

Six pile caps reinforced concrete: numerical simulation and design by the strut and tie method

Blocos de concreto armado sobre seis estacas: simulação numérica e dimensionamento pelo método de bielas e tirantes



D. S. OLIVEIRA^a
engdiogo@usp.br

R. BARROS^a
barroscivil@gmail.com

J. S. GIONGO^a
jsgiongo@sc.usp.br

Abstract

This paper presents the structural behavior of six reinforced concrete pile caps in rectangular arrangement, considering the ground deformability of pile support, different concrete strengths with square or rectangular cross section of column under central load. For this purpose, the analysis emphasizes a strut and tie method design and a three-dimensional numerical using the finite element method. So, the stress flow configuration and the formation of struts were seen in perspective. How much deformable is the ground, more uniform are the reactions distribution observed between the piles. The column cross section influenced the configuration of the connecting struts. The concrete strength variation had more influence in the pile caps strength than the stiffness. The analytical method has shown compatibility which obtained from the numerical simulation results.

Keywords: reinforced concrete; six pile caps; strut and tie method.

Resumo

Este artigo analisa o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre seis estacas dispostas em arranjo retangular. Considerou-se a deformabilidade do solo de apoio das estacas, diferentes resistências para o concreto e pilares com seções transversais quadradas e retangulares, solicitados por força centrada. O dimensionamento foi feito por um modelo de bielas e tirantes. Realizou-se análise numérica tridimensional por meio do método dos elementos finitos. A configuração do fluxo de tensões e a formação das bielas foram analisadas em perspectiva. Observou-se que quanto mais deformável for o solo, mais uniformes são as distribuições das reações entre as estacas. A seção transversal do pilar influenciou na configuração das bielas. A variação da resistência do concreto teve maior influência na resistência dos blocos do que na rigidez. O método analítico utilizado apresentou compatibilidade com os resultados obtidos na simulação numérica.

Palavras-chave: concreto armado; blocos sobre seis estacas; método de bielas e tirantes.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais de fundação cuja finalidade é transmitir às estacas as ações oriundas da superestrutura. O número de estacas no bloco depende dos esforços solicitantes na base do pilar, da capacidade geotécnica do solo e das condições disponíveis de construção, possibilitando a escolha do tipo de estaca e determinação de sua capacidade portante. Geralmente, para blocos sobre três ou quatro estacas, costuma-se adotar o arranjo dispondo-as nos vértices de um triângulo ou quadrado, respectivamente. Para blocos sobre várias estacas, é comum adotá-las igualmente espaçadas em um bloco de base retangular, gerando situações em que as estacas não ficam igualmente afastadas do eixo do pilar.

Os blocos são elementos especiais, pois seu comportamento não respeita a hipótese de que as seções permanecem planas após a solicitação da estrutura. Esses elementos estruturais, além de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, são de difícil inspeção visual quando em serviço, sendo assim, é importante o conhecimento de seu real comportamento. Em relação ao arranjo das estacas, para blocos em que as estacas não estão igualmente espaçadas em relação ao pilar, como o tipo de bloco analisado nesta pesquisa, o comportamento estrutural é mais complexo e pouco conhecido. As intensidades das reações de apoio podem ter valores não uniformes, pois dependem da rigidez do bloco e da deformabilidade das estacas e do solo.

As primeiras pesquisas na área tiveram o enfoque experimental e foram primordiais para o desenvolvimento dos primeiros métodos de dimensionamento, como os ensaios de Blévet & Frémy [1]. No entanto, mesmo com o passar dos anos, a maioria das pesquisas se concentram no estudo de blocos com número reduzido de estacas, como os trabalhos de Delalibera & Giongo [2] e de Miguel & Giongo [3], que ensaiaram blocos sobre duas e três estacas, respectivamente. Ainda são poucos os estudos experimentais que apresentaram análise de blocos sobre mais de quatro estacas, principalmente analisando casos em que as estacas não estão igualmente espaçadas do pilar. Dentre eles, pode-se citar Adebar et al. [4] que observaram, nos blocos sobre quatro e seis estacas, que as reações das estacas não apresentaram distribuição uniforme. As estacas mais próximas receberam maior for-

ça. No entanto, os pesquisadores não consideraram a deformabilidade do solo de apoio das estacas.

O avanço da técnica computacional e do Método dos Elementos Finitos possibilitou analisar resultados de ensaios experimentais por meio da simulação numérica, além de introduzir situações mais complexas, como a deformabilidade do solo de apoio das estacas.

Ramos & Giongo [5] analisaram blocos sobre dez estacas por meio de simulação numérica e observaram que as estacas mais próximas foram mais solicitadas, mesmo considerando a deformabilidade do solo. Os pesquisadores constataram que métodos que associam o comportamento dos blocos ao de uma viga, com verificação da força cortante e momento fletor, em seções de referência, não foram compatíveis com os resultados encontrados, porém não apresentaram um método adequado para dimensionamento.

Os métodos analíticos para o projeto de blocos disponíveis na literatura seguem, basicamente, duas vertentes. A primeira delas, e mais aceita no meio técnico, tem como base a teoria de bielas e tirantes, que representa o fluxo de tensões idealizado por um modelo de treliça. A estrutura interna é constituída por barras comprimidas e tracionadas, que são as bielas e os tirantes, interligados por meio de nós. Esse método passou a ser mais utilizado após a pesquisa de Blévet & Frémy [1], mas quando se fala em blocos sobre várias estacas, há uma grande dificuldade em se encontrar trabalhos que demonstrem a configuração das bielas e critérios de verificações das tensões no concreto. Sendo assim, ainda é comum utilizar uma segunda maneira de dimensionar esses blocos, que consiste em associar o comportamento desses elementos à teoria de flexão de vigas. Apesar de estudos demonstrarem que essa opção não representa de maneira compatível o comportamento estrutural desses blocos, os métodos baseados nesse princípio ainda são utilizados, pois são práticos e de fácil compreensão, como o método apresentado no Boletim número 73 do CEB-FIP [6] que consiste na verificação da resistência ao momento fletor e à força cortante em seções de referência. A ABNT NBR 6118:2007 [7] considera os blocos sobre estacas como elementos especiais, que se caracterizam por um comportamento que não respeita a hipótese de que as seções permanecem planas depois de deformadas, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. Classifica os blocos como rígidos ou flexíveis. Para cálculo e dimensionamento dos blocos, a norma brasileira recomenda o método de bielas e tirantes como melhor opção, por representar, de maneira mais adequada, a distribuição das tensões. Apesar da recomendação, a norma brasileira não fornece um roteiro para verificações e dimensionamento desses elementos. Isso reflete a falta de consenso no meio técnico brasileiro a respeito do dimensionamento de blocos sobre estacas, principalmente, quando se trata de situações de blocos sobre muitas estacas, ou quando estas não estão dispostas simetricamente ao eixo do pilar.

Este artigo tem por objetivo apresentar a análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armados sobre seis estacas, dispostas em duas linhas de três estacas. Indica a aplicação de um método analítico para o dimensionamento baseado no método de bielas e tirantes e avalia a influência de parâmetros no comportamento estrutural dos blocos sobre seis estacas por meio de simulação numérica pelo método dos elementos finitos.

