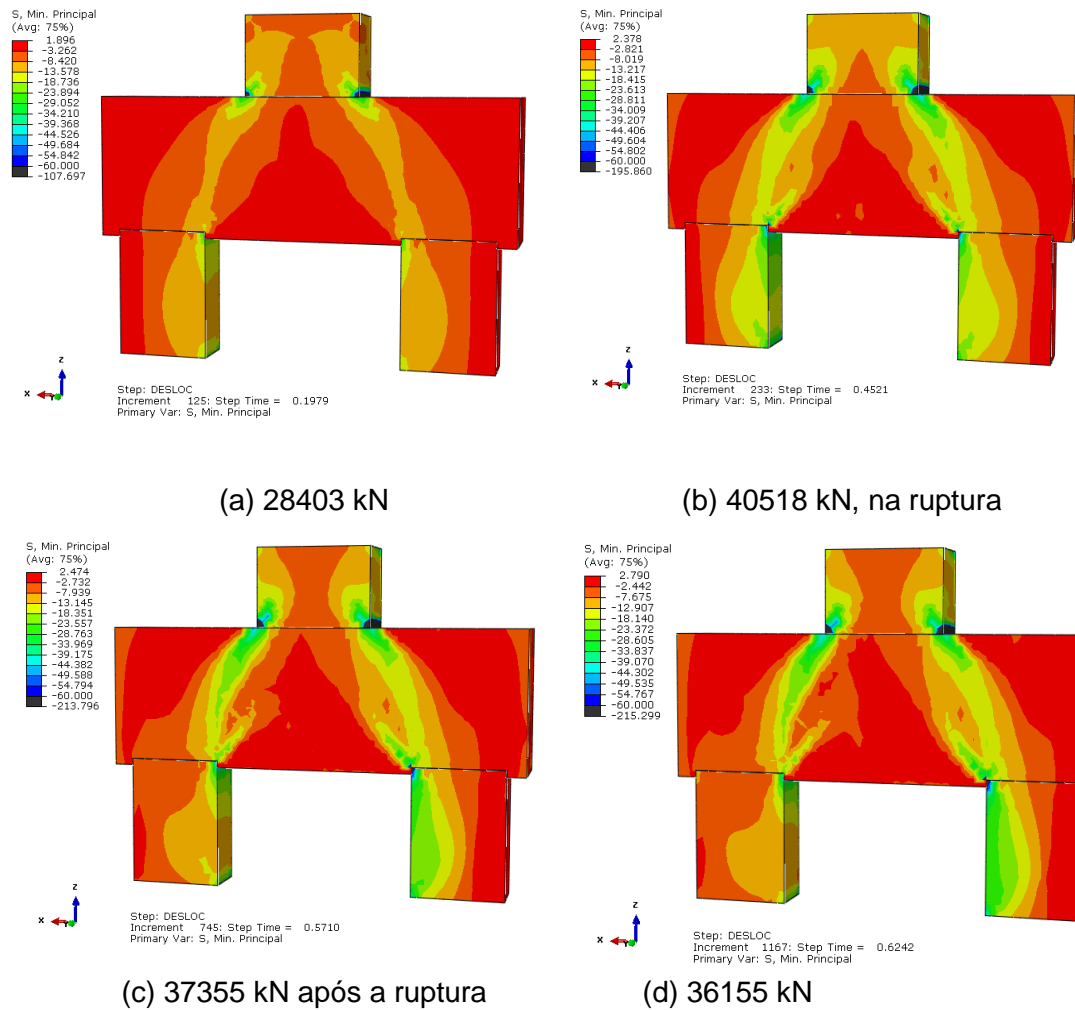
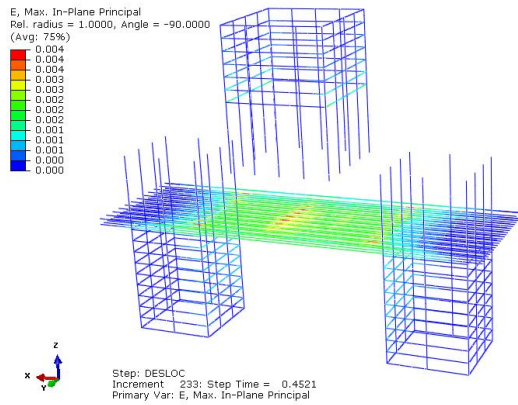
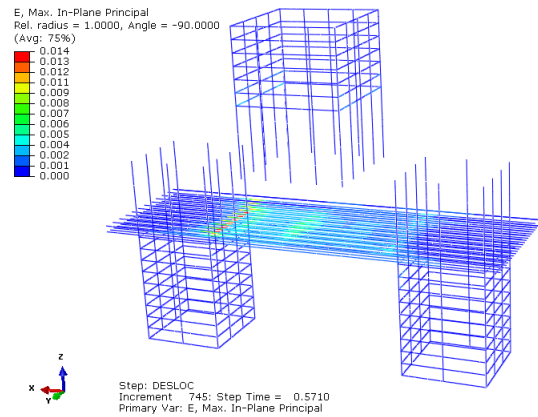


Figura 93: tensões principais de compressão mostradas no plano no meio do bloco 2E-H1-AP-SA-30fck

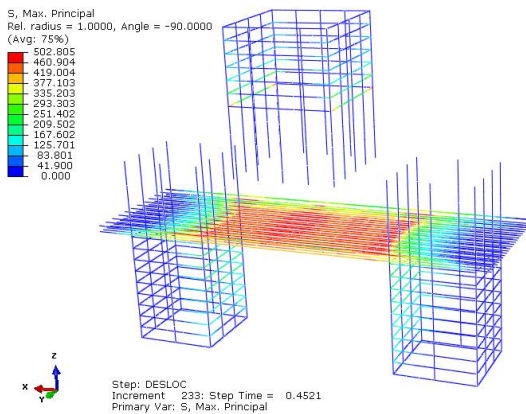
As Figura 94 (a) e 94 (c) apresentam as condições das armaduras na ruptura para $F_u = 40518$ kN e $\Delta = 9,4$ mm. Observa-se que o alongamento máximo das armaduras no fundo do bloco é de 4%. Entretanto na Figura 94 (b) que representa a configuração pós-ruptura e deslocamento correspondente a 12 mm, é possível observar que as armaduras na região de contato com as estacas apresentam alongamento máximo superior a 10%. A Figura 94 (c), condição de ruptura, indica que a tensão máxima nas armaduras não atingiu o patamar máximo do trecho plástico definido em 530 MPa. E a Figura 94 (d), em seu último incremento, indica as regiões com maior concentração de tensões plastificadas do concreto, através da saída PEMAG, que permite a visualização das regiões plastificadas. É possível notar que as maiores concentrações de tensões se dão próximo ao ponto de contato entre o bloco e a estaca, podendo supor que a ruptura ocorreu nesta região.



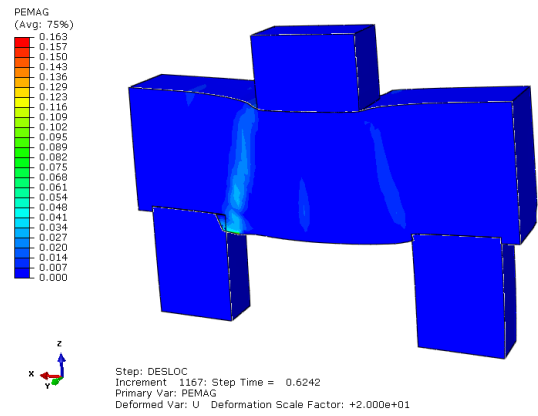
(a) def. máx. das armaduras na ruptura 40518



(b) def. máx das armaduras após à ruptura 37555 kN



(c) tensão máxima de tração das armaduras na ruptura 40518 kN
Figura 94: Resultados no plano no meio do bloco 2E-H1-AP-SA-30fck



(d) Plastificação no concreto após à ruptura em 36155 kN

6.3.2. Bloco sobre quatro estacas

De forma análoga, é apresentado o modelo de referência do bloco sobre quatro estacas, o modelo nº1 - 4E-H1-AP-SA-30fck, para análise do fluxo de tensão e ruptura.

O Gráfico 11 apresenta a curva Força versus Deslocamento desse modelo.

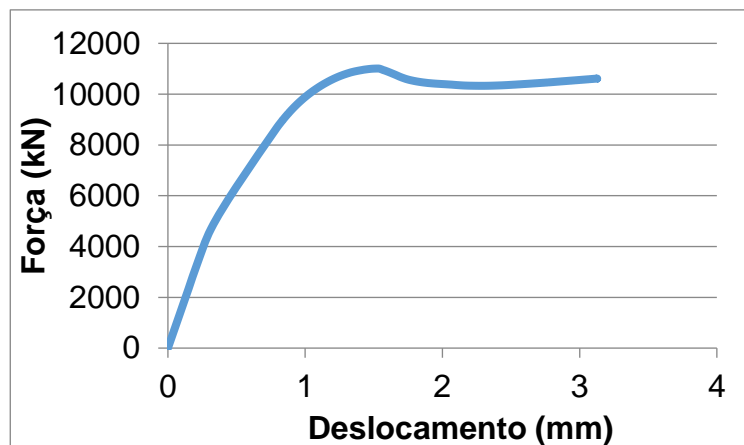


Gráfico 11: Força *versus* Deslocamento do bloco 4E-H1-AP-SA-30fck.

Na Figura 95 é possível visualizar a formação de bielas no plano que passa na mediatriz do bloco.

Na Figura 95 (a), referente a 80% de F_u , se observa uma grande concentração de tensões no pilar e nas estacas. Não se observa de forma definida o caminho das bielas do pilar até as estacas.

Com o acréscimo de carregamento, como pode ser visto Na Figura 95 (b) que é referente à configuração de tensões na ruptura, ou seja, em $F_u = 11008$ kN e $\Delta = 1,53$ mm, as bielas ficam mais definidas devido às maiores concentrações de tensões de compressão nos pontos de contato entre o pilar e bloco e estacas.

Nas Figura 95 (c), situação pós ruptura e Figura 95 (d), último incremento a configuração das bielas de compressão, apesar de bem mais definidas, não mudam significativamente em relação à configuração de F_u .

Na Figura 95 (d) é possível ver que em seu último incremento a configuração das bielas, apesar de bem mais definidas, não mudam significativamente em relação à configuração da ruptura.

No Estudo de Caso do bloco sobre quatro estacas, atenta-se ao surgimento de tensões inclinadas nas estacas que não condizem com o esperado para o comportamento de um bloco. Acredita-se que tal fato ocorreu devido ao travamento dos deslocamentos no sentido horizontal, que ocasionou esforços cortantes que resultaram estas regiões de tensão de compressão nas estacas.

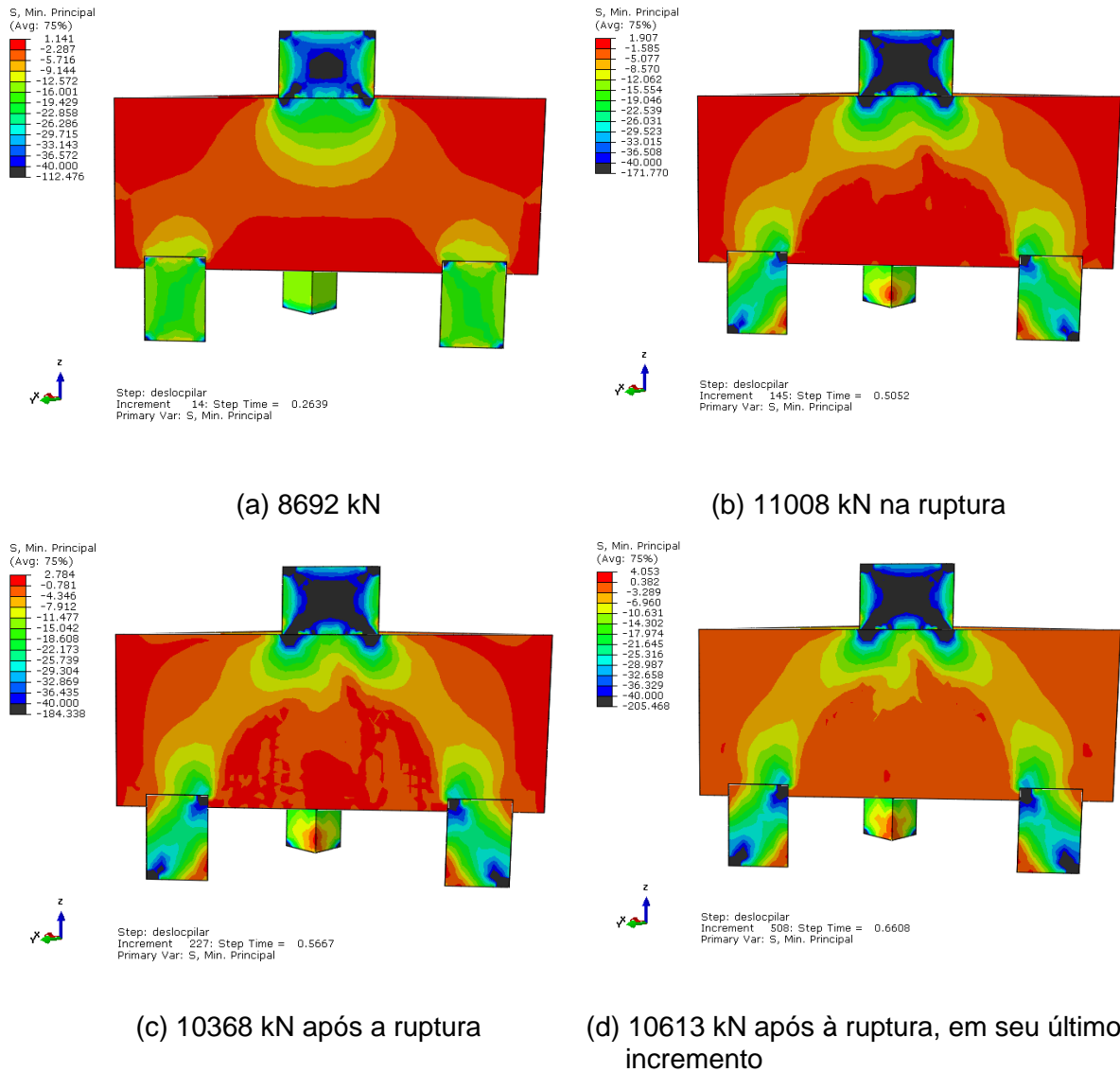
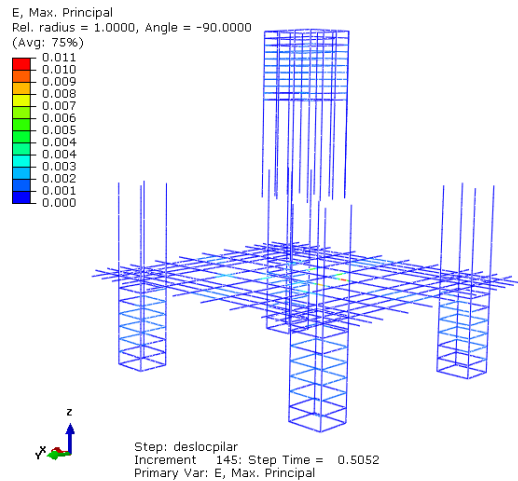
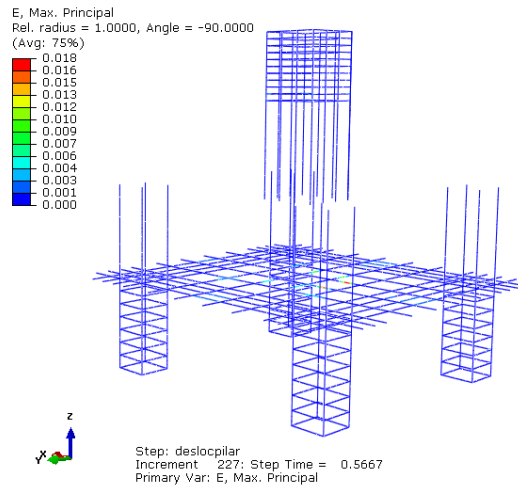


Figura 95: tensões de compressão mostradas no plano da mediatriz do bloco 4E-H1-AP-SA-30fck

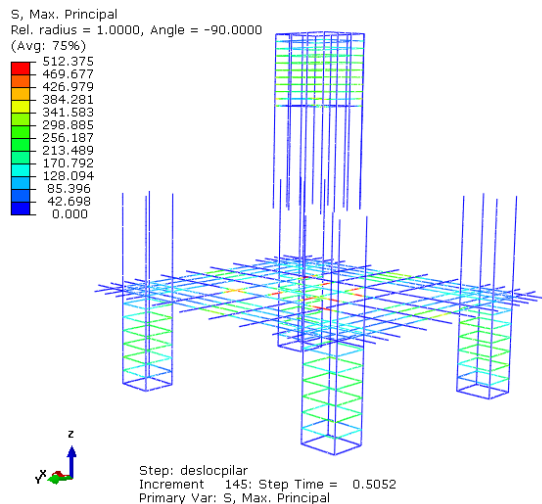
A Figura 96 (b), para com $F_u = 11008$ kN, mostra alguns poucos pontos onde o alongamento das armaduras entre estacas chega a 18%, indicando que estas regiões devem ser melhor armadas. Na Figura 96 (c) após a ruptura, as tensões de tração no aço são excessivas e a Figura 96 (d), último incremento, destaca uma região de grande magnitude de tensões plastificadas (parâmetro PEMAG).



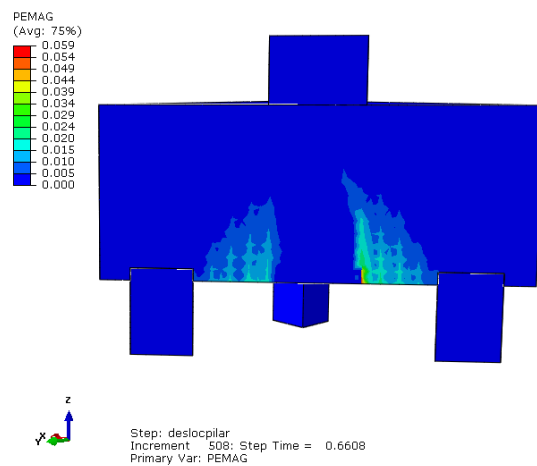
(a) Deformação máxima das armaduras com 11008 kN



(b) Deformação máxima das armaduras com 10368 kN



(c) Tensão máxima das armaduras com 11008 kN



(d) Plastificação no concreto após a ruptura em 10613 kN

Figura 96: Resultados no bloco 4E-H1-AP-SA-30fck

6.4. Influência da armadura secundária

Neste item é mostrada a análise da influência da armadura secundária no comportamento estrutural dos modelos de blocos sobre duas e quatro estacas.

6.4.1. Capacidade resistente dos blocos

A finalidade do uso de armaduras secundárias nos blocos é combater a fissuração.

No Gráfico 12 (a), pode-se ver que a inclusão da armadura secundária permitiu um aumento em 40,7% da capacidade resistente do bloco sobre dois tubulões e, por consequência, permitiu um maior deslocamento. Isto é devido à armadura secundária costurar as bielas servindo como armadura de suspensão.

No Gráfico 12 (b), se nota que a utilização das armaduras secundárias dos blocos sobre quatro estacas não foi expressiva e contribuiu com apenas 2% na capacidade resistente. Isto pode ter ocorrido devido ao fato de que em blocos com mais de duas estacas se conta com a compressão triaxial do concreto.

