

Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behaviour of two pile caps

Influência das dimensões da seção transversal do pilar e da excentricidade da força de compressão no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas



R. G. DELALIBERA ^a
dellacivil@gmail.com

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

Abstract

To design of the pile caps are utilized the strut and tie model and bending theory. The Model Blévoet and Frémy [1] is one of the models used to design of pile-caps. Another method for the design of caps is Model Beam that used bending theory. In the model of French researchers to cross section of the column is proportional to the cross section of strut near the column. To check the influence of the column cross section in the structural behaviour of the pile caps, experimental tests of the two pile caps were realized, varying the dimensions of the column and the high of the pile caps. Comparative analysis of experimental results with the results found by the Model Blévoet and Frémy [1] was realized. It was observed that the increase of the column cross section conferred the pile caps greater strength capacity.

Keywords: foundations, pile caps, experimental analysis.

Resumo

Para o dimensionamento de blocos sobre estacas utilizam-se geralmente os modelos baseados na analogia de escoras (bielas) e tirantes e teoria de flexão. O modelo de Blévoet e Frémy [1] é um dos modelos de cálculo utilizado para o dimensionamento de blocos sobre estacas. Outro método para o dimensionamento de blocos sobre estacas é o modelo de viga que utiliza a teoria geral de flexão. No modelo dos pesquisadores franceses a seção transversal do pilar é proporcional à seção transversal da escora junto ao pilar. Para verificar a influência da seção transversal do pilar no comportamento estrutural dos blocos, realizaram-se ensaios experimentais de blocos sobre duas estacas, variando-se as dimensões da seção transversal do pilar e as alturas dos blocos. Análise comparativa dos resultados experimentais com relação aos resultados encontrados pelo modelo de Blévoet e Frémy [1] foi realizada. Observou-se que o aumento da seção transversal do pilar conferiu aos blocos maiores capacidades resistentes.

Palavras-chave: fundações, blocos sobre estacas, análise experimental.

^a Departamento de Engenharia Civil (Department of Civil Engineering), Universidade Federal de Goiás – Campus Avançado de Catalão, dellacivil@gmail.com, Av. Lamartine Pinto de Avelar, 1120, CEP: 75704-020, Catalão – GO, Brasil.

^b Departamento de Engenharia de Estruturas (Department of Structural Engineering), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, jsgiongo@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos – SP, Brasil.

1. Introdução

Segundo a NBR 6118:2003 [2] os blocos podem ser considerados rígidos ou flexíveis. Se rígidos, a Inequação [1] precisa ser satisfeita.

$$h \geq (a - a_p)/3 \quad (1)$$

Sendo h a altura total do bloco, a e a_p as dimensões do bloco e do pilar numa direção considerada.

Os autores do presente trabalho entendem que essa expressão não é adequada, pois existem situações que apresentam resultados que diferem do limite inferior para o ângulo de inclinação da escora, estabelecido por Blévo e Frémy [1]. A Figura [1] mostra exemplos em que a expressão da norma brasileira apresenta um ângulo de inclinação da escora (em relação a um plano horizontal) inferior ao limite de (45°) estabelecido por Blevót e Frémy [1]. De acordo com a norma brasileira, o bloco sobre estacas B da Figura [1] pode ser considerado rígido, mesmo tendo altura menor que a do bloco sobre estacas A.

O Boletim número 73 do CEB [3] estabelece que para um bloco ser considerado rígido, a altura do bloco deve ser maior que uma vez e meia a distância c do eixo da estaca mais afastada até a face do pilar (ver Figura [1]).

A norma espanhola EHE [4] admite que para o bloco ser considerado rígido, a altura precisa ser maior que duas vezes a distância c especificada na Figura [1].

A norma canadense CSA Standart A23.3-04 [5] estabelece que o bloco precisa ter uma altura mínima igual a trinta centímetros, e que a altura útil do bloco numa seção que dista $d/2$ da face do pilar deve ter resistência à força cortante maior ou igual a Equação [2].

$$V_c = 038 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot [(f'_c)^{1/2}] \quad (2)$$

Sendo λ um coeficiente que leva em consideração a densidade do concreto, ϕ_c o coeficiente de minoração da resistência do concreto e β coeficiente que considera a diminuição da resistência à força cortante em regiões fissuradas, com valor igual a 0,21 se a distância c (ver Figura [1]) for menor que três vezes a altura do bloco. O código americano ACI 318 [6] define que o bloco deve ter altura para resistir a força cortante última, expressão [3].

$$V_u \leq 2 \cdot (f'_c)^{1/2} \cdot b \cdot d \quad (3)$$

Sendo que f'_c é a resistência característica do concreto à compressão, b é a largura do bloco e d é a altura útil do bloco.

Especifica ainda que os blocos sobre estacas devem ter altura mínima igual a 30 cm.