2. Dimensionamento dos modelos com critérios analíticos

Para o dimensionamento analítico dos blocos sobre seis estacas foram consideradas as recomendações de Andrade [8], que segue

Figura 1 - Esquema do modelo de treliça em planta com pontos de início das bielas junto ao pilar

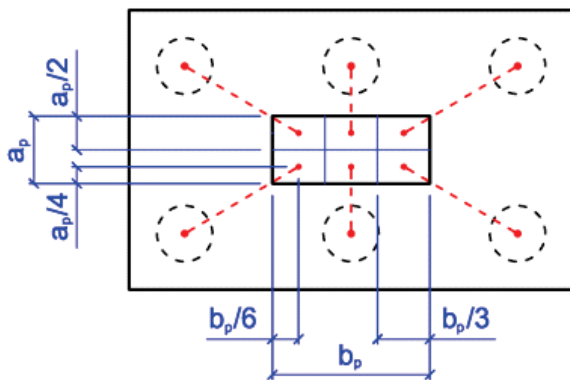


Tabela 1 – Parâmetros avaliados nos blocos sobre seis estacas

Bloco	b_p (cm)	a_p (cm)	h^2 (cm)	f_{ck} (MPa)	k (kN/mm)	θ (grau)
B-4-30-600 ¹	143	35	145	30	600	40
B-4-25-600	143	35	145	25	600	40
B-4-35-600	144	36	145	35	600	40
B-4-30-rig	143	35	145	30	Apoio rígido	40
B-4-30-300	143	35	145	30	300	40
B-4-30-900	143	35	145	30	900	40
B-8-30-600	200	25	145	30	600	43
B-1-30-600	71	71	145	30	600	37

¹ Sendo: B referente a bloco, 4 a relação entre o maior lado (a_p) e o menor lado (b_p) da seção transversal do pilar, 30 a resistência característica do concreto, 600 o valor do coeficiente de mola; ² Altura dos blocos.

gular pouco alongada ($b_p = 4 \cdot a_p$), retangular muito alongada ($b_p = 8 \cdot a_p$). O valor da área da seção transversal foi mantido constante, sendo que a ordem de grandeza desse valor foi definida com base em blocos tomados em exemplo, como já foi comentado. Na Tabela 1 estão apresentadas as dimensões das seções transversais dos pilares.

A altura do bloco foi definida considerando a inclinação de 40°, em relação à horizontal, para a biela referente à estaca mais afastada do pilar, com o ponto de início de cada biela adotado no ponto central da parcela da área do pilar referente à estaca considerada, conforme Figura [1]. No entanto, nos casos em que houve variação da seção transversal do pilar, as bielas tiveram inclinações diferentes de 40°, como apresentado na Tabela [1]. De qualquer maneira, em todos os blocos, a altura obtida atende aos requisitos de bloco rígido indicados no Boletim número 73 do CEB-FIP [6] e na ABNT NBR 6118:2007 [7]. Além disso, considerou-se o fuste das estacas embutido em 10 cm no bloco e barras de aço com 25 mm de diâmetro para a armadura principal de tração. A face inferior das barras da armadura principal foram posicionadas a 2 cm do plano horizontal que contém o topo das estacas.

Foram analisados blocos com três resistências características

à compressão para o concreto: 25, 30 e 35 MPa. A resistência característica ao escoamento das barras de aço foi considerada igual a 500 MPa.

A deformabilidade do solo de apoio das estacas foi considerada por meio de molas elásticas, dispostas nas bases das estacas. Foram analisadas quatro situações: uma como sendo a mais desfavorável para o bloco que é a de apoio rígido para as estacas e as outras três situações considerando apoio sobre molas elásticas com os seguintes coeficientes: 300 kN/mm, 600 kN/mm e 900 kN/mm. Para maiores informações sobre os valores dos coeficientes de mola obtidos a partir da análise do recalque das estacas, recomenda-se a consulta de Oliveira [14].

Com a variação dos parâmetros apresentados anteriormente, foram obtidos oito diferentes blocos sobre seis estacas. O primeiro bloco da Tabela [1] foi considerado o bloco de referência. Os demais blocos foram definidos pela variação dos parâmetros do bloco de referência e se encontram em negrito na Tabela [1].

Na Tabela [2] são apresentados os resultados dos dimensionamentos dos blocos. Os blocos foram dimensionados sempre considerando que a distribuição das reações das estacas é uniforme, independente da consideração da deformabilidade do solo.

Tabela 2 – Resumo do dimensionamento dos blocos

Bloco	F_{calc}^1 (kN)	$A_{s,calc}^2$ (cm ²)	Φ^3 (mm)	n^4	$A_{s,efet}^5$ (cm ²)
B-4-30-600	16159	x^6 54,66	25	12	58,90
		y^6 33,56	25	7	34,36
B-4-25-600	13466	x 45,55	25	10	49,09
		y 27,96	25	6	29,45
B-4-35-600	18852	x 63,76	25	13	63,81
		y 39,15	25	8	39,27
B-4-30-rig	16159	x 54,66	25	12	58,90
B-4-30-300		y 33,56	25	7	34,36
B-4-30-900					
B-8-30-600	18005	x 52,14	25	11	54,00
		y 38,53	25	8	39,27
B-1-30-600	14342	x 57,33	25	12	58,90
		y 26,49	25	6	29,45

¹ Força prevista calculada; ² Área de aço do tirante calculada; ³ Diâmetro das barras de aço; ⁴ Número de barras; ⁵ Área de aço do tirante efetivamente considerada; ⁶ Direções especificadas na Figura 4.

Tabela 3 – Dados do modelo constitutivo do concreto

Propriedade do concreto	f_{ck}^1 (MPa)		
	25	30	35
G_f^2 (N.mm/mm ²)	0,0699	0,0761	0,0847
G_c^3 (N.mm/mm ²)	3,3472	3,8029	4,2362
E_c^4 (MPa)	29180	31008	32643
f_{ctm}^5	2,6	2,9	3,2
ν^6	-	0,2	-
β^7	-	0,2	-

¹ Resistência característica do concreto à compressão; ² Energia de fratura do concreto na tração; ³ Energia de fratura do concreto na compressão; ⁴ Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto; ⁵ Resistência média de tração do concreto; ⁶ Coeficiente de Poisson; ⁷ Coeficiente de retenção ao cisalhamento do concreto.

Na Figura [4] é apresentado o esquemas de detalhamento das armaduras principais dos blocos em correspondência com os resultados da Tabela [2].

As armaduras principais foram detalhadas conforme recomendado pela ABNT NBR 6118:2007 [7] ao indicar que as tensões de tração se concentram essencialmente em linhas sobre as estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez o diâmetro da estaca.

Não foi verificada a ancoragem das barras, nem a disposição de ganchos nas suas extremidades, pois no modelo numérico em elementos finitos foi considerada aderência perfeita entre a barra da armadura e o concreto adjacente.

Para as armaduras dos pilares, adotou-se uma taxa geométrica de armadura igual a 3% da seção de concreto do pilar, com barras de diâmetro igual a 25 mm distribuídas no perímetro da seção transversal do pilar. Também foram dispostos estribos com diâmetro igual a 8 mm e espaçamento de 20 cm ao longo do pilar.