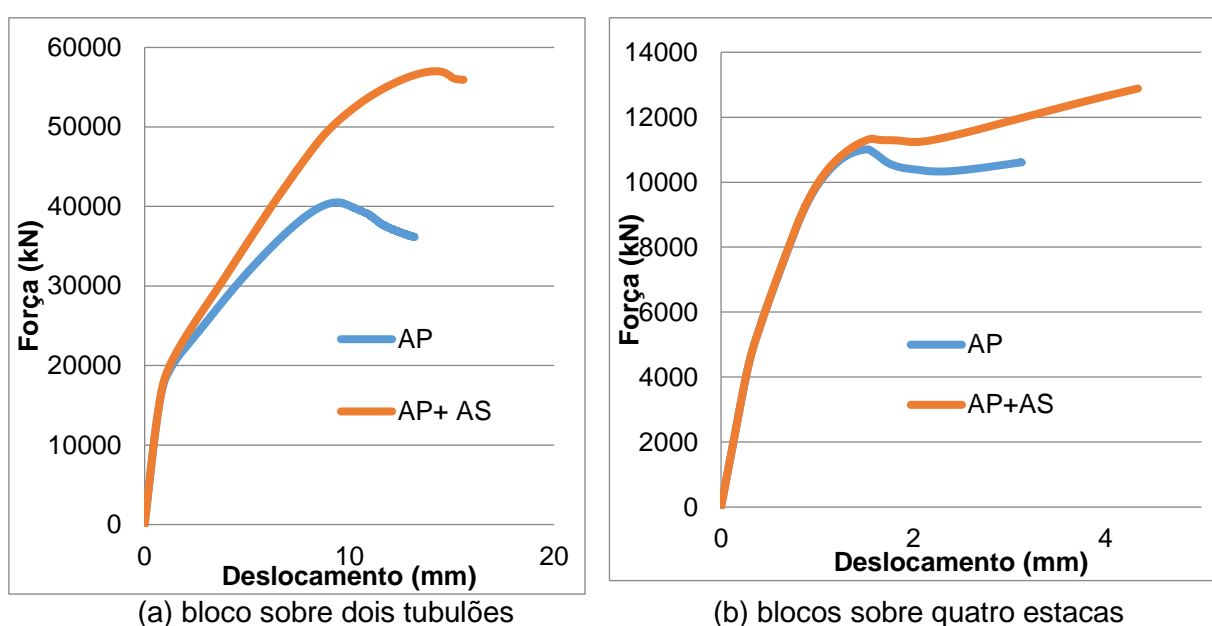


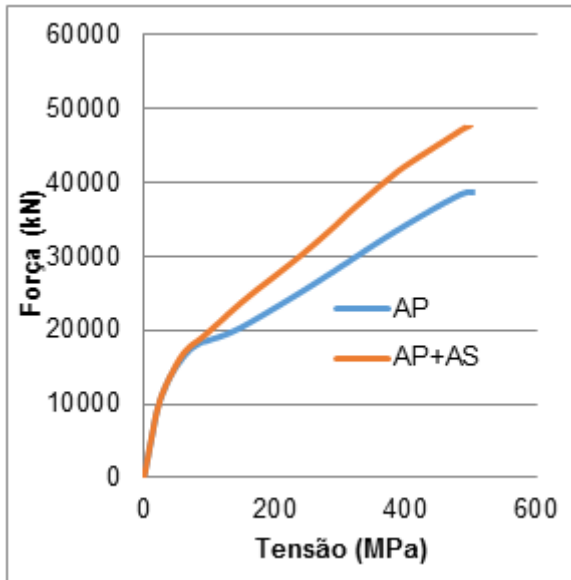
Gráfico 12: Força versus Deslocamento (Modelo 1 e 2)

6.4.2. Distribuição de tensões e deformações das armaduras

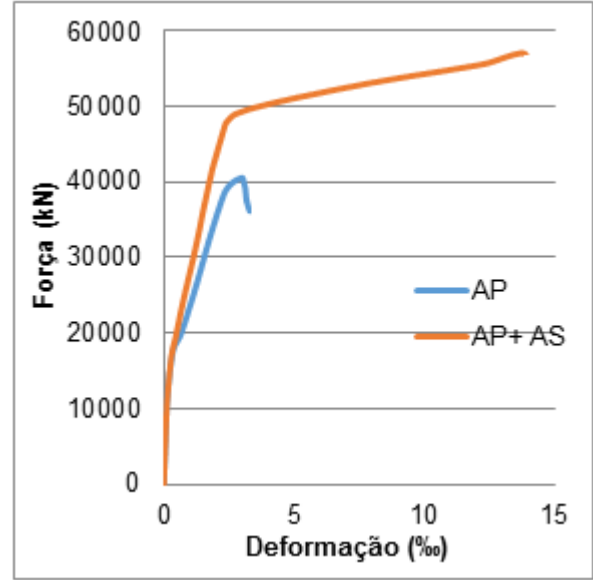
No Gráfico 13 observa-se o acréscimo de tensões de tração nas armaduras principais com o uso da armadura secundária. No Gráfico 13 (b) observa-se que a maior resistência resultou em maiores valores de alongamento comparado ao modelo de referência.

No Gráfico 14 e Gráfico 15, em que se analisa o bloco sobre quatro estacas, observa-se que as armaduras secundárias, constituídas pela armadura superior, armadura de pele e prolongamento das armaduras principais não alteraram a configuração de ruptura destes blocos, sendo observado um pequeno aumento das

tensões de tração nas armaduras principais e diferenças não significativas nas deformações das armaduras entre estacas.

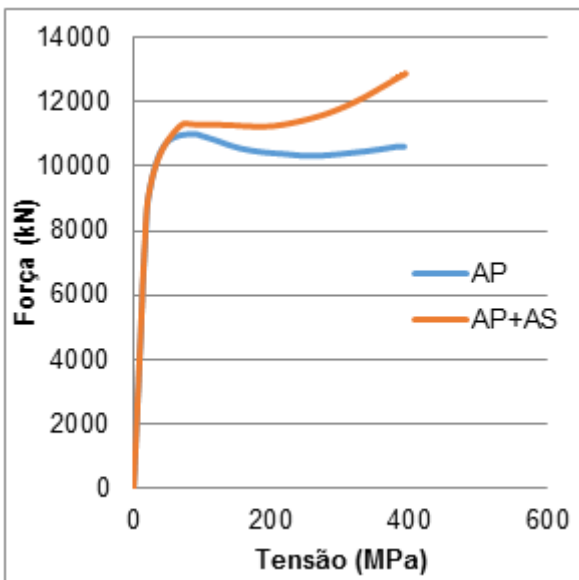


(a) Força versus Tensão de tração na armadura

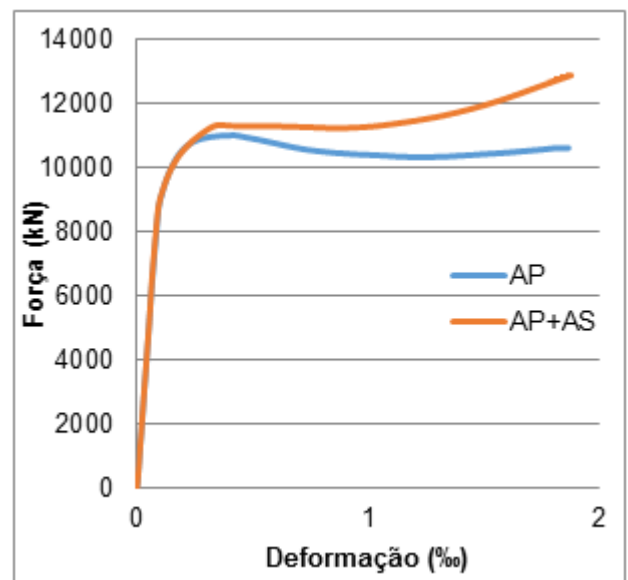


(b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 13: Bloco sobre dois tubulões

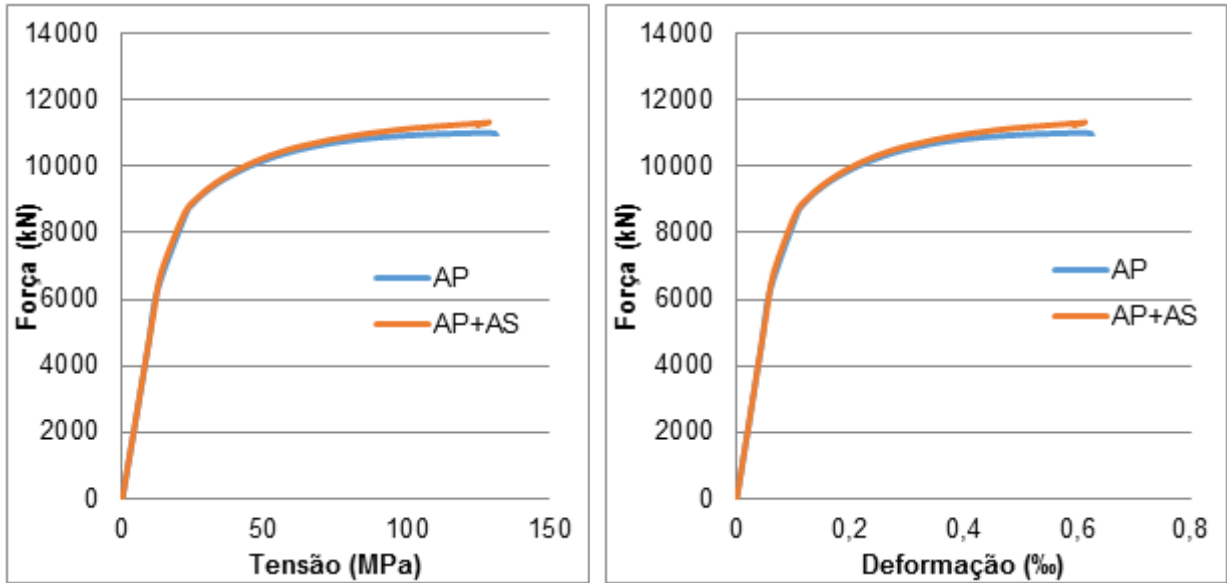


(a) Força versus Tensão de tração na armadura



(b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 14: Bloco sobre quatro estacas (armadura sobre estaca)



(a) Força *versus* Tensão de tração na armadura (b) Força *versus* Deformação máxima na armadura

Gráfico 15: Bloco sobre quatro estacas (armadura entre estacas)

Conforme Figura 97 (a), no estudo de caso para blocos sobre dois tubulões, as armaduras nas regiões do fundo do bloco ultrapassaram o valor limite de 10 ‰ nas armaduras principais de tração e nas armaduras secundárias nas regiões das bielas de compressão, diferentemente do modelo de referência (sem a utilização das armaduras secundárias), em que a ruptura ocorreu por ruptura na região de contato entre a estaca e o bloco. Conforme Figura 97 (b) pode-se notar as elevadas tensões de tração nas armaduras dessas regiões mais solicitadas. A Figura 97 (c) demonstra, através do parâmetro PEMAG, a região de ruptura no concreto, mostrando que a região com tensões plastificadas ocorreu na região inferior do bloco, onde estão dispostas as armaduras principais de tração.

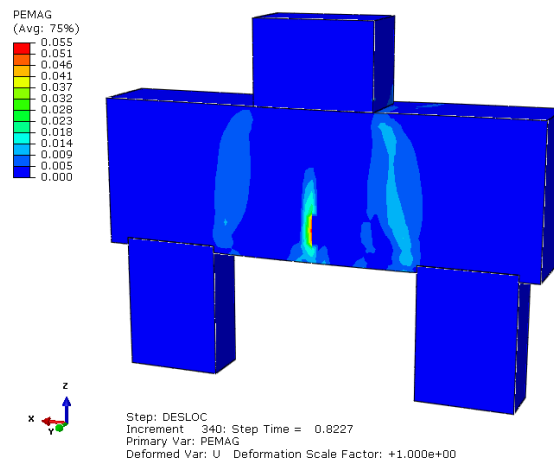
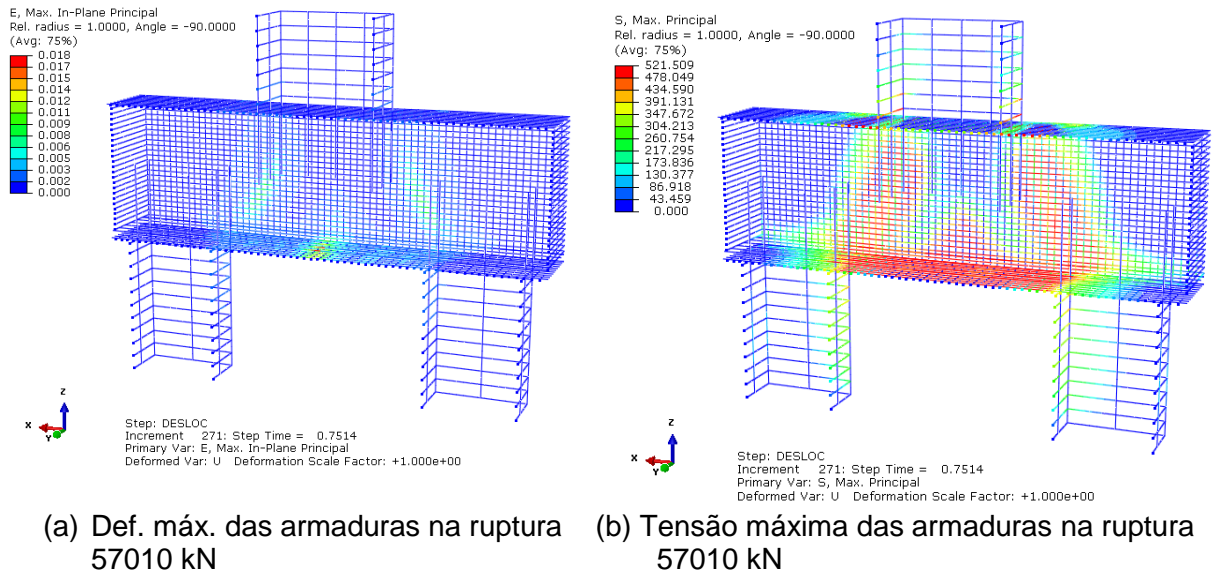
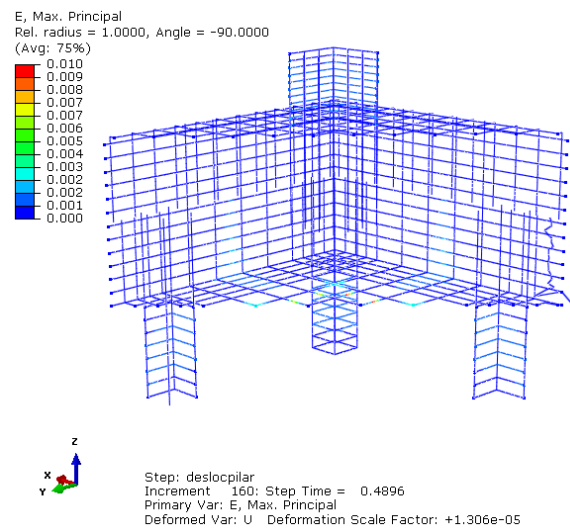
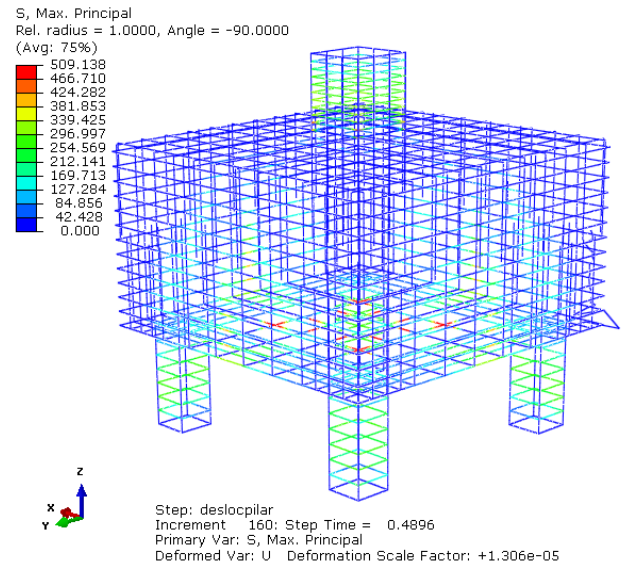


Figura 97: Resultados no plano no meio do nº2 2E-H1-AS-SA-30fck

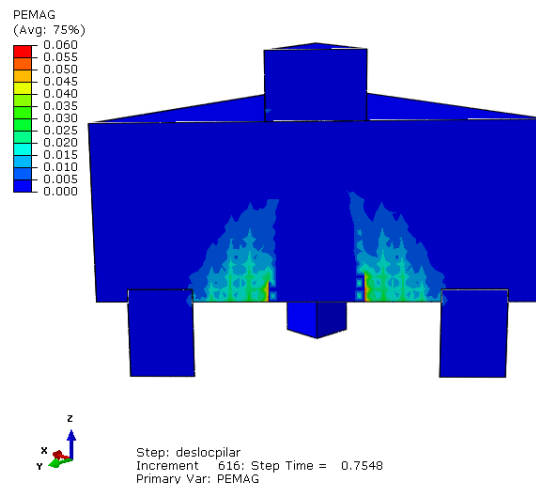
No modelo com quatro estacas e com a utilização de armaduras secundárias, ocorreram pontos de alongamento máximo nas armaduras de tração dispostas entre as estacas (ver Figura 98(a)). Conforme Figura 98 (b), as armaduras secundárias apresentam tensões de tração expressivas nas armaduras entre estacas, em torno de 500 MPa, e nota-se um aumento de tensão nas armaduras secundárias nas faces do bloco indicando a importância desse detalhamento. A Figura 98 (c) mostra que, assim como o bloco de referência, a ruptura ocorre nas armaduras dispostas entre as estacas, sugerindo a necessidade de se aumentar esta taxa de armadura.



(a) Deformação máxima nas armaduras na ruptura em 11335 kN



(b) Tensão máxima nas armaduras na ruptura em 11335 kN



(c) Plastificação no concreto pós-ruptura em 12881 kN

Figura 98: Bloco nº2 4E-H1-AS-CA-30fck

6.4.3. Fluxo de tensões

Conforme visto através da Figura 99, a ruptura do bloco sobre dois tubulões na armadura não proporcionou mudanças significativas no fluxo de tensões de compressão conforme mostram as etapas de carregamentos. Também não se observam mudanças bruscas de tensão de compressão. E que também não ocorre o aparecimento de uma região crescente de compressão na região de contato entre o bloco e a estaca, como pode ser visto no modelo de referência da Figura 93.