Observa-se que existem prescrições diferentes entre as normas citadas, assim, sugere-se como critério que a altura do bloco seja

Figura 1 – Blocos sobre duas estacas, classificação quanto a rigidez

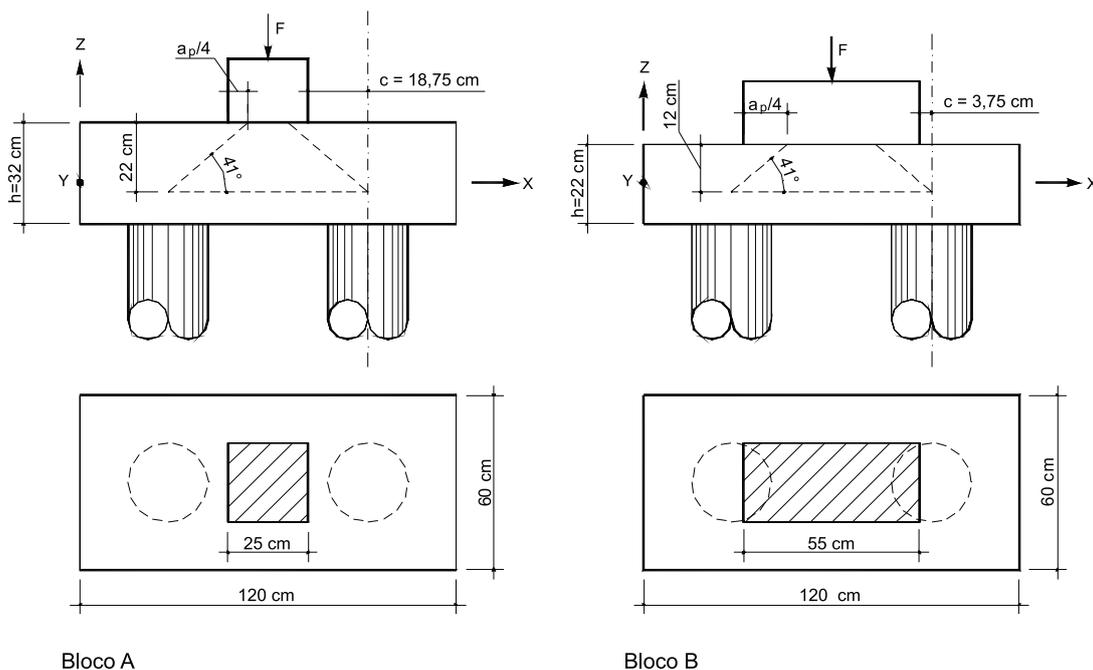


Tabela 1 - Classificação dos blocos

| Critérios | Bloco sobre estacas A | | | Blocos sobre estacas B | | |
|-----------------------------------|--|-----------|---------------|--|-----------|---------------|
| | $F_d = 1000 \text{ kN}, M_d = 0, f_c = 25\text{MPa}$ | | | $F_d = 3500 \text{ kN}, M_d = 0, f_c = 25\text{MPa}$ | | |
| | Calculado | Existente | Classificação | Calculado | Existente | Classificação |
| Blévo† ($\theta = 45^\circ$) | 35 | 32 | Flexível | 28 | 22 | Flexível |
| NBR 6118 | 32 | 32 | Rígido | 32 | 22 | Flexível |
| CEB (1970) | 38 | 32 | Flexível | 16 | 22 | Rígido |
| EHE | 38 | 32 | Flexível | 18 | 22 | Rígido |
| CSA | 98 | 32 | - | 145 | 22 | - |
| ACI | 40 | 32 | - | 40 | 22 | - |

Notas: F_d , força normal de projeto; M_d , momento de projeto; f_c , resistência à compressão do concreto.

definida em função dos ângulo de inclinação da escora. Verifica-se também que a seção transversal do pilar influi diretamente no cálculo da altura do bloco. A Tabela [1] apresenta a classificação e a altura mínima para o bloco mostrado na Figura [1], de acordo com as várias normas e códigos citados anteriormente.

Dentre as várias pesquisas com ênfase experimental desenvolvidas nas últimas décadas, nenhuma fez referência à influência que as dimensões da seção transversal do pilar provocam no comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

Hobbs e Stein [7] pesquisaram o comportamento de blocos sobre duas estacas por meio de análises teóricas e experimentais. Foram ensaiados setenta modelos em escala reduzida na relação 1:3. Os pesquisadores desenvolveram uma solução analítica fundamentada na teoria da elasticidade bidimensional e compararam os resultados teóricos com os resultados experimentais obtidos por meio dos ensaios. Até aquela época os blocos eram tratados como vigas, não existindo, portanto, formulações para peças com perturbação de tensão envolvendo praticamente todo o elemento estrutural, sendo assim, houve evolução no método de dimensionamento dos blocos. Blévo† e Frémy [1] realizaram ensaios em cem blocos sobre estacas com a finalidade de estudar a influência de diferentes arranjos de armadura. As observações experimentais relatadas por Blévo† e Frémy [1] são base para a maioria das formulações para dimensionamento de blocos sobre estacas existentes na literatura técnica.