4. Aspectos da simulação numérica em elementos finitos

Os modelos em elementos finitos foram simulados por meio do programa computacional DIANA [10]. Para simular a não-linearidade física do comportamento estrutural do concreto do bloco, foi con-

Figura 4 – Esquema de detalhamento das armaduras principais dos blocos sobre estacas

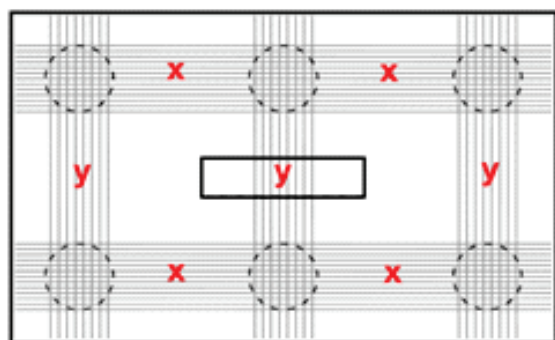
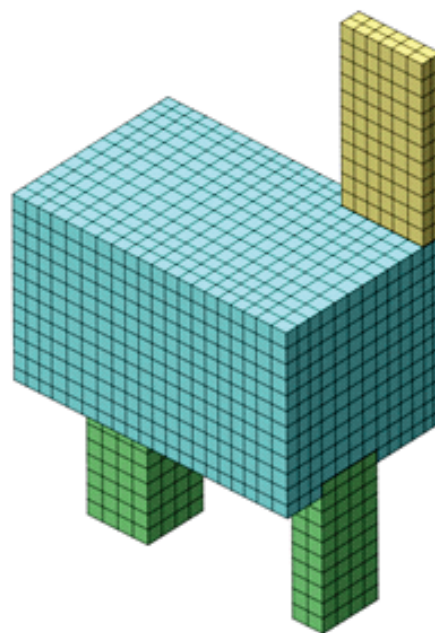
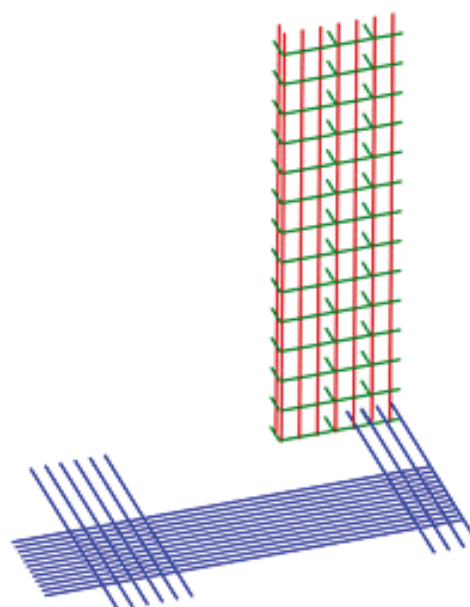


Figura 5 – Malha de elementos finitos para simular o concreto



siderado o modelo *total strain* de fissuração distribuída, que trata o concreto como um meio contínuo e mantém a discretização original da malha de elementos finitos mesmo na ocorrência de fissuração. Para o comportamento do concreto solicitado na compressão considerou-se o modelo parabólico. Para o comportamento quando solicitado à tração utilizou-se o modelo exponencial, disponíveis no DIANA [10]. Para considerar o efeito benéfico de confinamento la-

Figura 6 – Reinforcements simulando a armadura principal do bloco e a armadura do pilar



teral e a redução da capacidade resistente por causa da fissuração lateral, utilizou-se o modelo de Vecchio e Collins [11], disponível no DIANA [10]. A zona de processos inelásticos foi definida pelo comprimento da banda de fissuras, que foi calculado a partir da raiz cúbica do volume do elemento finito sólido. Os dados do concreto estão resumidos na Tabela [3], sendo que o módulo de elasticidade, a resistência à tração, a energia de fratura à tração e o coeficiente de poisson, foram adotados conforme os critérios indicados no CEB-FIP *Model Code 1990* [12]. A energia de fratura à compressão foi considerada igual a 50 vezes a energia de fratura à tração conforme indicado em Feenstra & Borst [13].

Para simular o concreto do pilar e das estacas foi considerado o modelo elástico-linear. Isso foi feito para assegurar que na ocorrência de uma ruptura esta estaria localizada na parte do concreto do bloco, que é o interesse da pesquisa.

Para o aço das barras da armadura foi considerado o modelo elastoplástico perfeito de Von Mises. O módulo de elasticidade do aço foi considerado igual a 210 GPa, como indicado na ABNT NBR 6118:2007 [7]. O coeficiente de Poisson para o aço foi considerado igual a 0,3.

Para simular o concreto, foi utilizado o elemento finito sólido CHX60, disponível no DIANA [10], com interpolação quadrática para o cálculo dos deslocamentos e, para representar as molas de apoio das estacas foi utilizado o elemento finito SP2TR, disponível no DIANA [10], atuando apenas com translação na vertical e comportamento elástico-linear para a relação entre força e deformação. Considerando a simetria foram simulados apenas 1/4 dos blocos, em que foi utilizada malha mapeada, com dimensões máximas para os elementos de 15 cm, como mostrado na Figura 5. As estacas foram simuladas com seção transversal quadrada, mantendo o valor de área igual a 2827,4 cm².

As barras de aço das armaduras foram simuladas por meio de

reinforcements, que funcionam apenas como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados. Foi considerada a aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto do entorno. Na Figura 6 está mostrada a modelagem das barras da armadura do bloco e do pilar.

O carregamento foi realizado por meio de passos de deslocamento aplicados na face superior do pilar, simulando o pilar solicitado por força normal centrada. O método utilizado como estratégia para a resolução dos sistemas de equações não lineares foi o "Newton-Raphson Regular". Foi utilizado o critério de convergência em energia e tolerância de 0,01.

5. Resultados

Analisando o comportamento estrutural dos blocos em função da deformabilidade do solo, foi construído o gráfico da Figura [7] que traz a comparação da porcentagem da força total atuante no bloco que cada estaca é solicitada, para diferentes coeficientes de mola, à medida que o deslocamento foi aplicado no topo do pilar. Observou-se que nos estágios iniciais de carregamento, as reações se mantiveram praticamente uniformes nos blocos apoiados sobre molas, independente do valor do coeficiente de mola. No bloco com apoio rígido, as diferenças entre as reações foram consideráveis desde o início do carregamento. À medida que o carregamento aumentou e o concreto começou a fissurar, houve maior concentração das reações nas estacas mais próximas do pilar, cujas bielas são mais inclinadas, e conseqüentemente, diminuiu a parcela de reação para as estacas mais afastadas do pilar, cujas bielas são mais abatidas. Logo, quanto maior o valor do coeficiente de mola, ou seja, quanto menor for a deformabilidade do solo, maior foi a diferença observada nas intensidades das reações das estacas.