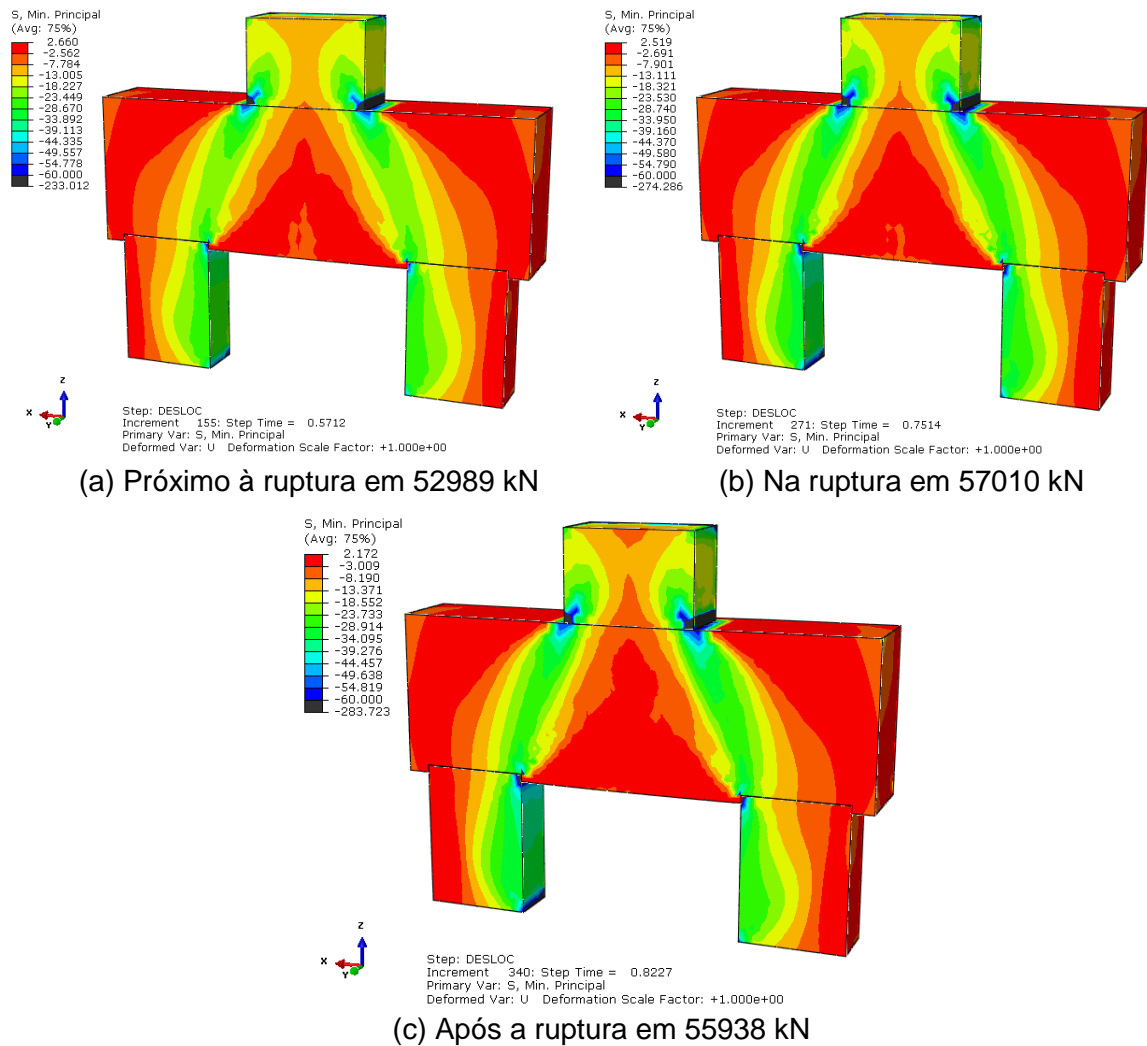


Figura 99: Bloco nº2 2E-H1-AS-SA-30fck

Na Figura 100 (a) que corresponde a 84% de $F_u=11403$ kN e $\Delta=0,87$ mm, observa-se a concentração de tensões na região do pilar e das estacas. Na ruptura (v. Figura 100 (b)), é possível visualizar a biela bem definida, com a transferência de esforços de compressão internos do pilar para a estaca. Na Figura 100 (c), configuração após a ruptura, as bielas já possuem uma forma mais “arqueada” e no bloco na região central próximo ao pilar não há uma uniformidade das tensões. Observa-se também a diminuição das tensões de tração. Conforme estas etapas de carregamento, conclui-se que a ruptura ocorreu por alongamento excessivo na armadura principal de tração entre as estacas.

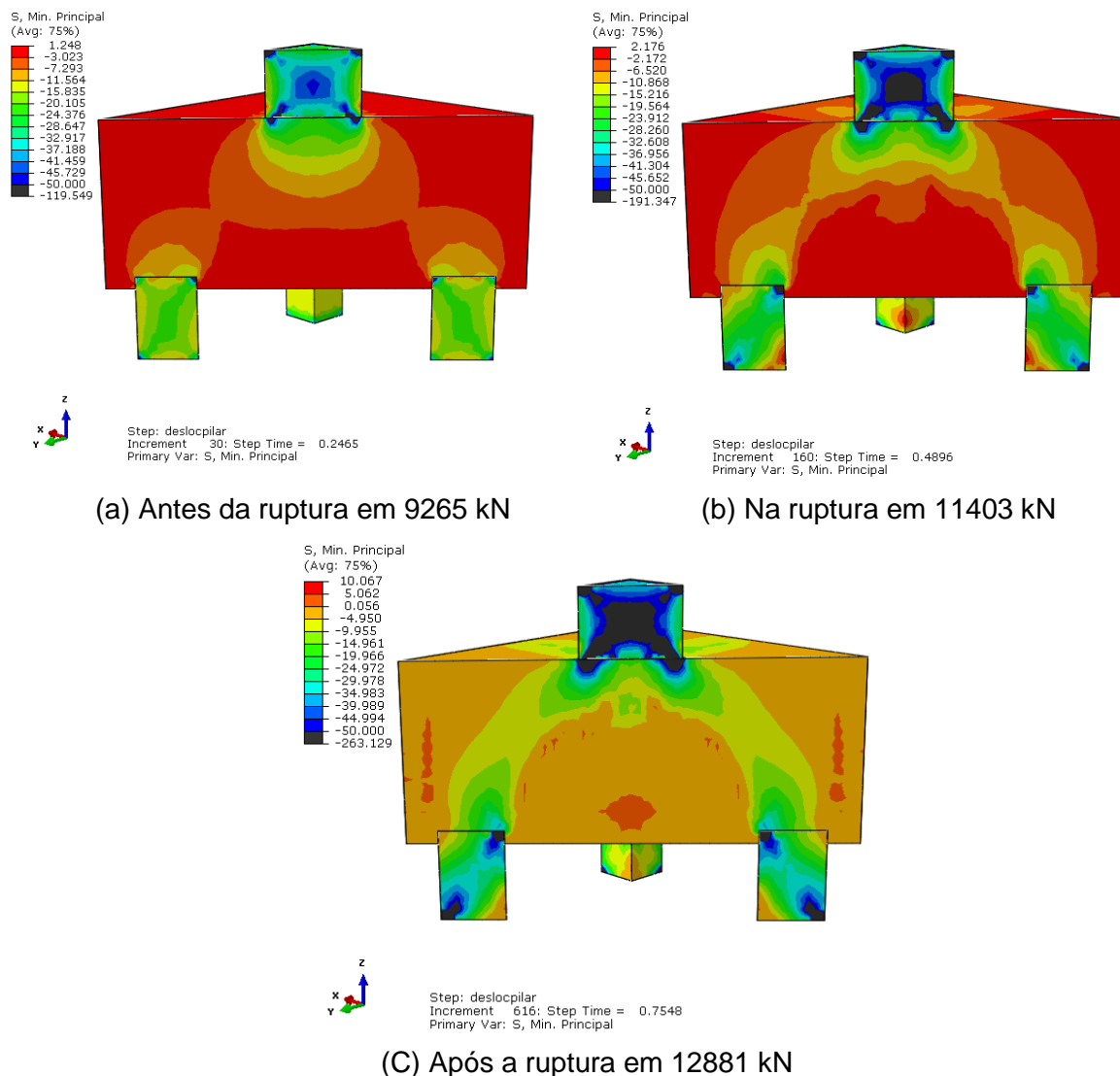


Figura 100: Bloco nº 2 4E-H1-AS-SA-30fck

6.5. Influência da taxa de armadura principal

Com o intuito de avaliar o impacto da taxa de armadura no comportamento global do bloco, foram considerados três parâmetros: a metade da armadura dimensionada do modelo de referência, o modelo de referência e o dobro da taxa de armadura do modelo de referência.

6.5.1. Capacidade resistente dos blocos

Para os blocos sobre dois tubulões conforme Gráfico 16 (a) e Gráfico 17 (a), é possível observar que a variação da taxa de armadura está diretamente relacionada à

capacidade resistente do bloco em seu comportamento global. Observa-se proporcionalidade entre deslocamentos e forças aplicadas com a variação da taxa de armadura. É possível, também, observar que aumentar a taxa de armadura em termos de proporções contribuiu mais para a capacidade resistente que diminuir a taxa de armadura.

Entretanto o mesmo comportamento não ocorreu para os blocos sobre quatro estacas, conforme Gráfico 16 (b) e Gráfico 17 (b), em que esta variação não levou a alteração significativa no comportamento do bloco, resultando em porcentagens baixas de 1,83% diminuindo a taxa de armadura e 0,83% aumentando a taxa de armadura comparando com o modelo de referência.

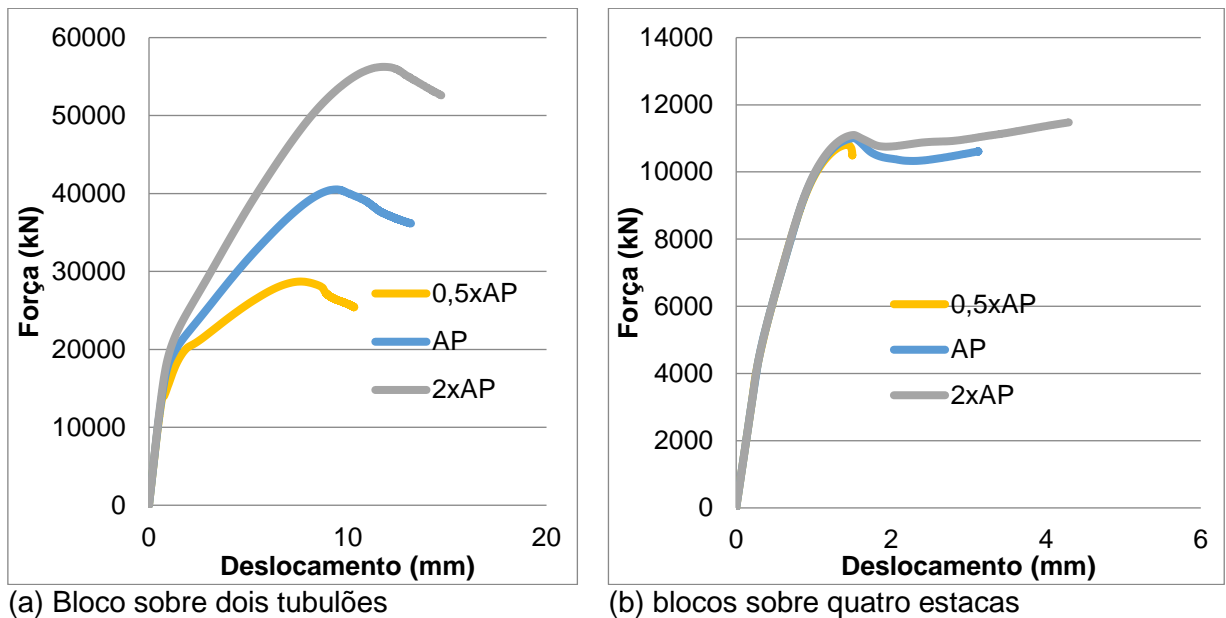
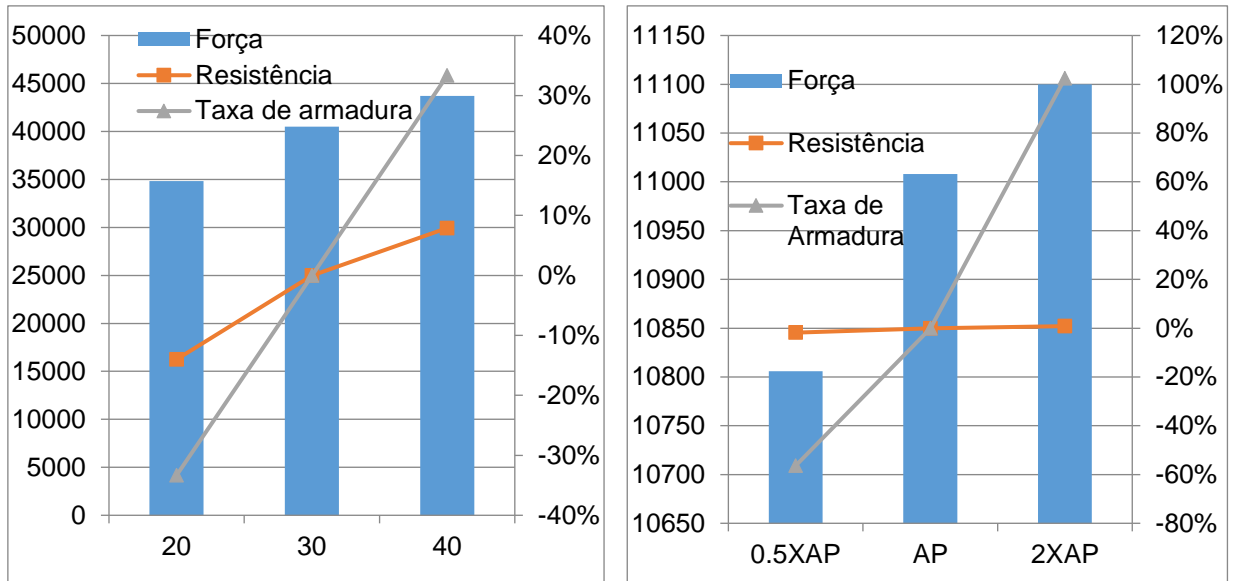


Gráfico 16: Força versus Deslocamento (Modelo 1, 3 e 4)



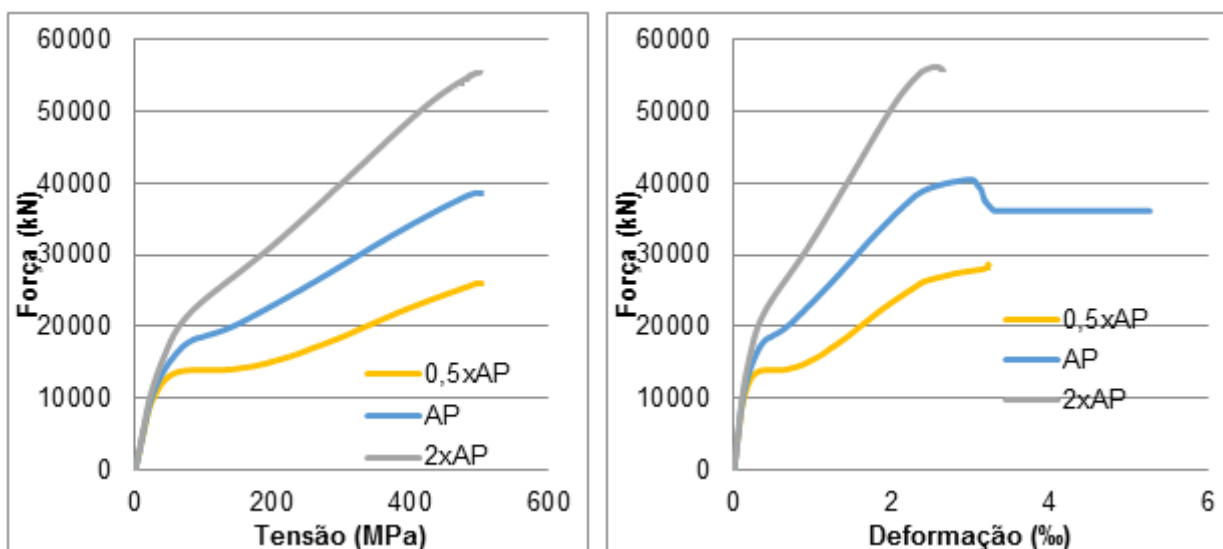
(a) bloco sobre dois tubulões

(b) blocos sobre quatro estacas

Gráfico 17: Relação entre a resistência dos blocos em função da taxa de armadura, junto com a variação percentual da capacidade resistente e da taxa de armadura em relação ao bloco de referência: a); b).

6.5.2. Distribuição de tensões e deformações das armaduras

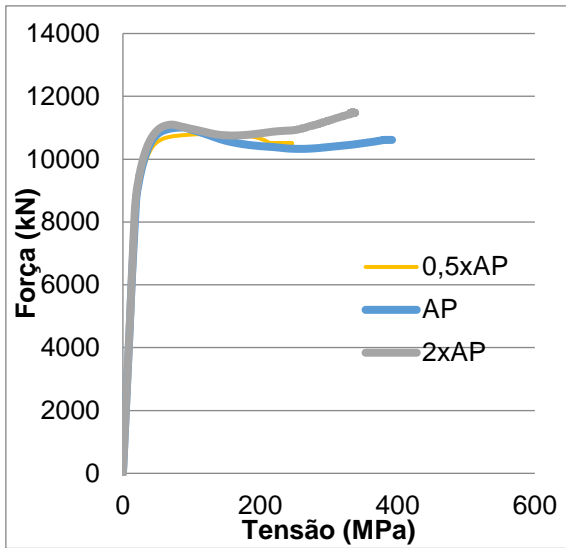
No Gráfico 18 é possível observar a proporcionalidade do comportamento do bloco à medida que varia-se a taxa de armadura, tanto ao nível de tensões máximas quanto nas deformações originadas nas etapas de carregamento.



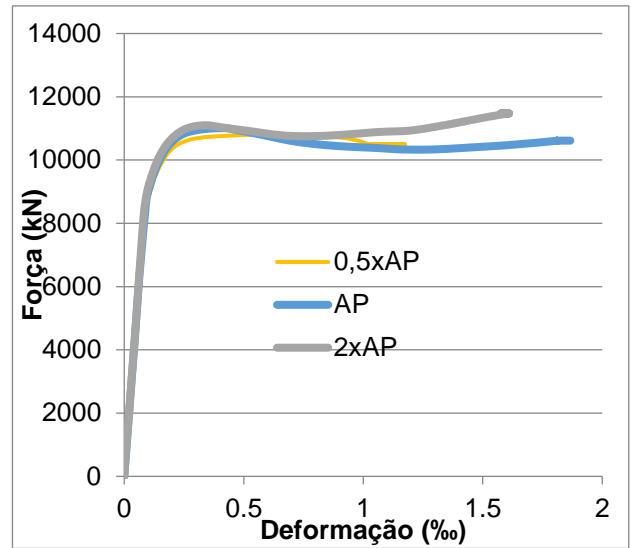
(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 18: Bloco sobre dois tubulões

Diferentemente, no bloco sobre quatro estacas, nos Gráfico 19 e Gráfico 20 não é possível observar mudanças significativas na variação desse parâmetro, mostrando os três modelos comportando-se de forma semelhante em relação à variação das taxas de armaduras, tanto posicionada sobre as estacas quanto posicionadas entre elas. Como analisado anteriormente, no bloco de quatro estacas, dado ao comportamento triaxial das tensões de compressão, a resistência oferecida pelo concreto se sobrepõe à das armaduras na absorção do carregamento.

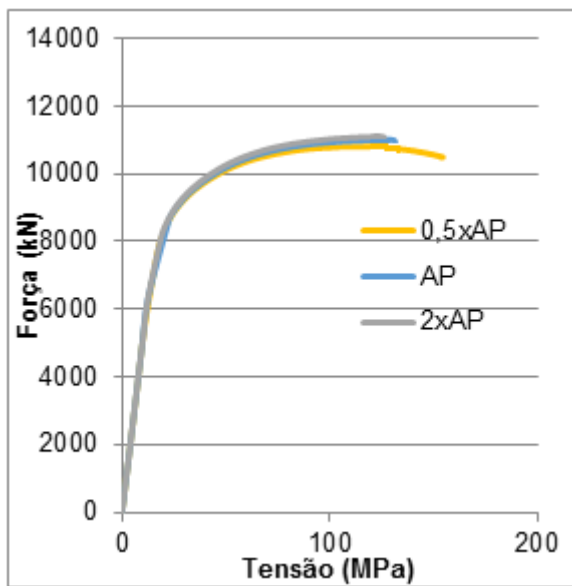


(a) Força versus Tensão de tração na armadura

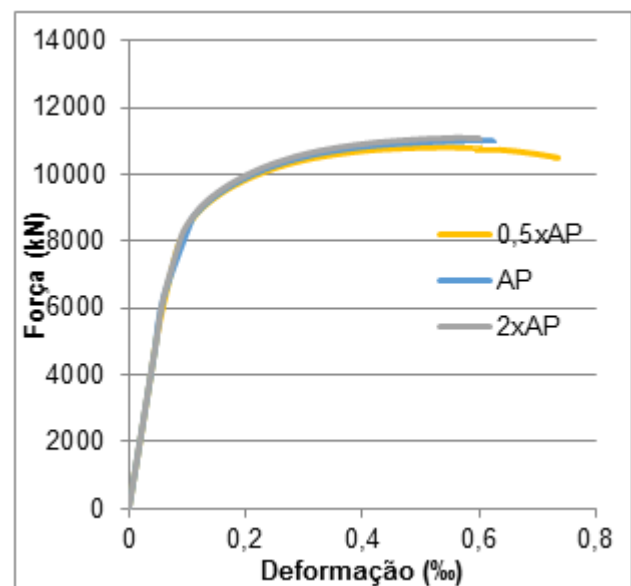


(b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 19: Bloco sobre quatro estacas (armadura sobre estaca)



(a) Força versus Tensão de tração na armadura



(b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 20: Bloco sobre quatro estacas (armadura entre estacas)

Na Figura 101, que se refere ao bloco sobre dois tubulões, é possível observar a maior solicitação das tensões nas armaduras de tração do modelo com menor taxa de armadura.

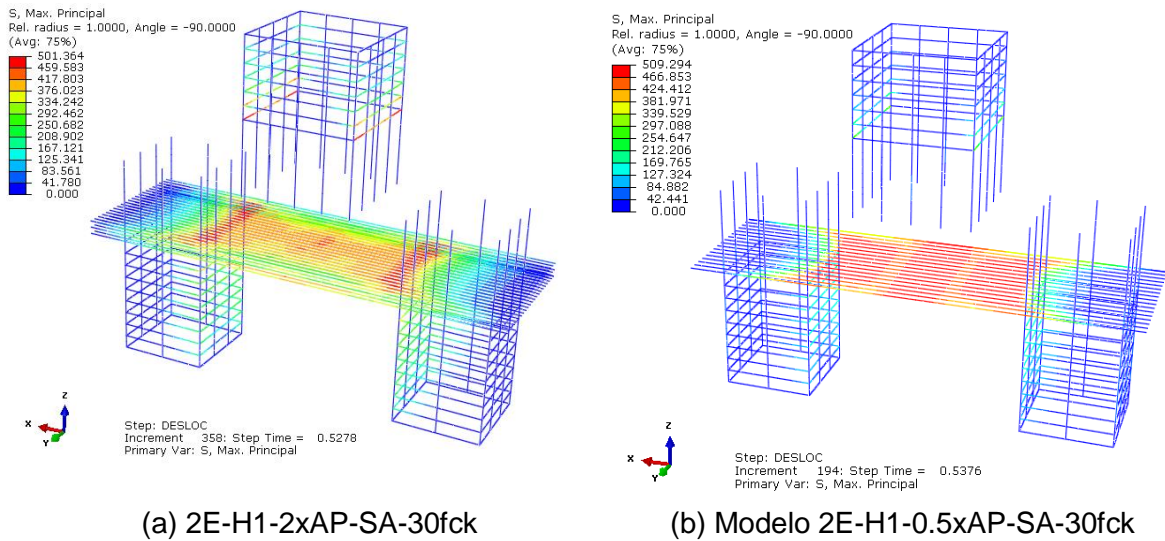


Figura 101: Tensão máxima a F_u

A Figura 102 representa a configuração de tensões máximas das armaduras dos blocos sobre quatro estacas. A Figura 102 (a) apresenta o comportamento semelhante ao do modelo de referência, estando as maiores solicitações localizadas nas armaduras entre estacas. Como se pode notar na Figura 102 (b) a redução da taxa de armadura não proporcionou aumento significativo nas respectivas tensões, mas nota-se aumento de tensões nas armaduras do pilar.

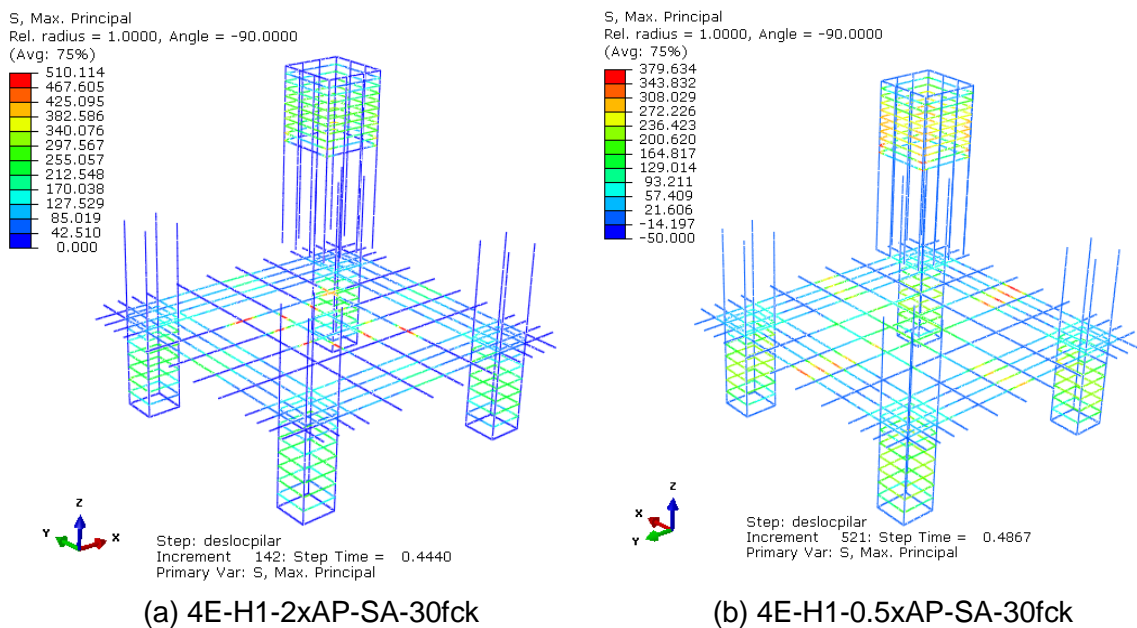
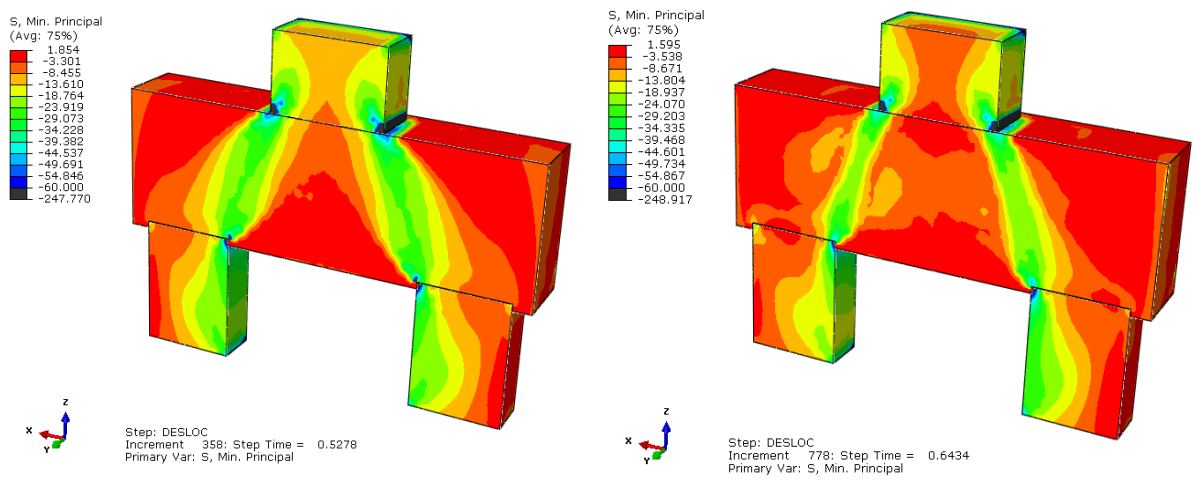


Figura 102: Tensão máxima na ruptura

6.5.3. Fluxo de tensões

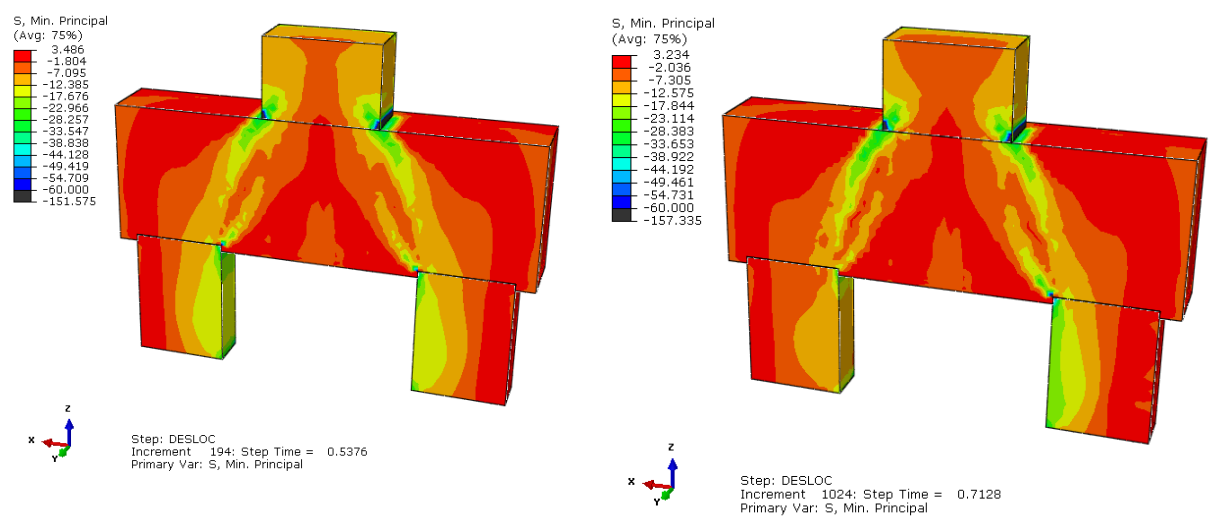
Na Figura 103 (a), que representa a configuração do fluxo de tensões na ruptura, não é claro a região em que a ruptura ocorreu, entretanto, analisando a Figura 103 (b), que representa o fluxo de tensões após a ruptura, observa-se na região de contato do bloco com a estaca esquerda uma queda na transferência de tensões entre esses elementos. Na Figura 104, este comportamento também é observado, que por possuírem menor taxa de armadura há o crescimento de uma região de compressão neste ponto mais solicitado.



(a) na ruptura em 56246 kN

(b) após a ruptura em 52593 kN

Figura 103: Modelo 2E-H1-2xAP-SA-30fck

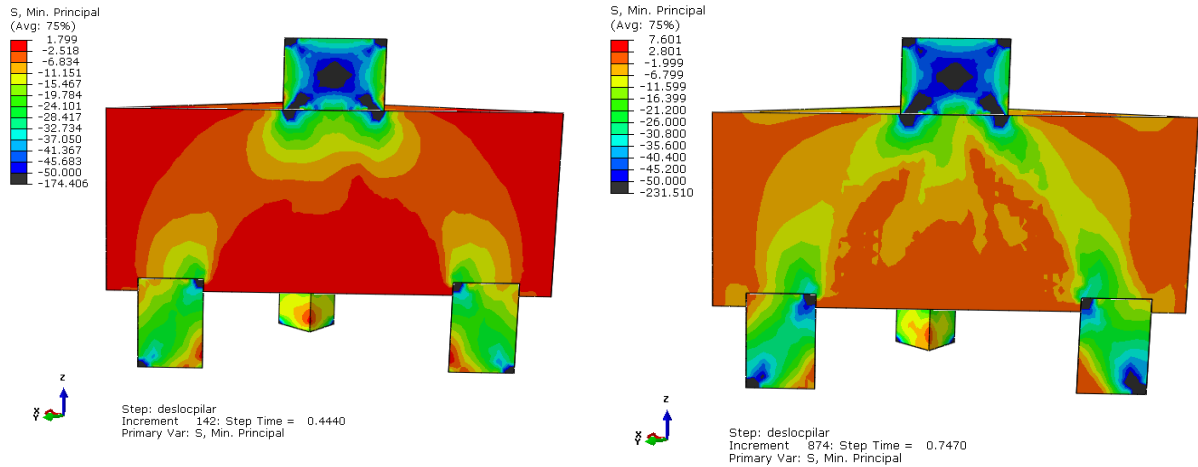


(a) na ruptura em 28700 kN

(b) após a ruptura em 25393 kN

Figura 104: Modelo 2E-H1-0,5xAP-SA-30fck

Na Figura 105 é possível ver a formação das bielas e a transferência de esforços internos de compressão entre o pilar e o bloco e o bloco e as estacas.



(a) na ruptura em 10494 kN

(b) após a ruptura em 10507 kN

Figura 105: Modelo 4E-H1-2xAP-SA-30fck

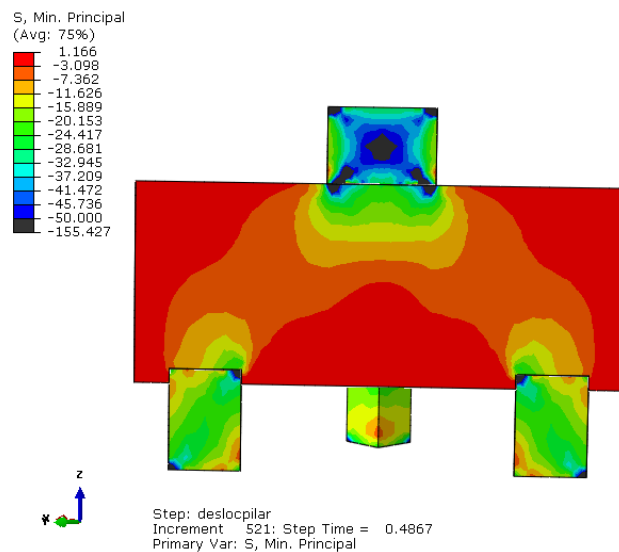


Figura 106: Modelo 4E-H1-0,5xAP-SA-30fck
após a ruptura em mm.

6.6. Influência da resistência do concreto

Neste item é apresentada a influência que a variação da resistência do concreto leva ao comportamento estrutural dos blocos sobre duas e quatro estacas.

Dois modelos com valores de resistências diferente, o primeiro com 20 MPa e o segundo com 40 Mpa, foram comparados o modelo de referência com

6.6.1. Capacidade resistente dos blocos

O Gráfico 21 apresenta as curvas força *versus* deslocamento dos blocos analisados referentes à variação da resistência do concreto. Percebe-se que a força resistente é proporcional à resistência do concreto utilizado. Em relação aos deslocamentos, a variação deste parâmetro não mostrou diferenças significativas, mostrando as rupturas em deslocamentos muito aproximados, o que confirma que, independentemente da variação da resistência do concreto, as deformações dão-se na mesma ordem de grandeza.

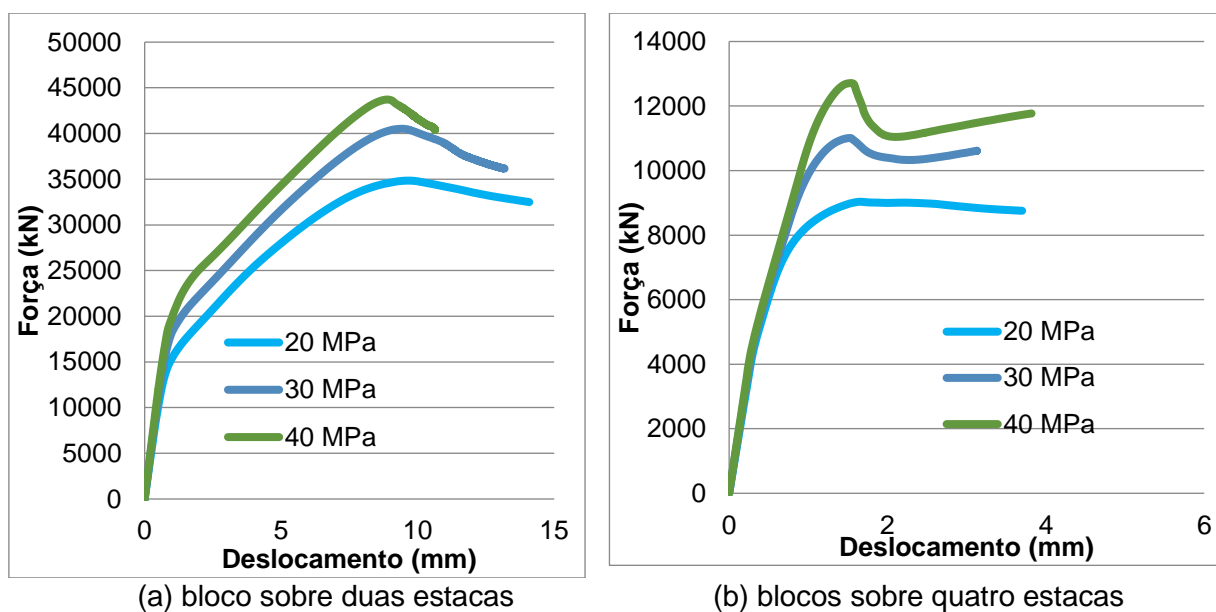
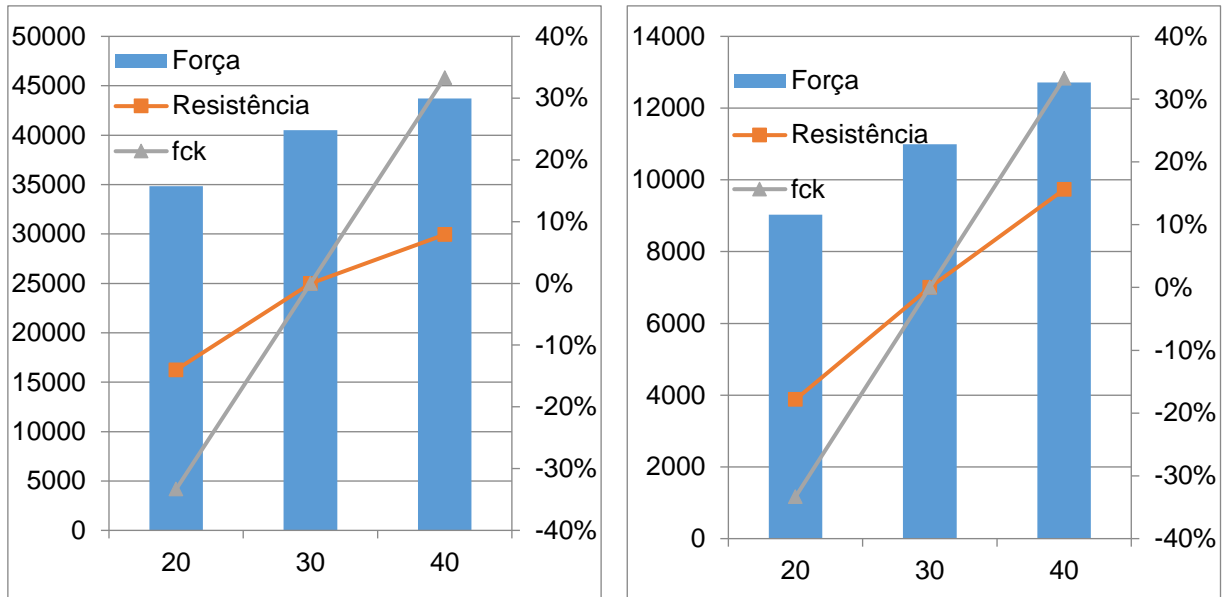


Gráfico 21: Força *versus* Deslocamento (Modelos 1, 5 e 6)

Conforme o Gráfico 22, se pode ver que o bloco sobre quatro estacas é mais sensível ao aumento da resistência do concreto do que o bloco sobre dois tubulões. Assim vê-se que não é para qualquer tipo de bloco que o simples aumento da resistência do concreto leva ao aumento a capacidade resistente de um bloco.