A partir do gráfico mostrado na Figura [8], percebe-se que, independentemente do valor do coeficiente de mola, as resistências

Figura 7 - Gráfico da porcentagem da força total resistida por cada estaca à medida que se aplica o carregamento considerando diferentes coeficientes de mola

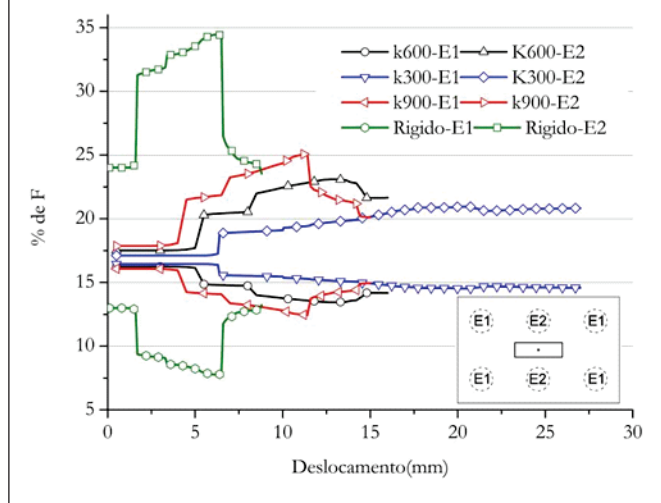


Figura 8 - Gráfico de força versus deslocamento aplicado no topo do pilar considerando diferentes coeficientes de mola

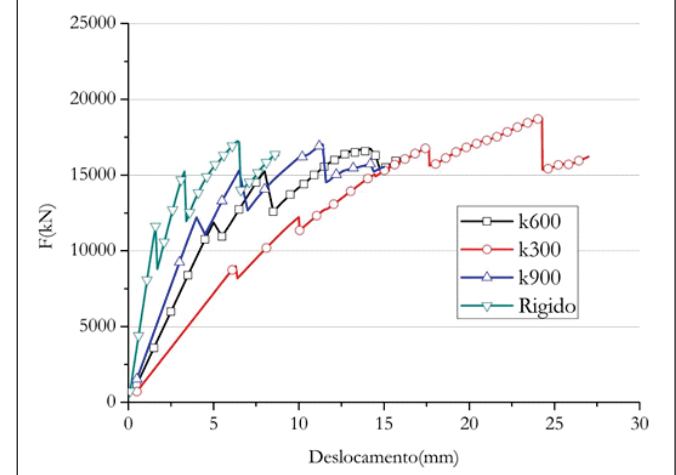
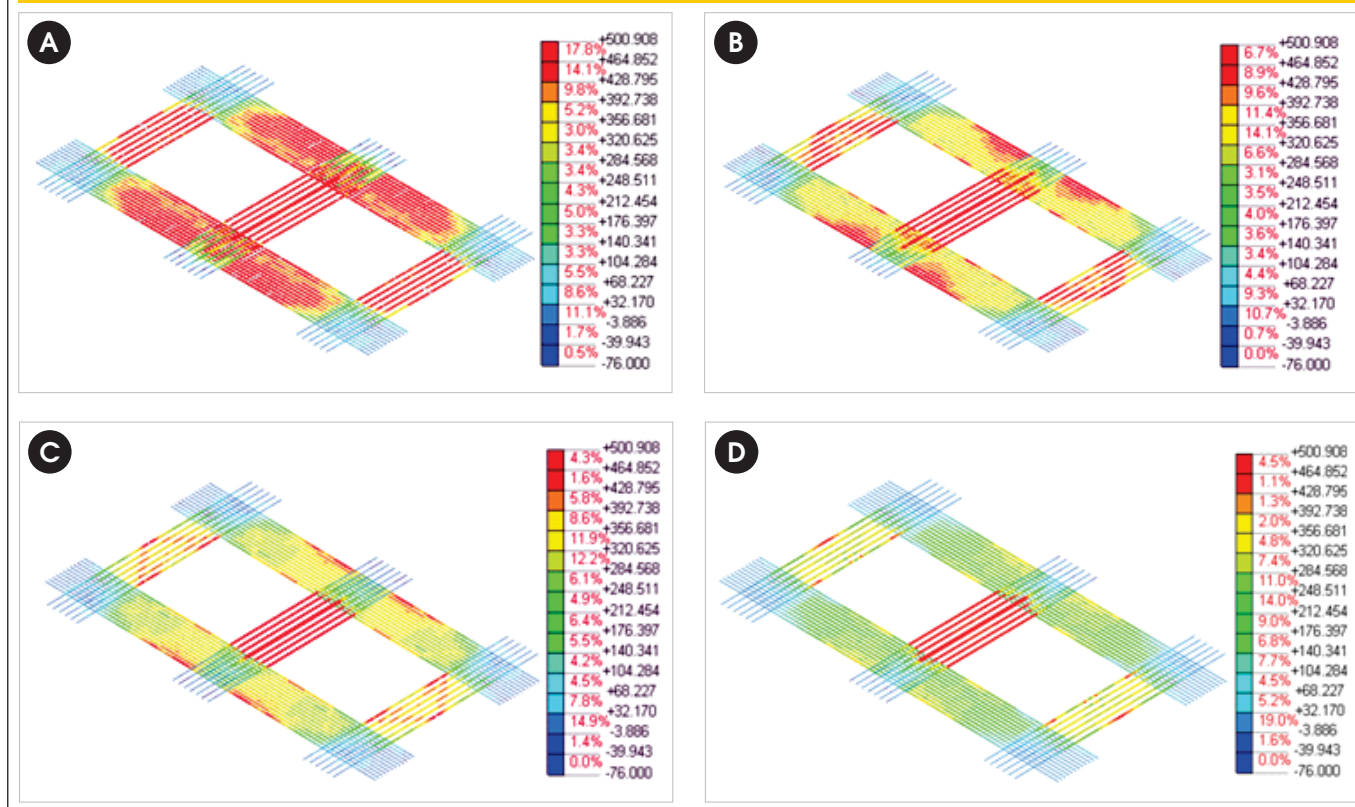


Figura 9 – Tensões de tração nas barras das armaduras principais nos blocos: (a) B-4-30-300; (b) B-4-30-600; (c) B-4-30-900; (d) B-4-30-rig. (MPa)



obtidas para os blocos apresentaram valores próximos. Apenas o bloco com valor do coeficiente de mola $k = 300$ kN/mm para o solo apresentou um pequeno aumento de resistência. Esse aumento pode ser atribuído à melhor distribuição das reações entre as estacas, proporcionada pelas molas de $k = 300$ kN/mm, o que permitiu que todas as estacas contribuíssem de maneira significativa na resistência do bloco. Já nos outros blocos, essa contribuição não ocorreu na mesma proporção.

Apesar da resistência não ter sofrido mudança considerável por causa da maior, ou menor, deformabilidade do solo, verificou-se, por meio dos gráficos mostrados na Figura [8] que, para solos mais deformáveis, os blocos apresentam um acréscimo no carregamento mais contínuo, necessitando da aplicação de um deslocamento maior até que fosse alcançada a ruína. Já nos outros casos, quanto menor for a deformabilidade do solo mais descontínuo é o comportamento do bloco, apresentando vários picos, que podem ter sido causados por fissuração e rupturas localizadas, até atingir situação de ruína. Esse fato pode ser atribuído a uma grande capacidade desses blocos em redistribuir as tensões internas à medida que se aumenta o carregamento, pois se tratam de estruturas hiperestáticas. Além disso, quanto maior foi o coeficiente de mola, menor foi o deslocamento aplicado para se alcançar a situação de ruína.

Os blocos com coeficiente $k = 300$ kN/mm apresentaram a melhor distribuição das reações entre as estacas. Além disso, todas as estacas contribuíram com uma parcela significativa de reação até

o estágio em que foi considerada a ruína do bloco. Sendo assim, espera-se que para situações em que a deformabilidade do solo pode ser representada por um coeficiente de mola ainda menor, a distribuição das reações das estacas tenderá a ser mais uniforme. A partir da Figura [9] observa-se que quanto mais deformável for o solo, melhor é a distribuição das tensões entre os tirantes, com o comportamento mais próximo ao indicado pelo modelo de treliça. Esse comportamento foi mais expressivo nos blocos com coeficiente de mola $k = 300$ kN/mm. Com o aumento do coeficiente de mola houve maior concentração de tensões de tração nas barras do tirante central, sendo que essa concentração foi ainda mais crítica na situação de apoio rígido para as estacas, com as barra do tirante central atingindo a tensão de escoamento enquanto as tensões nas barras dos outros tirantes ainda estavam com valores de tensões relativamente pequenos.

Na Figura [10] são apresentados os blocos nos estágios de carregamento próximos à ruína. Nos blocos sobre seis estacas, em que o apoio das estacas foi sobre molas, observa-se que houve melhor distribuição das tensões de compressão, com bielas se formando em direção a todas as estacas, fazendo correspondência com o modelo de bielas e tirantes adotado no dimensionamento. Além disso, é possível notar que quanto menor o valor do coeficiente de mola, melhor foi esta distribuição das tensões. Na situação de apoio rígido para as estacas, a concentração das tensões de compressão foi maior apenas junto às duas estacas mais

próximas ao pilar, com as outras estacas contribuindo menos para a distribuição de tensões de compressão no bloco.

Em relação à variação da seção transversal do pilar, verificou-se que o alongamento da seção transversal do pilar melhorou a distribuição das reações das estacas, contribuindo para uma distribuição mais uniforme se comparado com a situação de pilar de seção transversal quadrada, como mostrado no gráfico mostrado na Figura [11]. O pilar de seção transversal mais alongada possibilitou uma distribuição que evoluiu de maneira mais contínua, enquanto que para o bloco com o pilar quadrado houve um série de redistribuições, de maneira brusca, à medida que o carregamento foi aumentando.

A variação do formato da seção transversal do pilar não alterou de maneira significativa a resistência dos blocos, como pode ser observada no gráfico da Figura [12], apresentando a mesma ordem de grandeza para a resistência. Apenas no bloco com pilar de seção transversal muito alongada observou-se um pequeno aumento da resistência, que pode ser atribuído à melhor distribuição das tensões para as bielas referentes às estacas mais afastadas, por possibilitarem a formação de bielas mais inclinadas em relação ao plano horizontal.

O alongamento da seção transversal do pilar alterou a distribuição das tensões nas barras das armaduras principais, como pode ser observado ao comparar as Figuras [13a], [13b] e [9b]. No bloco com pilar de seção quadrada, as tensões de tração se concentraram nas barras do tirante entre as duas estacas centrais. Com o alongamento da seção transversal do pilar as tensões de tração foram melhor distribuídas.

A partir dos diagramas de superfícies de mesma tensão mostrados nas Figuras [14] a [16] verificou-se que, para todas as situações, o fluxo de tensões se adaptou ao formato da seção do pilar. A trajetória de tensões de compressão acompanhou o alongamento da seção transversal do pilar, possibilitando a formação de bielas mais inclinadas em relação à horizontal, se iniciando próximo às extremidades do pilar. Com o pilar quadrado as bielas ficaram menos inclinadas em relação à horizontal. Além disso, ao comparar os diagramas das Figuras [14] à [16] é possível perceber uma redução da concentração das tensões de compressão referente às estacas mais próximas e uma redistribuição dessas tensões para as outras estacas mais afastadas, por causa do alongamento da seção transversal do pilar.

Figura 10 – Fluxo de tensões principais de compressão, próximo à situação de ruína. Superfície em que atua uma tensão de -8 MPa (cor laranja) nos blocos: (a) B-4-30-300; (b) B-4-30-600; (c) B-4-30-900; (d) B-4-30-rig

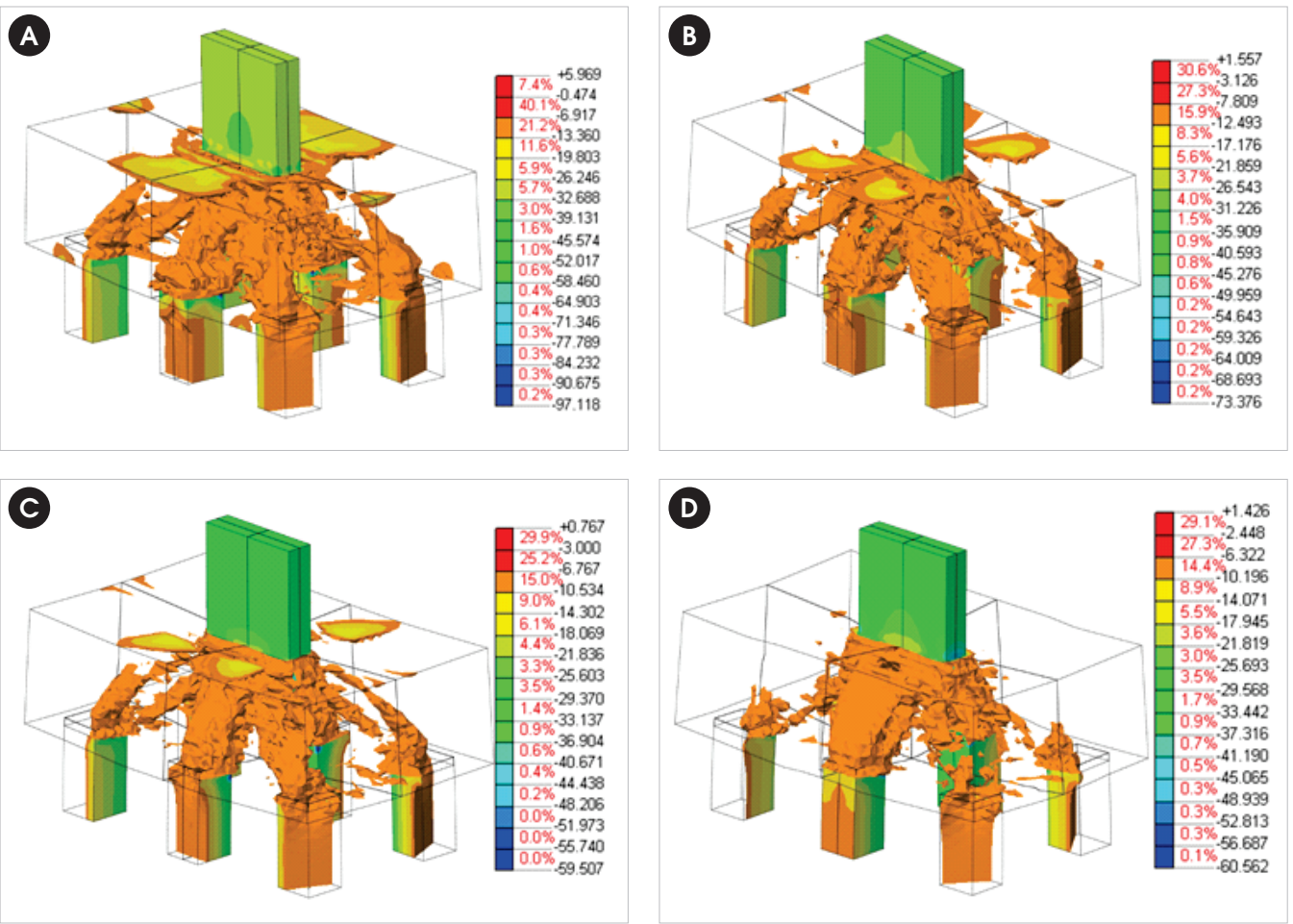
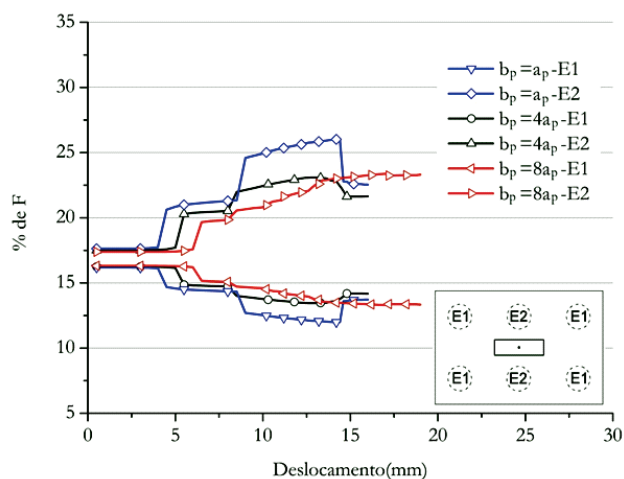
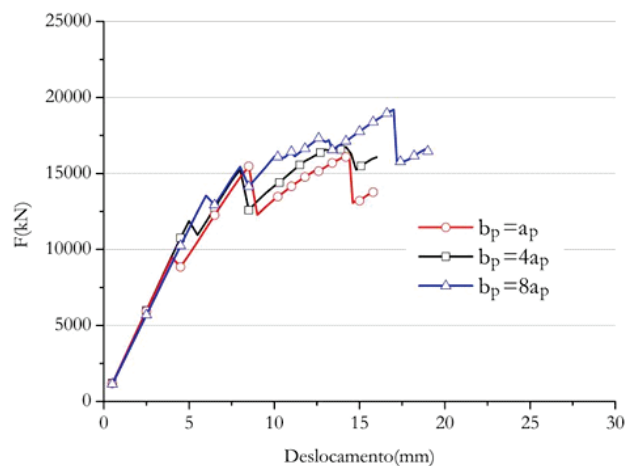