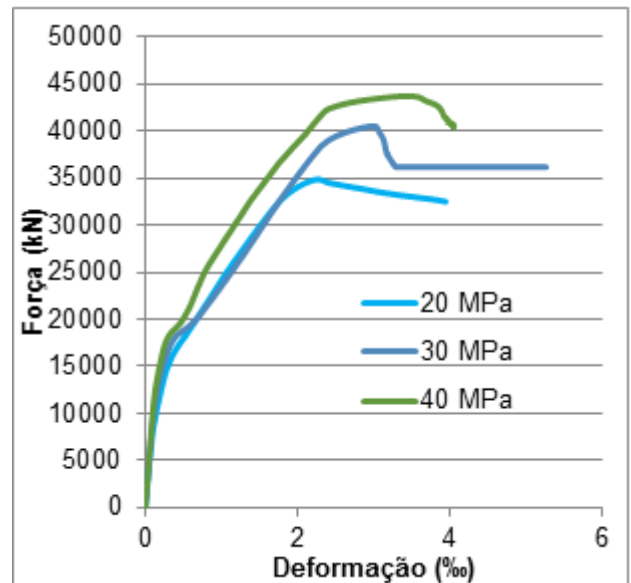
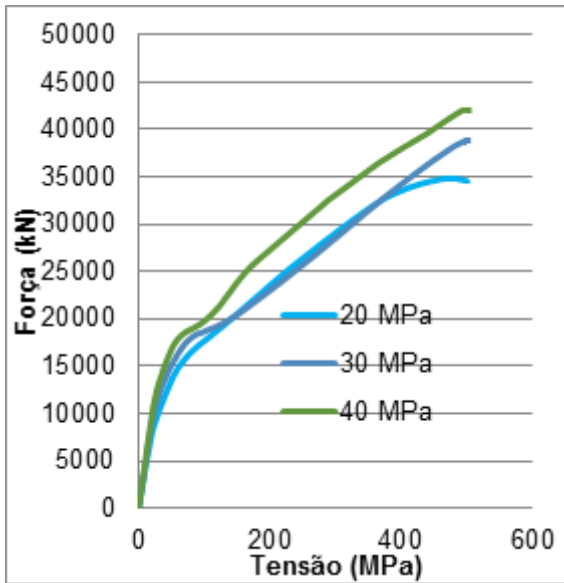
(a) bloco sobre dois tubulões

(b) blocos sobre quatro estacas

Gráfico 22: Relação entre a resistência dos blocos em função da resistência do concreto, junto com a variação percentual da capacidade resistente e da resistência do concreto em relação ao bloco de referência.

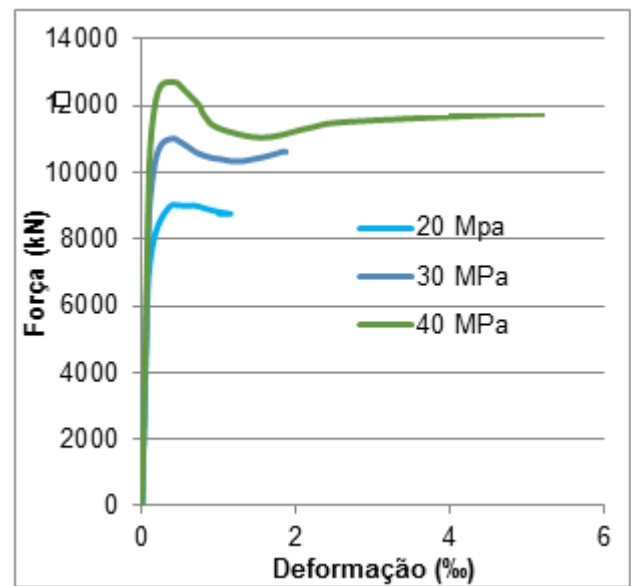
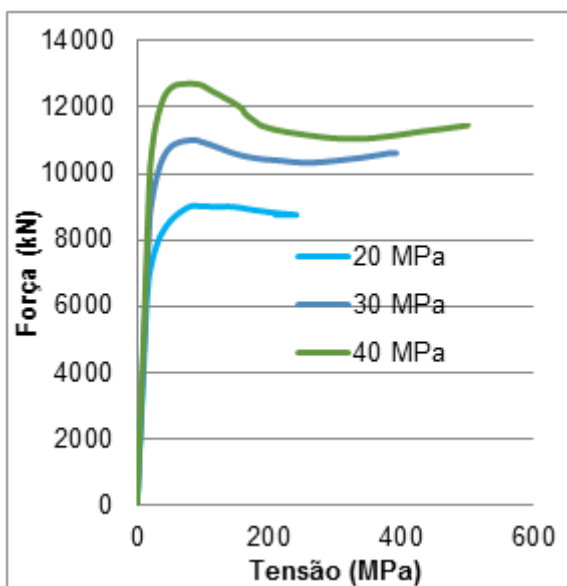
6.6.2. Distribuição de tensões e deformações das armaduras

A observação dos gráficos dos Gráfico 23, Gráfico 24 e Gráfico 25 constata que o aumento de resistência do concreto traduz-se em maior contribuição do aço das armaduras, principalmente no bloco sobre quatro estacas.



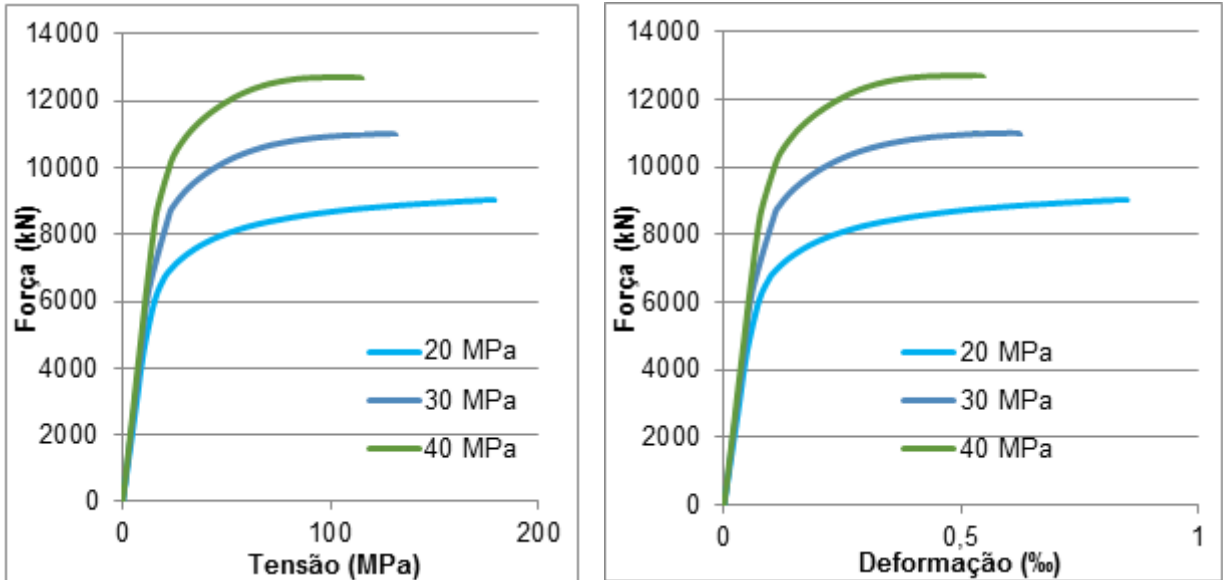
(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura.

Gráfico 23: Bloco sobre dois tubulões



(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

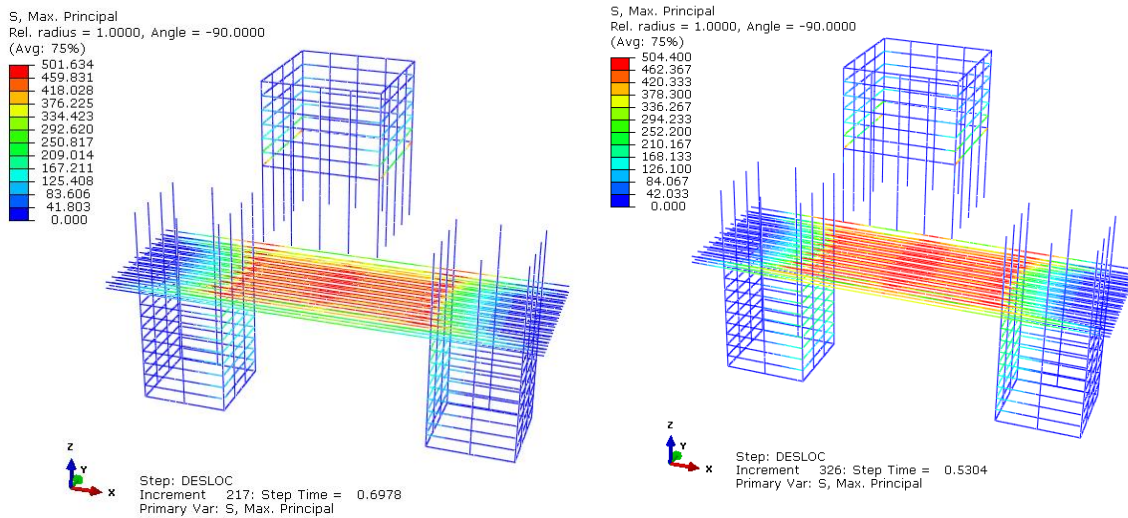
Gráfico 24: Bloco sobre quatro estacas (armadura sobre estaca)



(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 25: Bloco sobre quatro estacas (armadura entre estacas)

Como pode ser visto nas Figura 107 e Figura 108 corroboram o que foi dito acima, ou seja, maiores resistências do concreto levam a maiores tensões nas armaduras.



(a) 2E-H1-AP-SA-20fck

(b) 2E-H1-AP-SA-40fck

Figura 107: Tensão máxima na ruptura bloco sobre dois tubulões

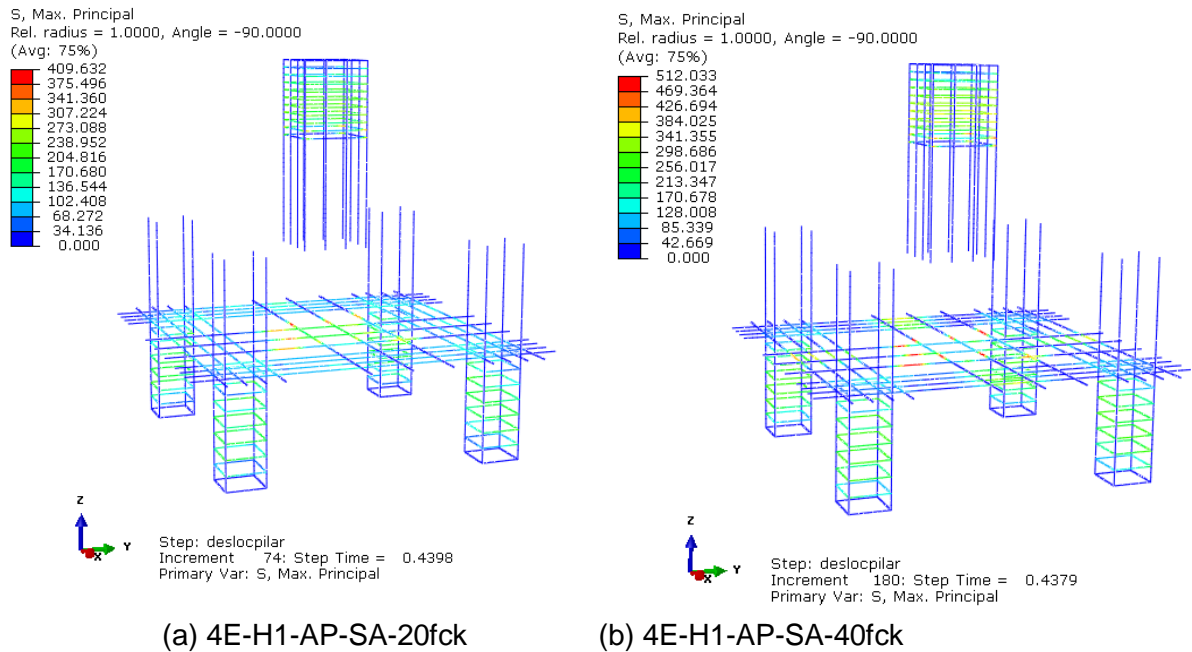


Figura 108: Tensão máxima na ruptura bloco sobre quatro estacas

6.6.3. Fluxo de tensões

No bloco sobre dois tubulões, para o modelo de bloco analisado com menor resistência do concreto (v. Figura 109) não foi possível visualizar nas bielas onde ocorreu a ruptura do concreto. Diferentemente, no modelo com maior resistência, na Figura 110 é possível observar o esmagamento das bielas na região próxima do contato entre o bloco e a estacas e a redução na distribuição de tensões entre esses elementos estruturais.

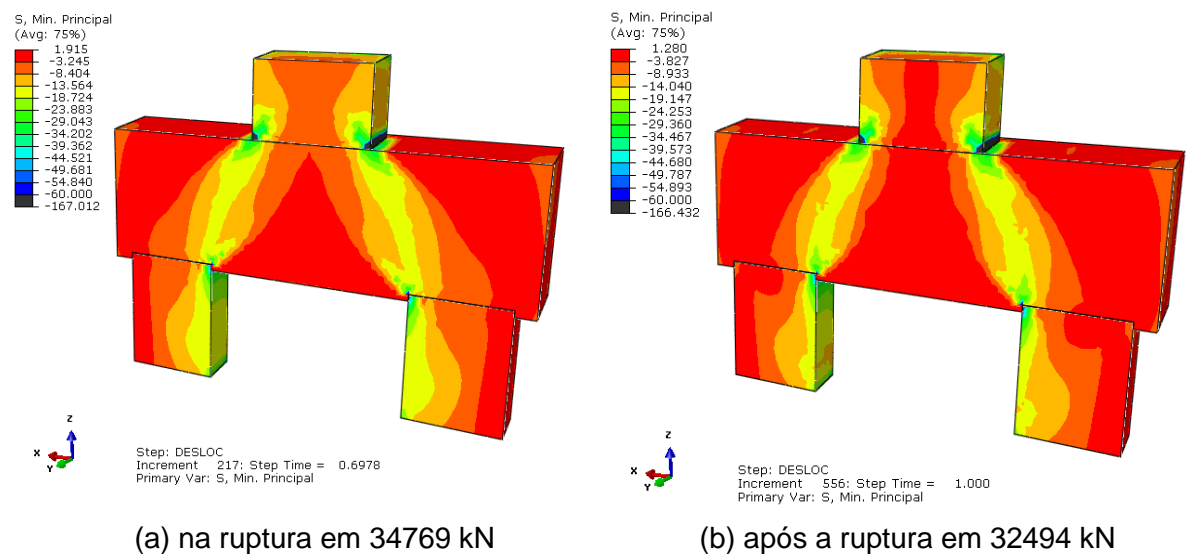
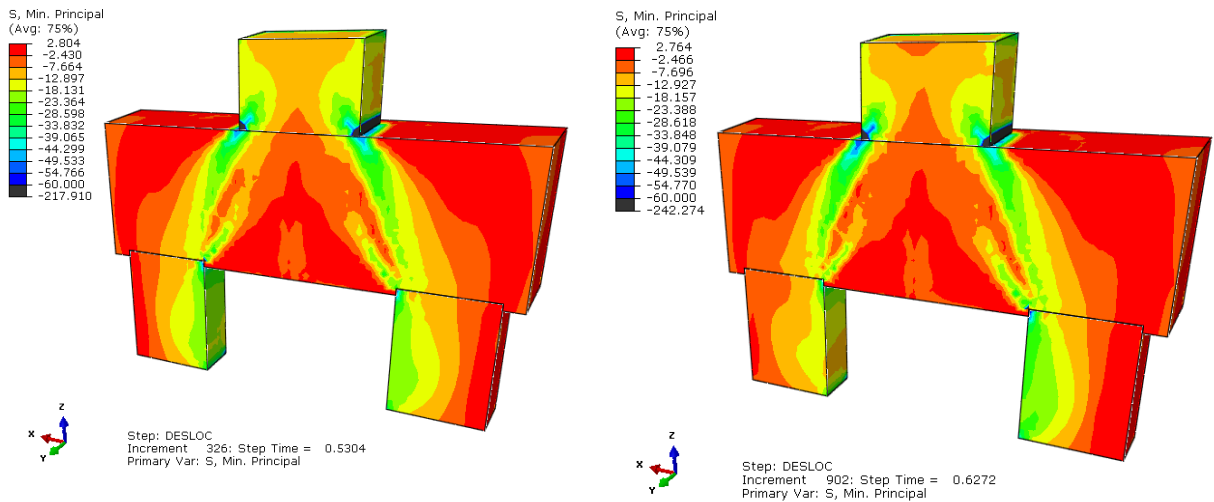


Figura 109: Modelo 2E-H1-AP-SA-20fck

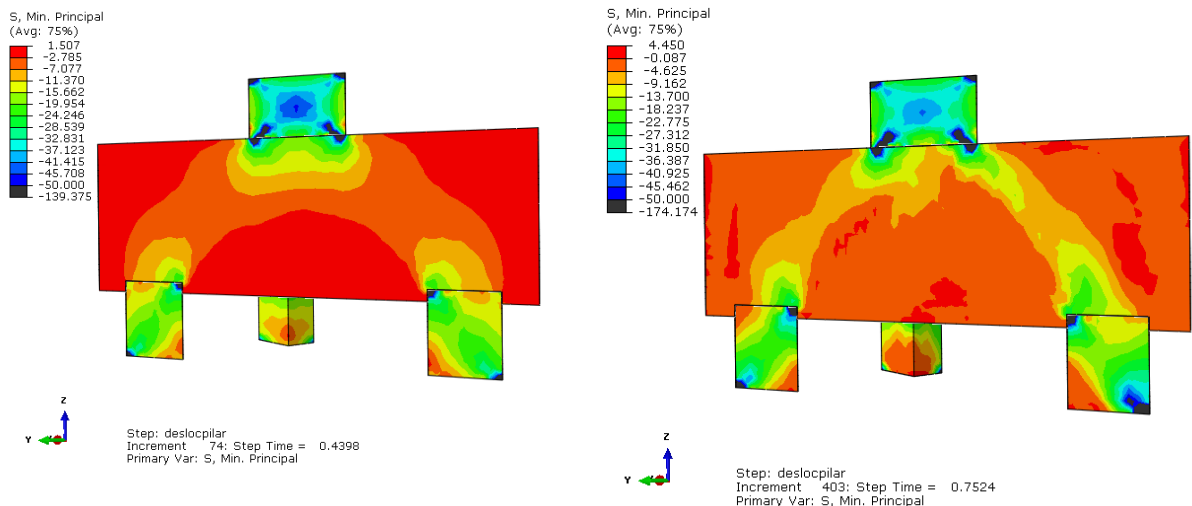


(a) na ruptura em 34845 kN

(b) após a ruptura em 40390 kN

Figura 110: Modelo 2E-H1-AP-SA-40fck

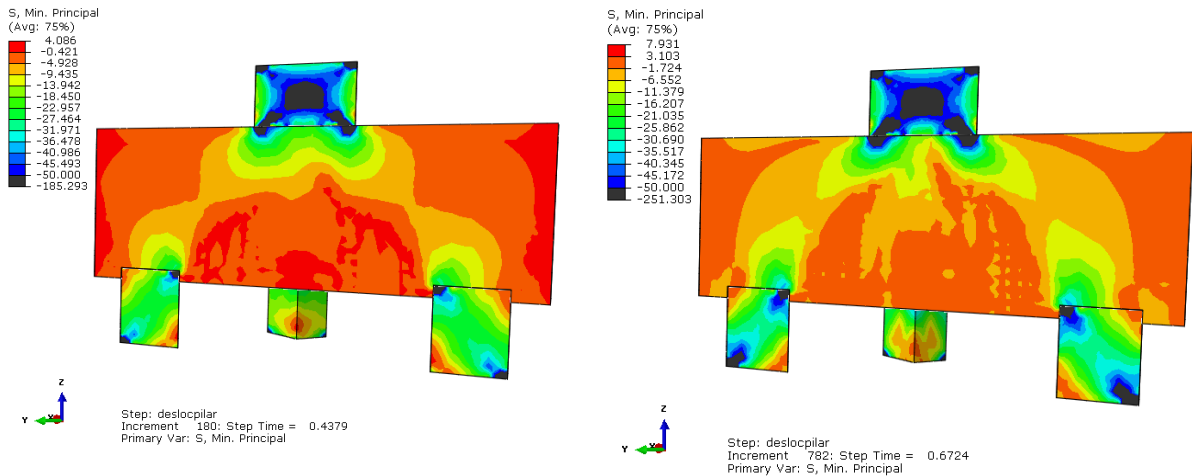
No bloco sobre quatro estacas, o modelo com menor resistência do concreto (v. Figura 111) apresentou uma configuração de bielas mais definida na ruptura que a do bloco analisado com maior resistência (v. Figura 112) que apresentou na ruptura uma configuração mais distorcida das bielas.



(a) na ruptura 9032 kN

(b) após a ruptura em 8754 kN

Figura 111: Modelo 4E-H1-AP-SA-20fck



(a) na ruptura em 11063 kN

(b) após a ruptura em 11780 kN

Figura 112: Modelo 4E-H1-AP-SA-40fck

6.7. Influência da ancoragem

Neste item avalia-se a efetividade da ancoragem das armaduras de tração. Para tal foram comparadas as armaduras dispostas sobre as estacas que finalizam na parte lateral do bloco com outras que sobem pela face do bloco até o topo, aumentando o comprimento de ancoragem.

É utilizada a sigla AS, referindo ao bloco analisado numericamente sem ancoragem, e CA, aos blocos modelados com a utilização deste parâmetro.

6.7.1. Capacidade resistente dos blocos

Como pode ser visto no Gráfico 26, a utilização de ancoragem não apresentou mudanças expressivas na capacidade resistente nos blocos sobre dois tubulões e sobre quatro estacas.

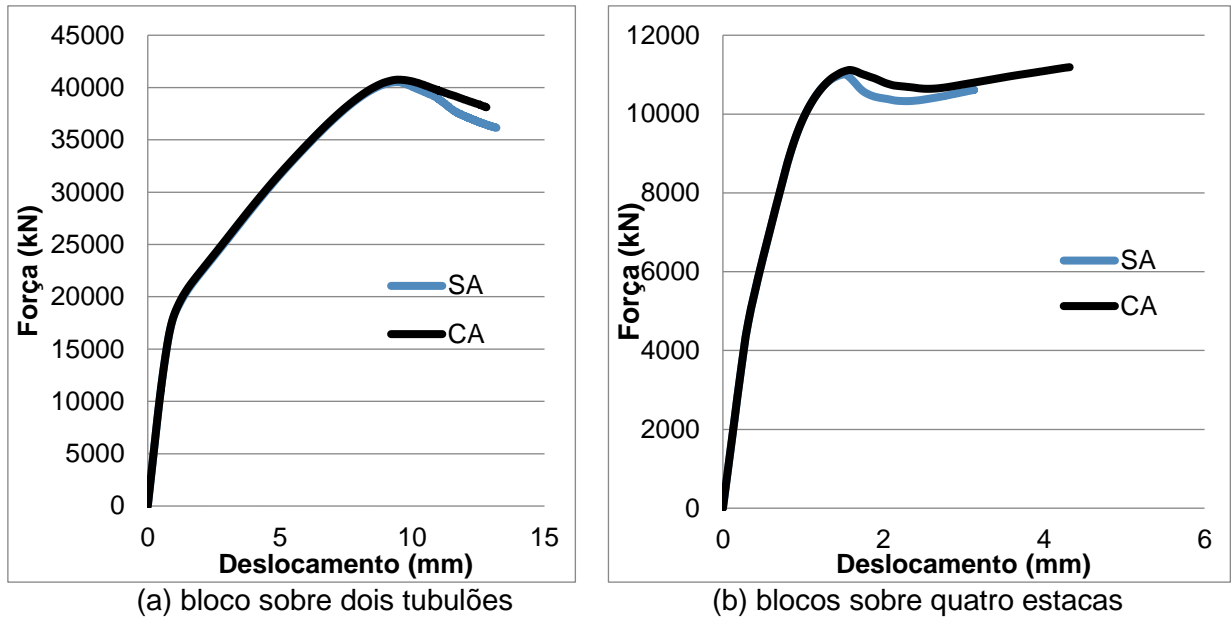
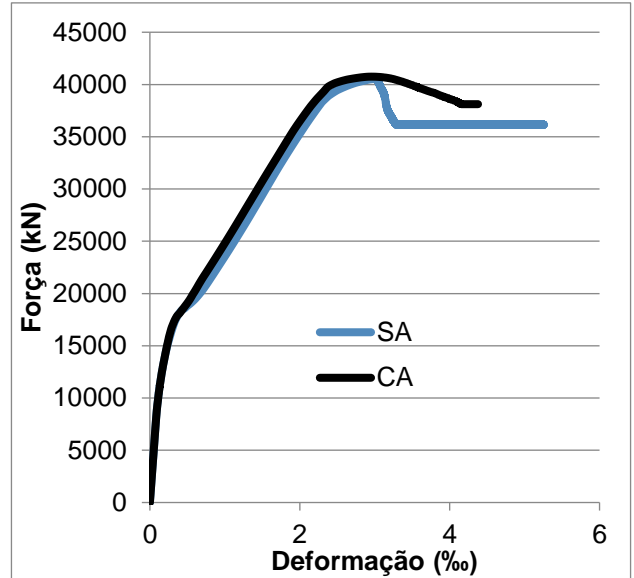
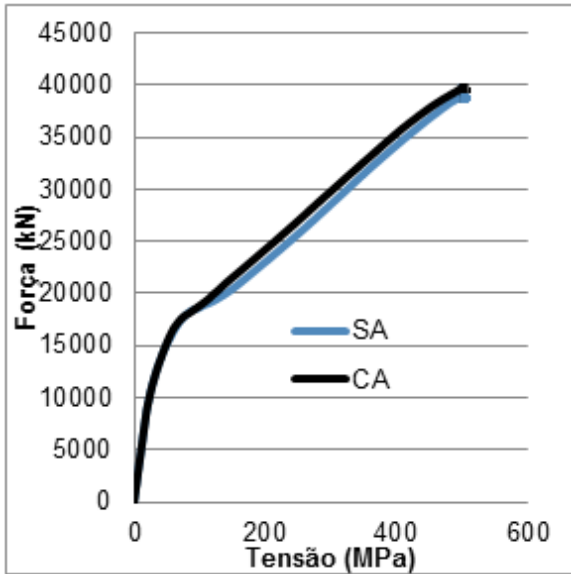


Gráfico 26: Força (kN) versus Deslocamento (mm) (Modelos 1 e 7)

6.7.2. Distribuição de tensões e deformações das armaduras

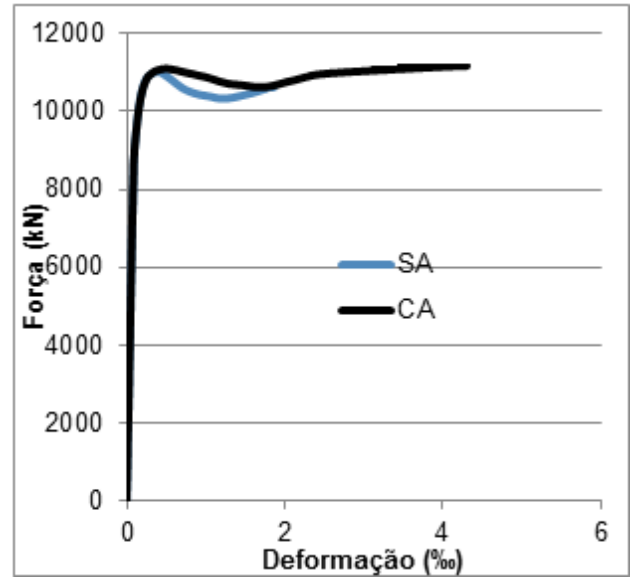
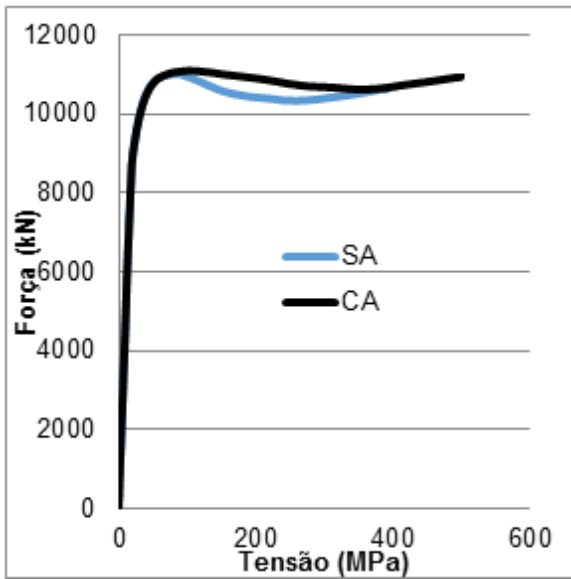
Como relatado na revisão bibliográfica, tanto Mautoni (1972) como Delalibera (2006) analisaram e concluíram que a inclusão de ganchos de ancoragem não influencia a capacidade resistente do bloco e que o trecho de ancoragem reta, contado a partir da face interna da estaca, era o bastante para ancorar a armadura de tração, por causa do efeito benéfico de compressão das bielas. Neste estudo os ganchos foram omitidos no projeto, mas as barras foram prolongadas após a dobra até o topo do bloco com o objetivo evitar fissuração, conforme preconiza (Thomaz e Carneiro, 2016) no item 3.10.

Essas considerações se mostram presentes nas análises numéricas desta pesquisa, onde se pode observar nos Gráfico 27, a Gráfico 29 a semelhança no comportamento nas armaduras.



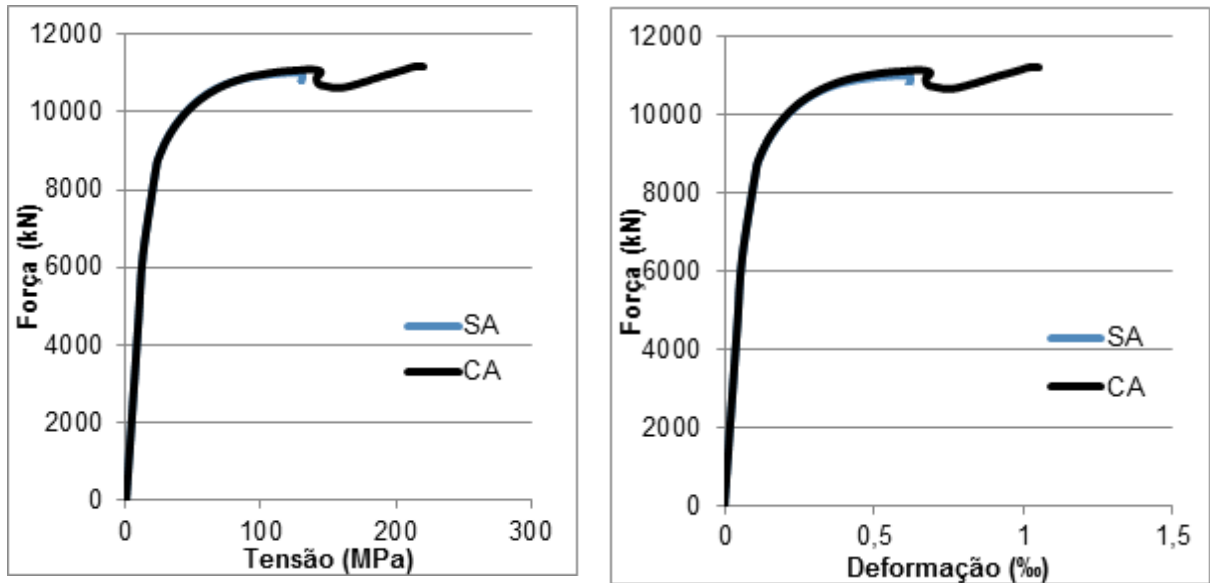
(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 27: Bloco sobre dois tubulões



(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

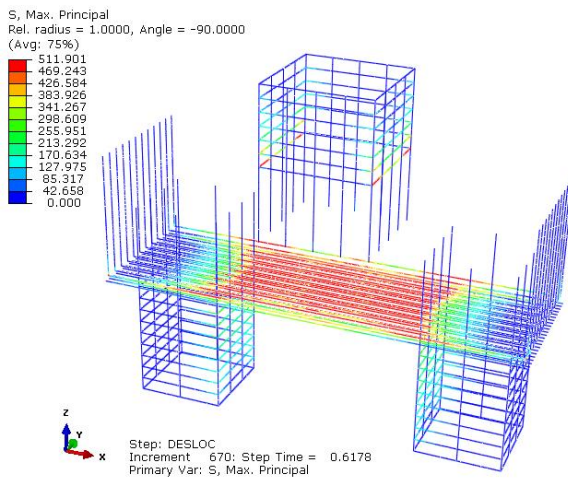
Gráfico 28: Bloco sobre quatro estacas (armadura sobre estaca)



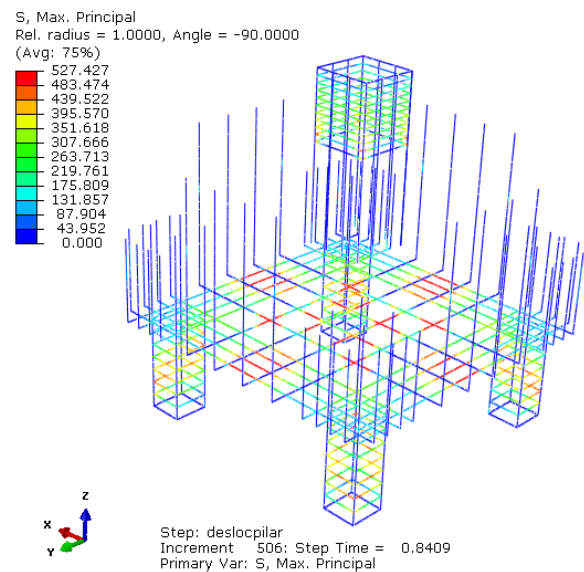
(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 29: Bloco sobre quatro estacas (armadura entre estacas)

Como pode ser observado na Figura 113, as ancoragens não apresentaram valores de tensão máxima ao longo de seu comprimento, ou seja, não foram solicitadas nas regiões que estão localizadas as ancoragens. Nos dois tipos de blocos, percebem-se maiores tensões das armaduras principais no meio do bloco, sendo reduzidas sobre as estacas, região de apoio das bielas.



(a) 2E-H1-AP-CA-30fck

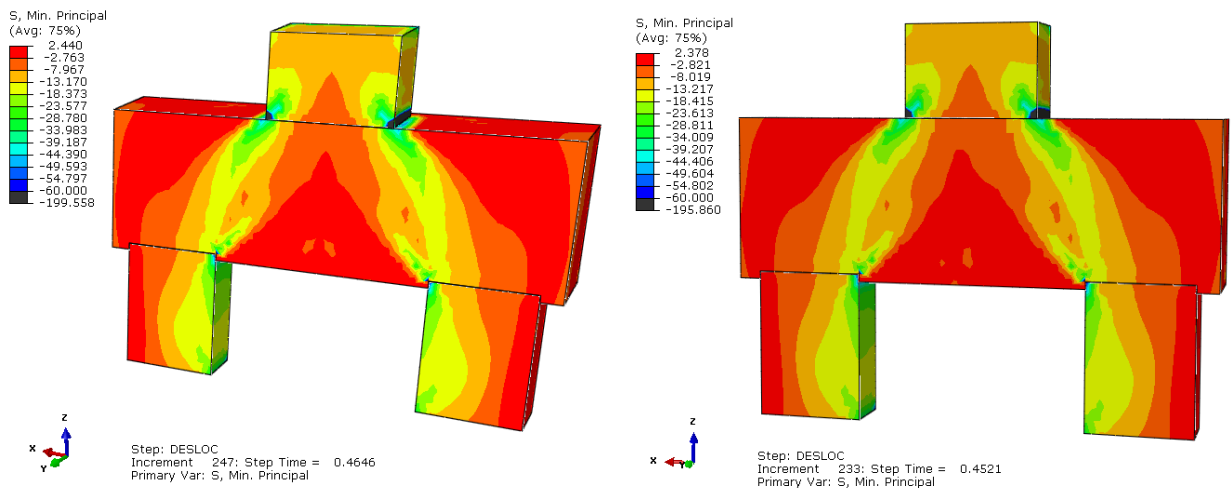


(b) 2E-H1-AP-CA-30fck

Figura 113: Tensão máxima após ruptura

6.7.3. Fluxo de tensões

Na Figura 114 é possível observar que não houve mudanças significativas no fluxo de tensões comparadas ao modelo de referência. É possível observar o trecho de compressão que “sobe” no ponto de contato entre a estaca e o bloco, entretanto não é possível visualizar a ruptura brusca nas tensões.



(a) 2E-H1-AP-CA-30fck

(b) 2E-H1-AP-SA-30fck (modelo de referência)

Figura 114: Configuração do fluxo de tensões em F_u

O modelo sobre quatro estacas mostrado na Figura 115 também não apresenta mudanças significativas em relação ao bloco de modelo de referência. O uso de ancoragem não traz mudanças significativas no comportamento do bloco, em termos de fluxo de compressão.

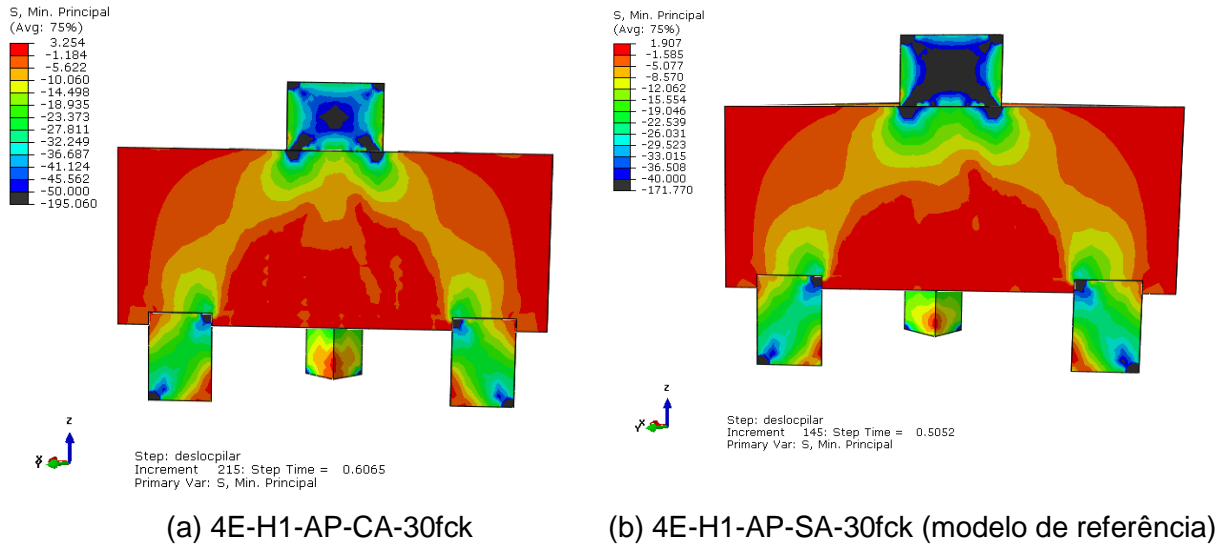


Figura 115: Configuração do fluxo de tensões em F_u

6.8. Influência da altura do bloco

Neste item é mostrada a análise da influência da altura do bloco no comportamento estrutural dos modelos de blocos sobre duas e quatro estacas. Foram consideradas três alturas diferentes para cada estudo de caso, cujos valores foram determinados através da inclinação da biela pela metodologia de Blévoit e Frémy (1967) e mostrado no item 5.3.8. Os valores dos ângulos de inclinação das bielas testados estão indicados na Tabela 6, onde é possível verificar que foram avaliados os valores limites inferior e superior do intervalo proposto de 45° e 55° .