Figura 11 - Gráfico da porcentagem da força total resistida por cada estaca à medida que se aplica o carregamento considerando pilar com diferentes seções transversais



Em relação à variação da resistência do concreto, observou-se que com o aumento da resistência do concreto, houve uma tendência em melhorar a distribuição das reações nas estacas (ver gráfico da Figura [17]), no entanto essa melhora não foi tão significativa se comparada com a causada pela variação da deformabilidade do solo. Analisando o gráfico mostrado na Figura [18] observou-se que o aumento da resistência do concreto resultou no acréscimo da resistência do bloco. O trecho inicial das curvas de força versus deslocamento praticamente coincidiram nos estágios iniciais, divergindo apenas para maiores estágios de carregamento, por conta das diferentes resistências do concreto. Juntando essa constatação com a influência pouco expressiva observada na distribuição das reações das estacas, é possível afirmar que a variação da resistência do concreto teve influência pouco significativa na rigidez dos blocos.

Figura 12 - Gráfico de força versus deslocamento aplicado no topo do pilar considerando pilar com diferentes seções transversais



Com relação ao método analítico utilizado, verificou-se que os critérios recomendados por Andrade [8] para a definição do modelo de bielas e tirantes previram forças últimas menores que as obtidas por meio da modelagem numérica para todos os blocos, indicando ainda boa aproximação dos resultados, como mostrado na Tabela [4].

A compatibilidade entre os resultados previstos pelo método e os encontrados por meio da modelagem não foram apenas do ponto de vista das resistências dos blocos. A configuração do fluxo de tensões indicou a formação de bielas comprimidas discretas, semelhantes às indicadas por Andrade [8], como mostrado na Figura [15], por exemplo, com bielas comprimidas originando-se na região de contato entre o pilar e o bloco indo em direção ao topo das estacas. Além disso, em vários blocos observou-se que as bielas não convergiram para um único ponto junto ao eixo do pilar, elas

Figura 13 - Tensões de tração nas barras das armaduras principais nos blocos: (a) B-1-30-600 e (b) B-8-30-600. (MPa)

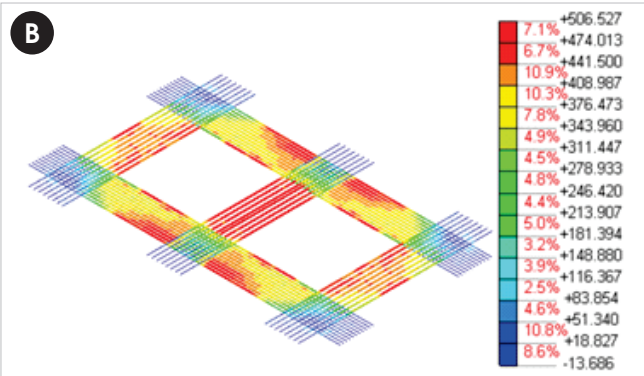
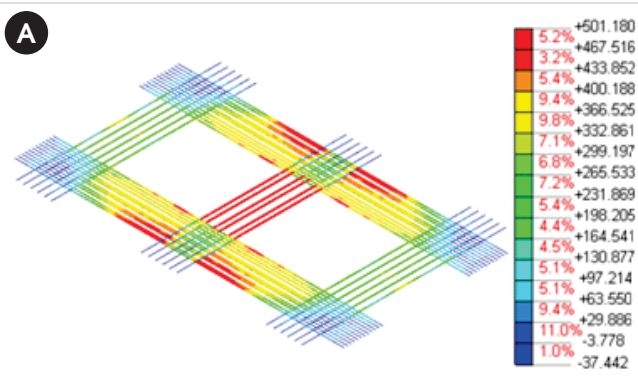


Figura 14 - Fluxo de tensões principais de compressão. Superfície em que atua uma tensão de -6MPa no bloco B-1-30-600: (a) bloco inteiro e (b) corte vertical. Estágio de carregamento com 10,8 mm de deslocamento aplicado

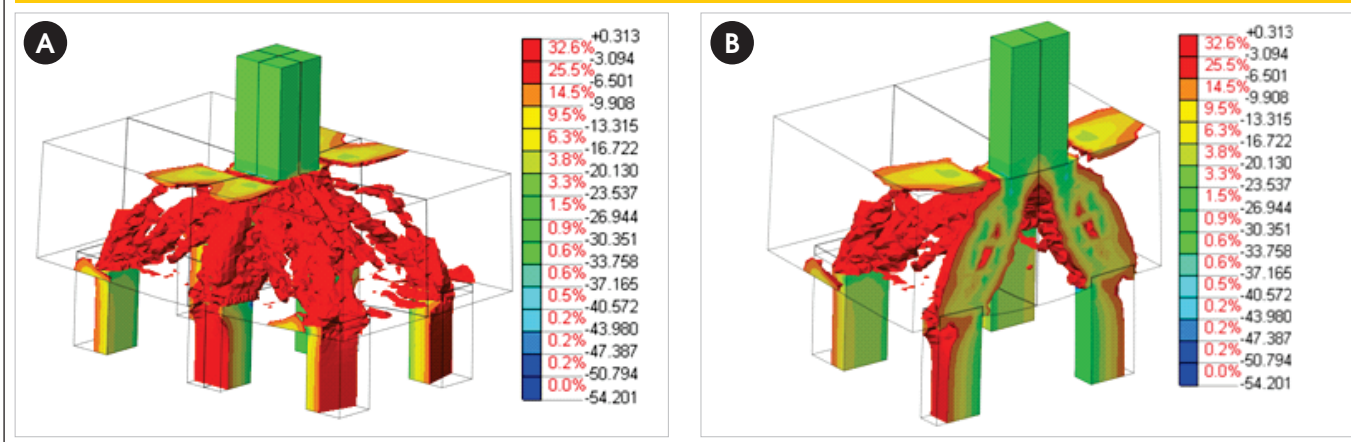


Figura 15 - Fluxo de tensões principais de compressão. Superfície em que atua uma tensão de -6MPa no bloco B-4-30-600: (a) bloco inteiro e (b) corte vertical. Estágio de carregamento com 13,3 mm de deslocamento aplicado

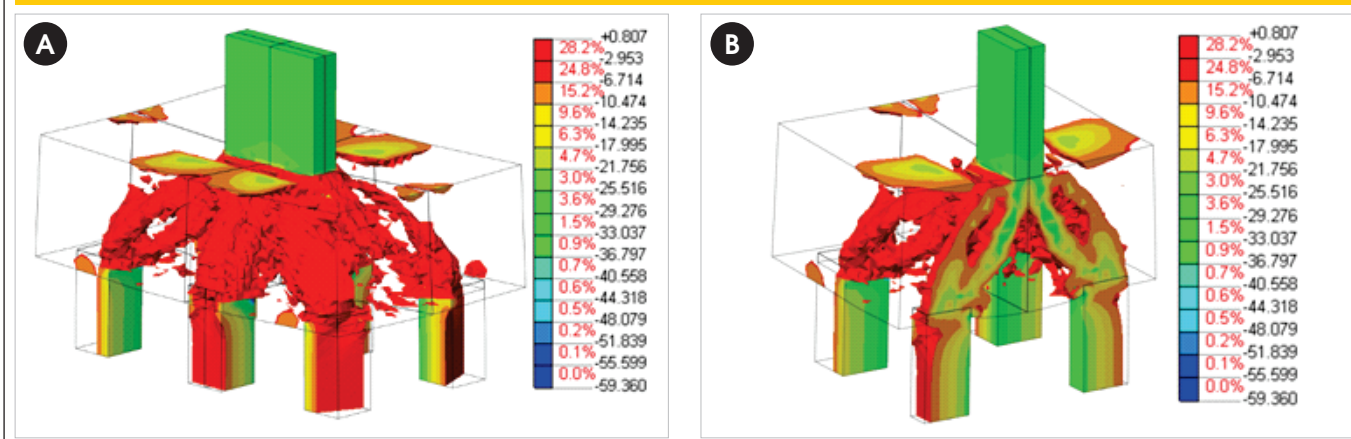


Figura 16 - Fluxo de tensões principais de compressão. Superfície em que atua uma tensão de -6MPa no bloco B-8-30-600: (a) bloco inteiro e (b) corte vertical. Estágio de carregamento com 10,4 mm de deslocamento aplicado

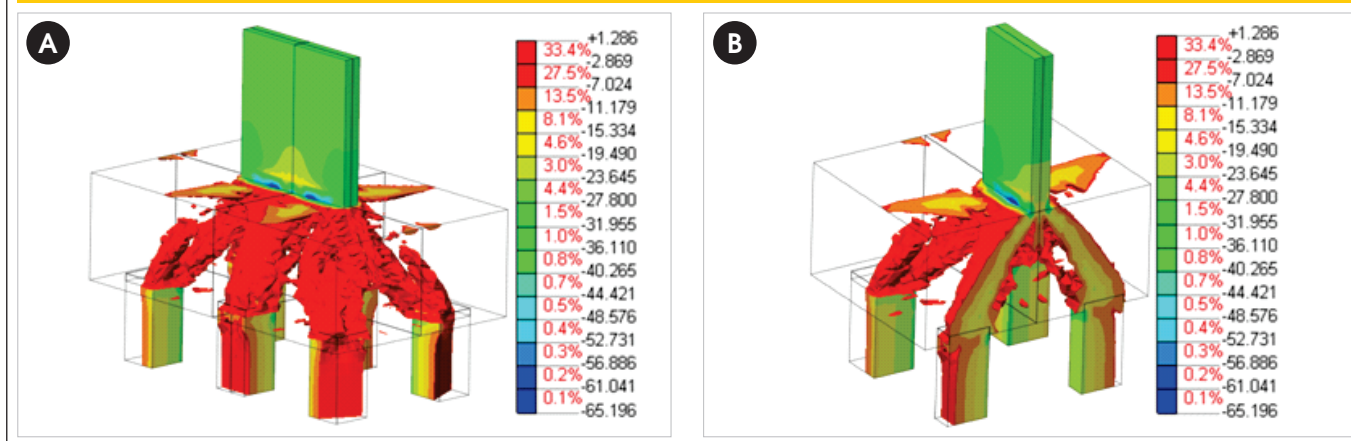


Figura 17 – Gráfico da porcentagem da força total resistida por cada estaca à medida que se aplica o carregamento considerando diferentes resistências para o concreto

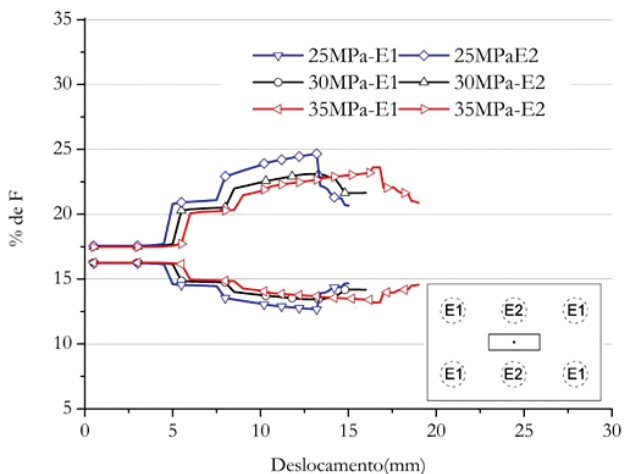
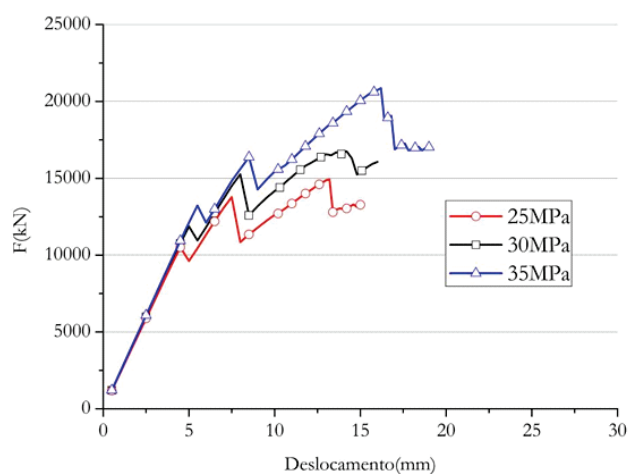


Figura 18 – Gráfico de força versus deslocamento aplicado no topo do pilar considerando bloco com concretos de diferentes resistências



acompanham o formato do pilar, indicando coerência com a hipótese do método de considerar os pontos de origem das bielas nos centros das parcelas da área do pilar referentes a cada estaca. Essa constatação foi feita por meio da comparação da Figura [1] com a Figura [19]. Mostra-se assim a importância de se considerar a real seção do pilar no dimensionamento dos blocos.