6.8.1. Capacidade resistente dos blocos

Os Gráfico 30 (a) e Gráfico 30 (b) mostram o comportamento estrutural dos modelos quando variada a altura do bloco em termos da curva força (em kN) *versus* de deslocamento (em mm). A análise desses gráficos indica que o aumento da altura do bloco leva ao aumento da sua capacidade resistente, em ambos os blocos.

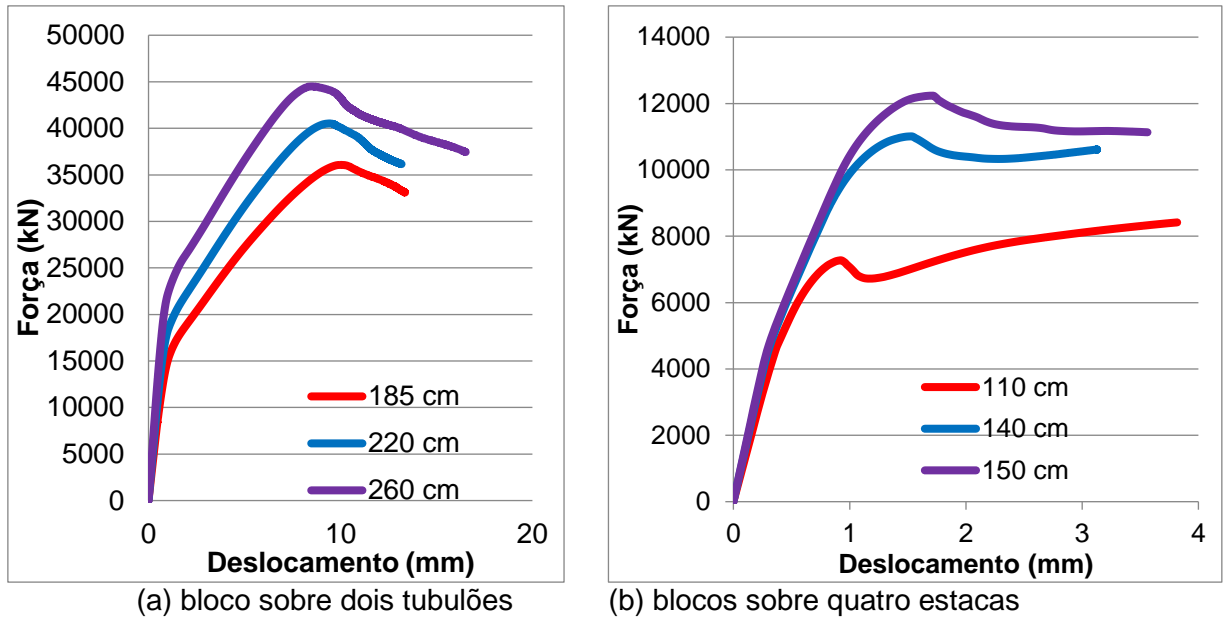
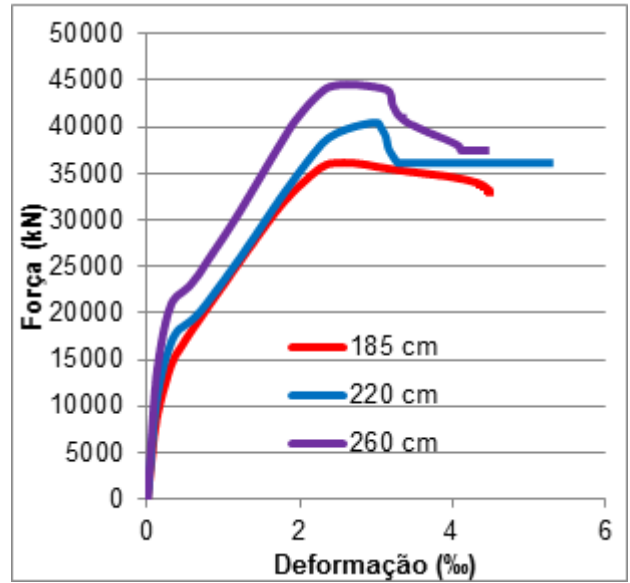
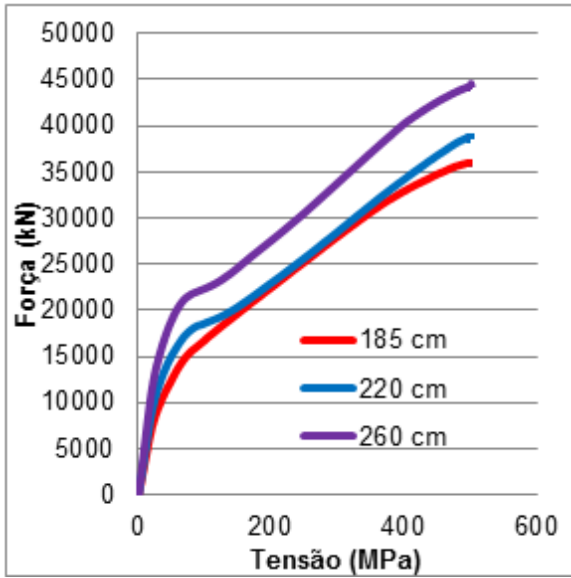


Gráfico 30: Força *versus* Deslocamento (Modelos 1, 8 e 9)

6.8.2. Distribuição de tensões e deformações das armaduras

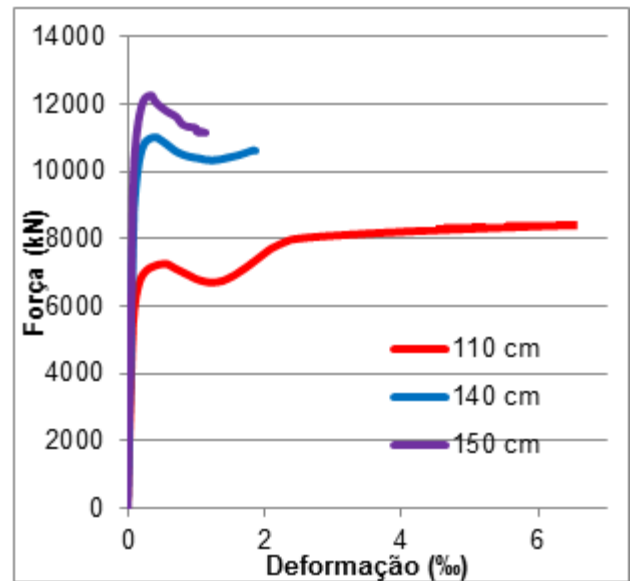
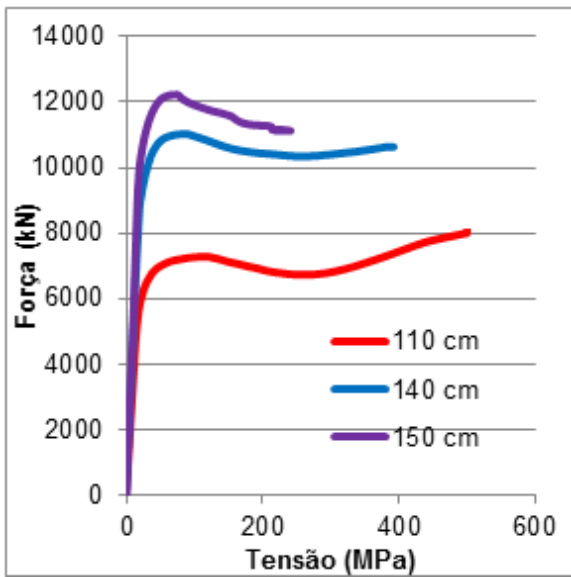
O Gráfico 31, que avalia as tensões e deformações para diferentes alturas dos blocos sobre dois tubulões, indica que a diminuição da altura pode levar a valores mais altos de tensões e deformações nas armaduras.

Nos Gráfico 32 e 33, referentes às tensões e deformações das armaduras do bloco sobre quatro estacas, verificou-se o mesmo comportamento, ou seja, a diminuição da inclinação da biela traduz-se em maior solicitação das armaduras.



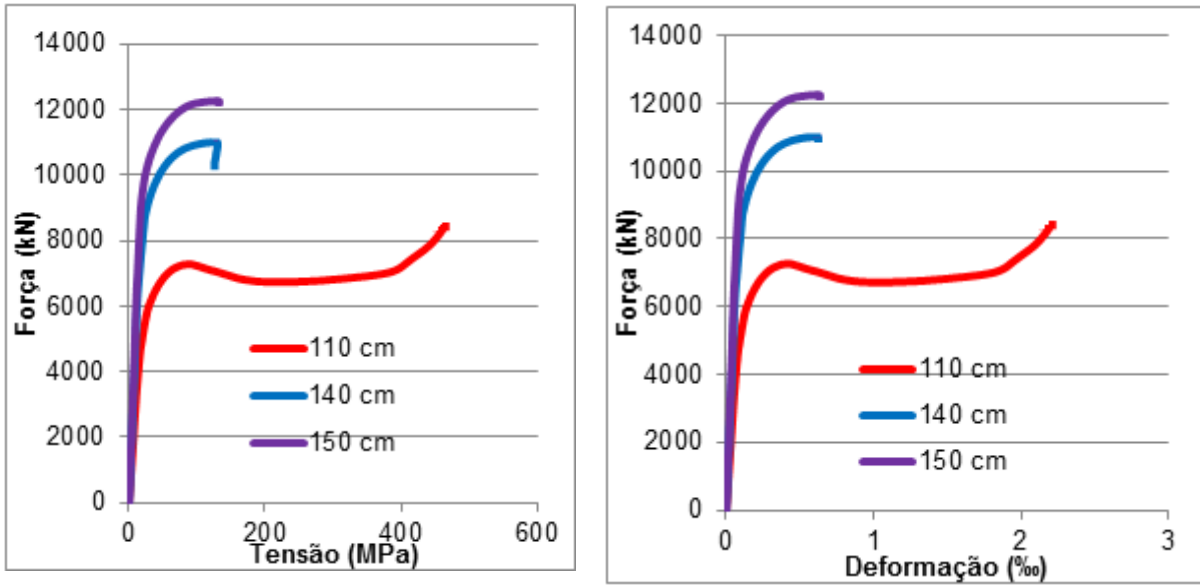
(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 31: Bloco sobre dois tubulões



(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

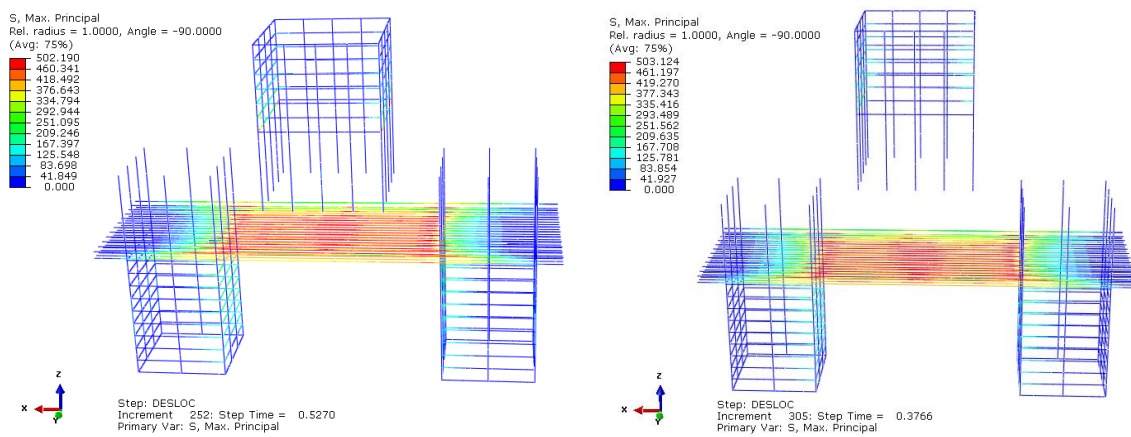
Gráfico 32: Bloco sobre quatro estacas (armadura sobre estaca)



(a) Força versus Tensão de tração na armadura (b) Força versus Deformação máxima na armadura

Gráfico 33: Bloco sobre quatro estacas (armadura entre estacas)

Como pode ser visto na Figura 116, tanto o bloco com menor altura quanto o de maior altura, para 36065 kN e 44492 kN, respectivamente, apresentaram tensão na armadura próxima a de escoamento, o que não ocorreu nos blocos sobre quatro estacas, conforme mostra a Figura 117.



(a) 2E-H2-AP-SA-30fck

(b) 2E-H3-AP-SA-30fck

Figura 116: Tensão máxima na ruptura

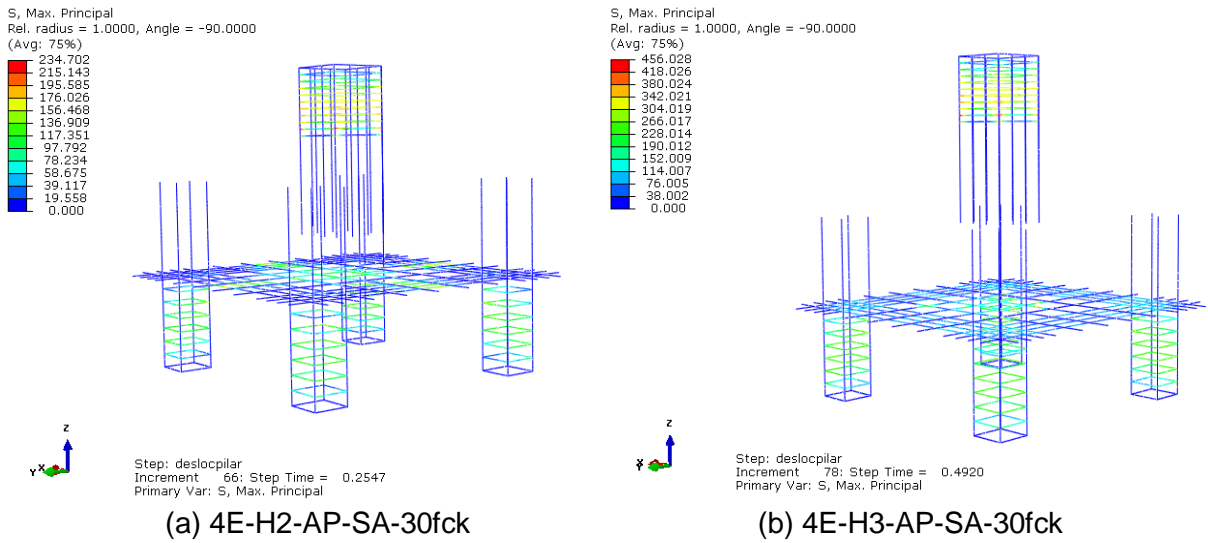


Figura 117: Tensão máxima na ruptura

6.8.3. Fluxo de tensões

Nos modelos dos blocos sobre dois tubulões, o bloco com menor altura (v. Figura 118), apresenta uma ruptura menos brusca e menos evidente que a do bloco com maior altura (Figura 119), incluindo a ruptura em um estágio de carregamento menor, como pode ser visto no Gráfico 31 (a).

Os resultados corroboram a teoria clássica de blocos rígidos que refere que o aumento da altura do bloco leva à maior capacidade resistente das bielas, aliviando as armaduras.

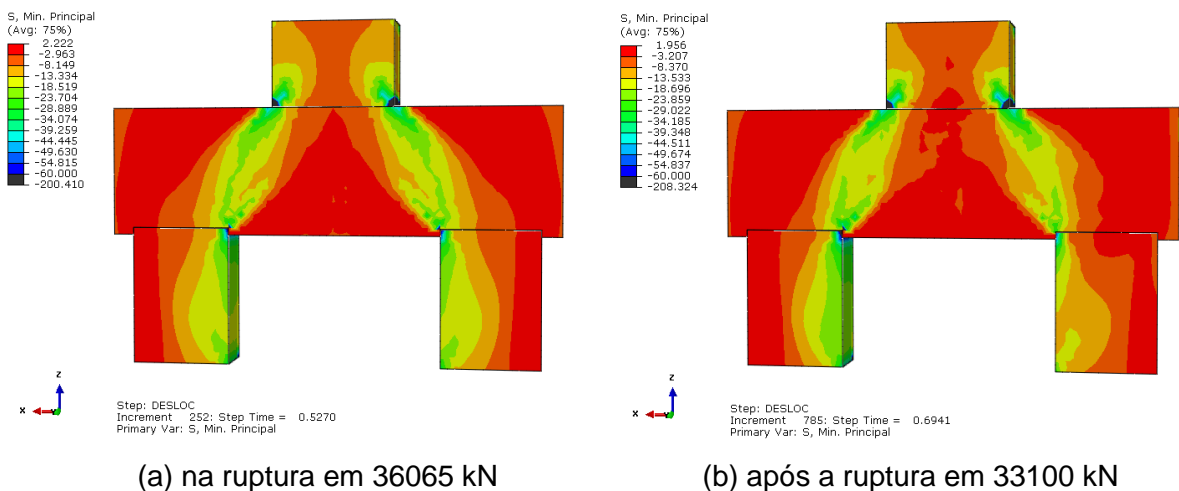


Figura 118: Modelo 2E-H2-AP-SA-30fck

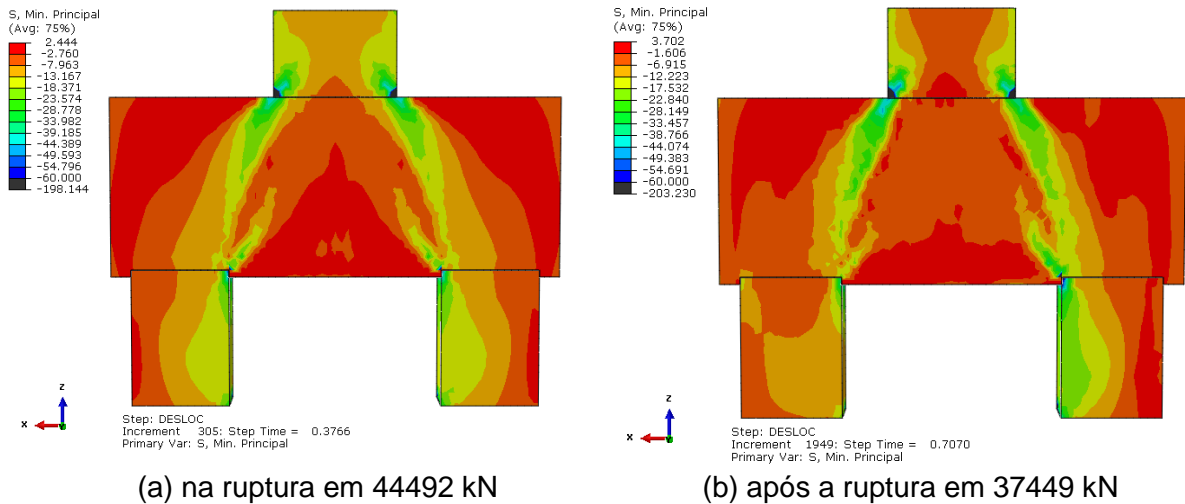


Figura 119: Modelo 2E-H3-AP-SA-30fck

No caso de blocos sobre quatro estacas como, na Figura 120 (a) e Figura 121 (a), o bloco com maior altura possui as bielas mais “espraiadas” próximo à ruptura devido a maior inclinação da biela. Entretanto após a ruptura, como pode ser observado na Figura 121 (b), ocorre à expansão expressiva e brusca das tensões nas bielas no modelo com maior altura. Percebe-se a queda na transferência de tensões internas de compressão entre o pilar e o bloco.

Assim como o modelo de referência, se supõe que ambos os modelos romperam por alongamento excessivo da armadura entre estacas.

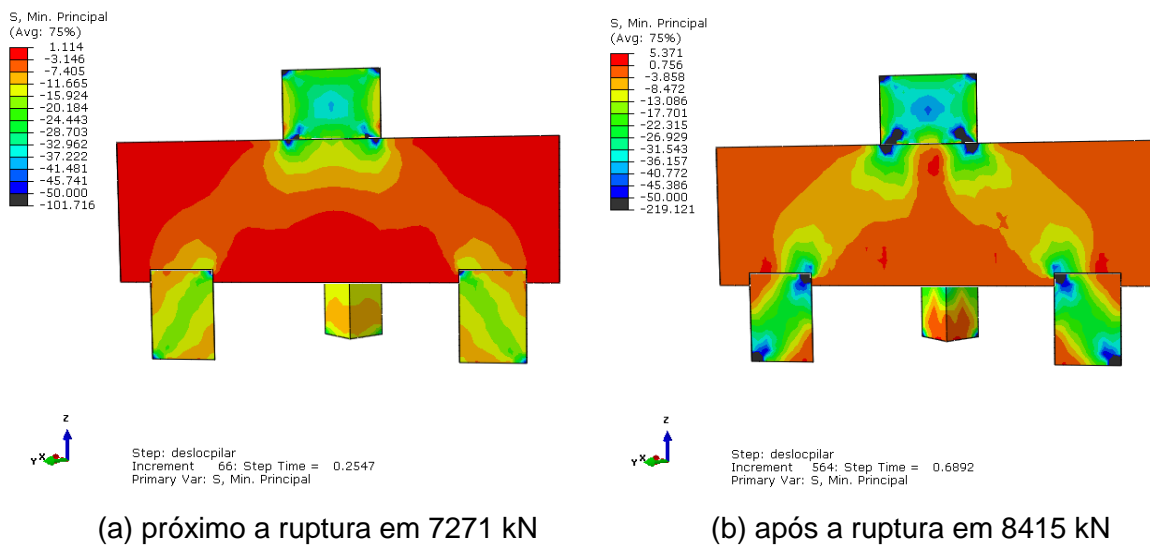
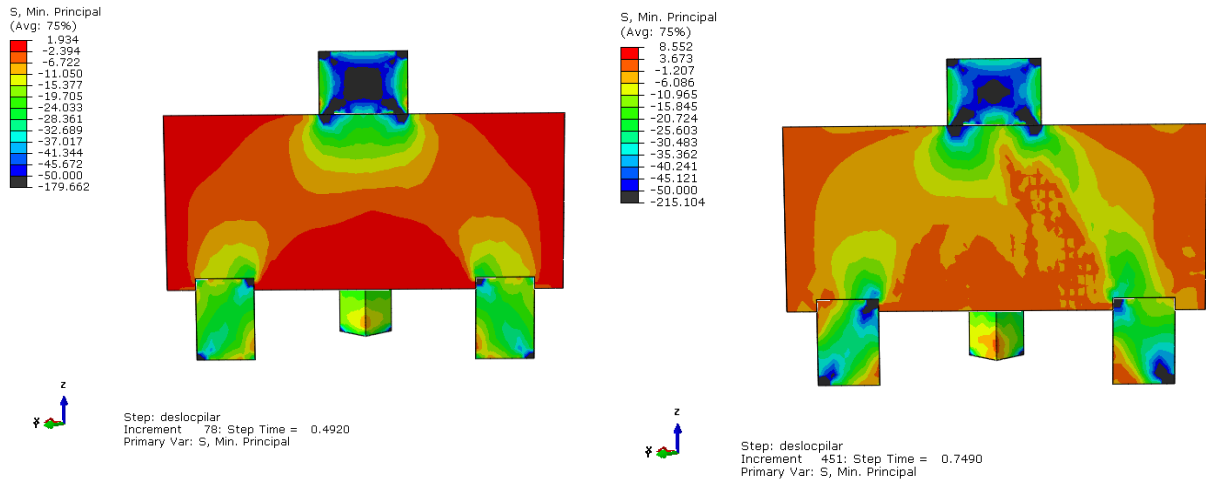


Figura 120: Modelo 4E-H2-AP-SA-30fck



(a) na ruptura em 12234 kN

(b) após a ruptura em 11132 kN

Figura 121: Modelo 4E-H3-AP-SA-30fck

6.9. Considerações Finais

As Tabela 11 e Tabela 12 mostram resumidamente os resultados extraídos do programa ABAQUS dos modelos na ruptura. Os valores de deformação e a tensão na armadura foram obtidos através dos pontos referenciados no item 6.1, enquanto os valores de deslocamento foram obtidos através de um ponto no centro do fundo do bloco.

Tabela 11: Resumo dos resultados dos modelos de blocos sobre dois tubulões

nº	Modelo	Força (kN)	Desloc. (mm)	Defor. (‰)	Tensão (MPa)
1	2E-H1-AP-SA-30fck	40518	9,4	3,10	478,53
2	2E-H1-AS-SA-30fck	57010	14,2	13,74	480,56
3	2E-H1-2AP-SA-30fck	56246	11,8	2,57	476,20
4	2E-H1-0.5AP-SA-30fck	28700	7,6	3,09	482,46
5	2E-H1-AP-SA-20fck	34845	9,7	2,11	478,55
6	2E-H1-AP-SA-40fck	43720	8,9	3,45	475,81
7	2E-H1-AP-CA-30fck	40749	9,5	2,89	481,64
8	2E-H2-AP-SA-30fck	36065	10	2,34	476,37
9	2E-H3-AP-SA-30fck	44492	8,5	2,32	482,30

Tabela 12: Resumo dos resultados dos modelos de blocos sobre quatro estacas.

nº	Modelo	Força (kN)	Desloc. (mm)	Armadura sobre estacas		Armadura entre estacas	
				Defor. (‰)	Tensão (MPa)	Defor. (‰)	Tensão (MPa)
1	4E-H1-AP-SA-30fck	11008	1,53	1,81	375,47	0,61	128,43
2	4E-H1-AS-SA-30fck	11335	1,58	1,80	384,02	0,59	125,11
3	4E-H1-2AP-SA-30fck	11100	1,52	1,31	275,71	0,58	123,59
4	4E-H1-0.5AP-SA-30fck	10806	1,44	1,17	246,27	0,71	150,93
5	4E-H1-AP-SA-20fck	9033	1,69	1,09	232,98	0,82	175,42
6	4E-H1-AP-SA-40fck	12712	1,54	5,12	483,63	0,52	110,32
7	4E-H1-AP-CA-30fck	11118	1,57	4,17	478,89	1,07	220,98
8	4E-H2-AP-SA-30fck	7271	0,93	6,22	480,64	2,14	450,58
9	4E-H3-AP-SA-30fck	12234	1,70	1,10	235,43	0,62	134,01

CONCLUSÃO

Primeiramente antes de qualquer conclusão sobre o comportamento dos blocos analisados, faz-se necessário o esclarecimento de alguns pontos observados na elaboração desta pesquisa.

Nas análises foram observadas concentrações de tensões e deformações na região de contato entre o bloco com pilar e as estacas, onde surgem concentrações de tensões não uniformes que se consideradas levariam à ruptura do bloco nestas regiões. Devido a este ponto observado, os critérios de Fusco (1995) e Montoya (2001) que sugerem uma distância abaixo do contato pilar-bloco para a consideração das tensões limites atuantes nos blocos se mostram coerentes.

Modo de ruptura

Todos os blocos a exceção do modelo 2 de dois tubulões tiveram a ruptura caracterizada pelo o concreto. No modelo 2, que inclui todas as armaduras como recomenda a boa prática de projeto, no bloco de dois tubulões a ruptura foi condicionada simultaneamente pelo esgotamento da armadura de tração, acompanhada pela ruptura do concreto da biela. Isto indica que a utilização das armaduras secundárias colaborou efetivamente para o aumento da capacidade resistente.

Embora não se tenha avaliado a fissuração, pelo fluxo de tensões de compressão foi possível detectar que esta se inicia no fundo do bloco e prossegue ao longo das bielas até o pilar. As interseções do pilar e das estacas com o bloco são os pontos onde as tensões de compressão são máximas.

Influência da armadura secundária

Quanto à influência de armaduras secundárias, o bloco de dois tubulões com apenas armaduras entre estacas, modelo 1, teve ruptura caracterizada pelo concreto, na região de contato estaca-bloco. Ao se incluir as armaduras secundárias constituídas por estribos, costelas e armadura superior neste bloco, a capacidade resistente aumentou em aproximadamente 40,7% e a ruptura deu-se concomitantemente pelo aço e pelo concreto, no meio do vão. Estas observações denotam a importância da inclusão de armaduras secundárias nos blocos de duas

estacas, a fim de garantir a integridade das bielas comprimidas. Neste caso, a armadura secundária teve caráter resistente ao suspender as cargas e “costurar” as bielas. Tal fato já havia sido mencionado por Blévoit e Frémy (1967), Adebar *et al.* (1990), Delalibera (2006) e Souza e Bittercourt (2006) para limitar as tensões transversais devidas ao espraçamento das bielas em blocos bidimensionais.

A inclusão de armaduras no bloco de quatro estacas não representou aumento da capacidade resistente e o tipo de ruptura manteve-se o mesmo, ou seja, com ou sem armaduras secundárias a ruptura deu-se pelo aço das armaduras dispostas entre estacas, no meio do vão. Cabe aqui lembrar que em blocos com mais de duas estacas o concreto, devido ao estado triaxial de tensões, apresenta maiores resistências à compressão, condicionando a ruptura ao aço. Nestes blocos adotou-se uma taxa de 20% da armadura principal para ser disposta entre as estacas.

Conclui-se que as armaduras secundárias são essenciais para o combate à fissuração, todavia a sua influência na capacidade resistente está relacionada à geometria do bloco e à configuração do fluxo de tensões de compressão.

Influência da taxa de armadura

Do ponto de vista da influência da taxa de armadura no comportamento do bloco, observa-se que o bloco sobre dois tubulões mostrou-se sensível ao aumento da taxa de armadura, ou seja, houve significativo aumento da capacidade resistente. Por outro lado, o bloco sobre quatro estacas, por ser mais resistente à compressão (compressão triaxial), o aumento da taxa de armadura não proporcionou aumento da capacidade resistente.

Influência da resistência à compressão do concreto

Em relação a influência da resistência à compressão do concreto, o aumento da resistência do concreto acarretou aumento da capacidade resistente do bloco e em maiores tensões e deformações nas armaduras, nomeadamente no bloco sobre quatro estacas. Entretanto, este é um aspecto controverso, pois Ramos (2007) e Oliveira (2013) verificaram que o aumento da resistência do concreto não altera significativamente a resistência do bloco, mas Buttignol e Almeida (2013) verificaram que foi favorável.

Influência da ancoragem da armadura de tração

Quanto à influência da ancoragem da armadura de tração, observou-se que o prolongamento das armaduras dos tirantes nas faces laterais dos dois tipos de blocos, para garantir maior ancoragem, mostrou-se desnecessário, tendo em vista o efeito positivo do apoio das bielas sobre as estacas.

Buttignol e Almeida (2013) verificaram que, nas extremidades das barras de aço e nos ganchos, as tensões foram praticamente nulas e, assim como Delalibera (2006) verificaram não haver necessidade na utilização de ganchos de ancoragem em blocos.

Influência da altura do bloco

Quanto esta influência, verificou-se que o aumento da altura do bloco com consequente variação do ângulo da biela, leva a um aumento da capacidade resistente. No bloco sobre quatro estacas, foi observado que quanto menor a altura do bloco mais as armaduras dispostas entre estacas são solicitadas.

Por se tratar de uma dissertação de mestrado, foram observados ao longo da realização desta pesquisa alguns pontos que devido a variados fatores não puderam ser abordados e que se mostram relevantes para o maior conhecimento do comportamento estrutural de blocos e podem agregar a futuras pesquisas sobre o tema. Seguem algumas sugestões:

- Verificar o nível de tensões e deformações das armaduras considerando a adição de estribos e costelas nos blocos de quatro estacas.
- Modelar considerando parâmetros de danos, a fim de verificar a fissuração;
- Avaliar a proposição de um modelo de bielas e tirantes consistente, a fim de suprir deficiências da literatura técnica.
- Implementar novas pesquisas experimentais, tendo em vista o reduzido número de ensaios verificados na literatura técnica.
- Considerar a interação solo-estrutura para diferentes configurações de solo, focado em blocos sobre mais de quatro estacas.

REFERÊNCIAS

ABAQUS Inc S. ABAQUS (2014). *Analysis user's manual. 614th*.

ABAQUS Inc S. ABAQUS (2014) *Theoric guide. 614th*

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). *Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study*. ACI Structural Journal, v. 87, n.1, p. 81-92, jan./ feb.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). *Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete*. ACI Structural Journal, v. 90, n.5, p. 534-541, sep./oct.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1996). *Design of deep pile caps by strut-and-tie models*. ACI Structural Journal, v. 93, n.4, p. 437-448.

ALONSO, U. R. (1983). *Exercícios de Fundações* Ed. Edgard Blücher Ltda., São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2005). *ACI 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Farmington Hills, MI, USA.

ACI 318M-14 (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.

ARAÚJO, J. M. (2017). Reliability analysis of rigid pile caps using an iterative strut-and-tie model. *Architecture Civil Engineering Environmental*. The Silesian University of Technology. No.2/2017. 67-75.

ARAÚJO, J. M.(2016). Design of Rigid Pile Caps through an iterative Strut-and-tie Model. *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 14, 397-404. August 2016. Japan Concrete Institute

ARGYRIS, J. H.; KELSEY, S. (1956) *Energy Theorems and Structural Analysis*. Aircraft Engineering, vols. 26 e 27.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014) NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

BASTOS, P.S.S. (2017). Estruturas de concreto III, notas de aula.

BLÉVOT, J. L.; FRÉMY, R. (1967). *Semelles sur Pieux*. *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*. v. 20, n. 230, p. 223-295, févr.

BROMS C.E. (2018). *Strut-and-Tie Model for Punching Failure of Column Footings and Pile Caps*. ACI Structural Journal/May 2018

BUTTIGNOL T. E.T.; ALMEIDA L.C. (2013). Análise da resistência característica à compressão do concreto em blocos sobre três estacas. RIEM vol6. n.1

BUTTIGNOL T. E.T.; ALMEIDA L.C. (2012). Análise numérica tridimensional de blocos sobre duas estacas. Volume 5, Nº 2 p. 252-283

CALAVERA, J. R. (1991). *Calculo de estructuras de cimentacion. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC)*. 3.ed. Madrid: Torreangulo Arte Gráfico, Espanha;

CARDOSO, H. S (2014). Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (1991) EH: *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Madrid, Espanha.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2002) EH: *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Madrid, Espanha.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1993). CEB-FIP: *Model code 1990. Bulletin D'Information*, Paris, n. 203-205.

COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (1970). CEB-FIP. *Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation. Bulletin D'Information*, Paris, v. 4, n.73, p. 27-35.

CLOUGH, R. W. (1960). *The Finite Element Method in Plane Stress Analysis*. ASCE CONFERENCE ON ELECTRONIC COMPUTATION, 2.. Proceedings. p.345-378.

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

(Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DE OLIVEIRA, D. S. (2013). Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

EN 1992-1-1, *EUROCODE 2 (2004): Design of concrete structures, Part 1: general rules and rules for building*. CEN.

EN 1992-1-1; (2014). Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1:2004+A1:2014, European Committee For Standardization, Brussels, Belgium

FUSCO, P. B. (1995). Técnica de armar as estruturas de concreto. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda. ISBN 85-7266-057-7.

HILLERBORG A., MODEER M., PETERSSON P.E. (1976). *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. *Cement and Concrete Research*, 6, 773–782.

JUNGES, E. (2016). Modelo de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de pórticos tridimensionais de edifícios de concreto armado. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

KMIECIK P.; KAMISKI, M. (2011) Modeling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken Into Consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. Vol.-XI, Nº. 3.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. (1978). *Construções de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência. v.2-3

MACHADO, C. P. (1985). *Fundações*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP, São Paulo.

MARINS NETO, J. *Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenômeno da aderência entre o aço e o concreto*. 192p. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2007.

MARTI, P. (1985) Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design. *ACI Structural Journal, Proceedings*, v.82, n.1, p. 45-56.

_____. Truss Models in Detailing. *Concrete International*, v.82, n.1, p. 66-73, 1985b.

_____. How to Treat Shear In Structural Concrete. *ACI Structural Journal*, v.96, n.3, p.408-414, 1999.

MARTI, P.; ROGOWSKY, D. (1991) *Detailing for Post-tensioning - General Principles, Local Zone Design, General Zone Design, Examples From Practice*. VSL International Id. Bun, Switzerland.

MALM, R. (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. *Bulletin 97 – Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm*.

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

MIGUEL, G. M. (2000). Análise numérica e experimental 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.; CABRE, M. (2000). Hormigon Armado. 14ª Edición Basada em EHE ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. Barcelona: Editorial Gustavo Gili SA. Espanha.

MUNHOZ, F. S. (2004) Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas à ação de força centrada. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

Norm Portuguesa NP EN 1992-1-1 (2010). Eurocódigo 2- Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios. IPQ. 2010.

RAMOS, F. A. C. (2007). Análise Numérica de Blocos sobre Dez Estacas: Cálculo das Reações de Apoio. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RAO, S. S. (1999). *The Finite Element Method in Engineering*. Butterworth Heinemann.

RÜSCH, H. (1964). *On the Limitations of Applicability of the Truss Analogy for Shear Design of R.C. Beams*. Festschrift F. Campus "Amici et Alumni", Université de Liege.

SAM, C.; IYER P.K. (1995). *Nonlinear element analysis of reinforced concrete four-pile caps*. *Computers e Structures*. Vol. 57, N°4, p. 605-622.

SCHÄFER, K.; SCHLAICH, J.; JENNEWEIN, M. (1991). *Strut-And-Tie Modelling of Structural Concrete*. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.235-240. Proceedings.

SCHLAICH, J. (1991). *The Need for Consistent and Translucent Models*. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.169-184. Proceedings.

SCHLAICH, M; ANAGNOSTOU, G. (1990) *Stress Fields for Nodes of Strut and Tie Models*. ASCE, Journal of Structural Engineering, v.116, n.1, Stuttgart, p.13-23.

SCHIEL, F. (1957). *Estática das construções*. Publicação Nº. 10, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;

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

SOUZA, R.A.; BITTENCOURT, T.N. (2005). *Método das Bielas: Recomendações Práticas para o Dimensionamento de Estruturas Especiais em concreto estrutural*. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife. IBRACON. Setembro. 2005

SOUZA, R.A.; BITTENCOURT, T.N. (2006). *Análise, dimensionamento e verificação de elementos especiais em concreto armado utilizando o método dos elementos finitos e o método das bielas*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 22, 1, 31–44.

SÜMER, Y.; AKTAS, M. (2015) *Defining parameters for concrete damaged plasticity model*. *Challenge Journal of Structural Mechanics* 1 (3) 149–155.

SZABÓ, B.; BABUSKA, I. (2011). *Introduction to Finite Element Analysis*, 1^a , ed, Chichester; Wiley Series on Computational Mechanics.

PARK, J.; KUCHMA, D.; SOUZA, R. (2008). Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. *Can. J. Civ. Eng.*, NRC Research Web site <http://cjce.nrc.ca>, n.35, p. 1399-1413, 21 november.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. (1976). *Some detailing problems in concrete frame structures*. *The Structural Engineer*, v. 74, n.10, p. 410-415, october.

THOMAZ, E.; CARNEIRO, L. (2016) *Considerações sobre o Dimensionamento de Blocos sobre Estacas com o Uso do Método das Bielas e Tirantes*. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro.

THOMAZ, E.; CARNEIRO, L. (2016) *CASOS DE FISSURAÇÃO EM BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS*. Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções - CBPAT.

TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. (1956) *Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures*. *Journal of Aeronautical Sciences*, v.23, p.805-824.

WEE, T. H.; CHIN, M. S.; MANSUR M. A. (1996). *Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.11, n.1, p.21-29.