Visando à prática de projeto, o método indicou o acréscimo de resistência do bloco com o aumento da altura e aumento da resistência do concreto, apresentando resultados muito próximos aos obtidos pela modelagem em elementos finitos. Além disso, o método se mostrou de fácil aplicação, permitindo determinar o modelo de treliça de acordo com o arranjo das estacas, com a seção do pilar e com a altura do bloco, e se adaptou razoavelmente bem a todas as situações. Um aspecto importante a ser considerado diz

respeito ao limite de aplicação em relação à inclinação das bielas, pois como os blocos não apresentam disposições simétricas das estacas, as bielas vão ter inclinações diferentes, sendo assim, o ideal é que a biela mais abatida tenha inclinação próxima a 40° para que as outras bielas, mais inclinadas, fiquem, se possível, dentro do limite superior de 55°.

Oliveira [14] analisou o comportamento estrutural de bloco de concreto armado sobre cinco e seis estacas e, além de verificar a compatibilidade dos critérios de Andrade [8] para o dimensiona-

Figura 19 – Tensões principais de compressão no bloco B-4-30-600 na seção de contato entre o pilar e o bloco. (MPa)

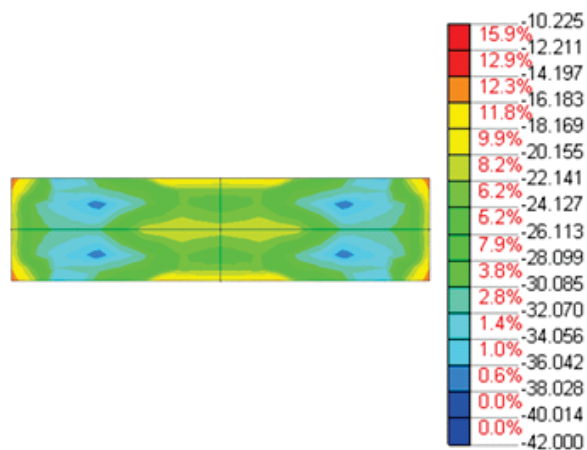


Tabela 4 – Comparação entre modelo numérico e analítico

Bloco	F _{calc} (kN)	F _{num} ¹ (kN)	F _{num} /F _{calc} (kN)
B-4-30-600	16159	16744	1,036
B-4-25-600	13466	14929	1,109
B-4-35-600	18852	20865	1,107
B-4-30-rig	16159	17247	1,067
B-4-30-300	16159	18775	1,162
B-4-30-900	16159	17019	1,053
B-8-30-600	18005	19195	1,066
B-1-30-600	14342	16183	1,128

¹ Força obtida por simulação numérica.

mento de blocos sobre seis estacas, também verificou a compatibilidade com os resultados obtidos por meio de simulação numérica para blocos sobre cinco estacas, considerando pilar de seção transversal retangular, diferentes alturas para os blocos e arranjo irregular para as estacas.

6. Conclusão

Em virtude dos resultados obtidos, foi possível verificar que a deformabilidade do solo de apoio das estacas, representada por molas elásticas, teve influência significativa no comportamento estrutural do tipo de bloco analisado, principalmente no que diz respeito à distribuição das reações das estacas, refletindo também na configuração do fluxo de tensões de compressão e na distribuição das tensões nas barras das armaduras. Essa constatação fornece subsídios para afirmar que a hipótese, comumente adotada para o dimensionamento analítico, de que a distribuição das reações das estacas é uniforme, pode não ser adequada a situações em que o solo de apoio é muito rígido. Sendo assim, o ideal é fazer um estudo de interação solo estrutura para poder concluir se a hipótese de que as reações são uniformes é uma aproximação razoável. Caso contrário, pode-se dimensionar o bloco considerando diferentes valores para as reações das estacas.

De qualquer modo, foi observado que a resistência dos blocos não foi prejudicada de modo significativo por causa da variação da deformabilidade do solo, atribuindo esse fato à capacidade de esses blocos redistribuírem os esforços internos. Além disso, o método analítico utilizado apresentou boa previsão da resistência em todos os casos. Mesmo assim, recomenda-se que se faça uma análise da distribuição das reações das estacas para cada caso específico.

Observou-se também que o aumento da resistência característica do concreto possibilitou o ganho de resistência do bloco. Trata-se, portanto, de hipótese de cálculo coerente com a maioria dos métodos analíticos de dimensionamento de blocos sobre estacas. No entanto, variar a resistência do concreto não alterou a rigidez dos blocos de modo significativo.

Quanto à variação da seção transversal do pilar, constatou-se que a configuração das bielas se modifica conforme ocorre o alongamento da seção transversal. Além disso, verificou-se que considerar o ponto de início das bielas no centro de setores da área do pilar referente a cada estaca foi uma aproximação razoável.

Os critérios indicados por Andrade [8] possibilitaram a previsão da resistência dos blocos com boa aproximação dos resultados obtidos pela simulação numérica. Além disso, observou-se compatibilidade entre o modelo de bielas e tirantes utilizado e a configuração observada para as bielas, bem como a distribuição das tensões de tração nas barras das armaduras principais.

7. Agradecimentos

À CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro e ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, por possibilitarem a realização do trabalho.

8. Referências bibliográficas

[01] BLÉVOT, J. L.; FRÉMY, R. Semelles sur Pieux. Annales de

L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. v. 20, n. 230, p. 223-295, févr. 1967.

- [02] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influência das dimensões da seção transversal do pilar e da excentricidade da força de compressão no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas. *IBRACON Structures and Materials Journal*. v. 2, n. 4, P. 316-325. dez. 2009.
- [03] MIGUEL, M. G. ; GIONGO, J. S. Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 7, n. 28, p. 1-20. 2005.
- [04] ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Structural Journal*, v. 87, n.1, p. 81-92, jan./ feb. 1990.
- [05] RAMOS, F. A. C.; GIONGO, J. S. Análise das reações nas estacas em blocos com pilares submetidos à ação de força centrada e excêntrica considerando a interação solo-estrutura. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 11, n. 50, p. 155-170, 2009.
- [06] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. CEB-FIP. Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation. *Bulletin D'Information*, Paris, v. 4, n.73, p. 27-35. 1970.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2007.
- [08] ANDRADE, J. R. L. Dimensionamento de elementos estruturais de fundações. Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. SET-EESC-USP. São Carlos. 1989.
- [09] MACHADO, C. P. Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP, São Paulo. 1985.
- [10] DIANA. DIANA Finite Element Analysis. User's Manual Release Notes. Release 9.4.4. TNO DIANA BV, Delft, Netherlands. 2012.
- [11] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. Compression response of cracker reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, n. 12, p. 3590-3610. 1993.
- [12] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Model code 1990. *Bulletin D'Information*, Paris, n. 203-205. 1993.
- [13] FEENSTRA, P. H.; BORST, R. Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete. *Heron*, v.38, n.04, Delft, Netherlands, p.3-76. 1993.
- [14] OLIVEIRA, D. S. 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*. 2013.