Mautoni [8], mediante resultados de ensaios em blocos sobre duas estacas, estabeleceu um método para determinar a força e o mecanismo de ruína por meio de uma expressão que leva em consideração a taxa crítica de armadura. Os modelos foram desenvolvidos com a finalidade de analisar blocos sobre duas estacas, mas podem ser utilizados para análise de consolos sem armadura de costura.

Rausch *et al.* [9] ensaiaram blocos de concreto armado sobre duas estacas em escala reduzida (relação 1:2). Os autores obtiveram algumas conclusões interessantes, como: o método das bielas supõe que as barras inferiores (tirantes) se deformem livremente, mas como as estacas atuam limitando essa deformação, verificou-se que quando as barras atravessaram as bielas de compressão

existentes sobre as estacas, ocorreu redução significativa dessas deformações; os ensaios demonstraram que a armadura do tirante calculada pelo método das bielas e tirantes é conservadora, o que na prática significa que a área de armadura pode ser diminuída; no modelo teórico admite-se que o tirante tenha deformações constantes ao longo de seu comprimento, isso não foi observado nos ensaios, pois para valores de forças próximas da força de ruína do bloco, as deformações obtidas no tirante na região das estacas tiveram valores próximos de zero e em alguns casos valores negativos.

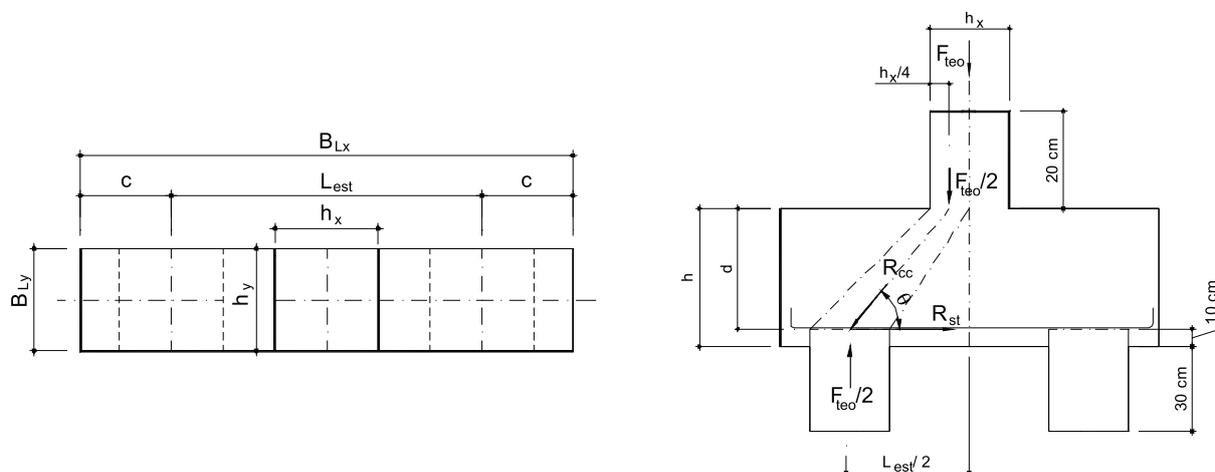
Miguel e Giongo [10] realizaram análise experimental de blocos de concreto armado sobre três estacas submetidos a ação de força centrada. O autores concluíram que o método das bielas desenvolvido por Blévo† e Frémy [1] é conservador, indicando margem de segurança de 12%. Todos os modelos ensaiados tiveram ruína por fendilhamento das bielas, em função da expansão do fluxo de tensões, acompanhado do escoamento das barras da armadura principal.

Chan e Poh [11] fizeram um estudo experimental do comportamento de blocos pré-moldados sobre estacas. Três blocos foram ensaiados até a ruína. Um dos blocos foi moldado no local e os outros dois eram pré-moldados. O objetivo da pesquisa foi comparar o comportamento entre os blocos pré-moldados sobre estacas com os blocos sobre estacas moldados no local. Observou-se que a metodologia utilizada para o dimensionamento de blocos sobre estacas, pode ser utilizada em blocos pré-moldados, sendo que em alguns casos os resultados foram conservadores.

Adebar [12] mediante os resultados de ensaios de vinte e três blocos de transição (blocos com grandes espaçamentos entre os apoios) propôs mudança na norma canadense para o dimensionamento desse tipo de elemento estrutural. A CSA Standart A23.3-04 [5] limita as tensões de compressão nas zonas nodais inferior e superior. Adebar [18] sugere que sejam utilizados estribos nos blocos sobre estacas, evitando, assim, a ruptura do concreto causada por ação de tensões de cisalhamento.

Souza e Bittencourt [13], discutiram a classificação dos blocos em rígidos ou flexíveis, propondo o Método das Bielas e o Modelo de Viga como soluções viáveis para o problema de dimensionamen-

Figura 2 – Dimensões dos blocos sobre duas estacas



to. Complementando o trabalho, foram apresentados os resultados de uma análise não-linear tridimensional de um bloco rígido sobre duas estacas, com a finalidade de se confrontar resultados numéricos com respostas experimentais e analíticas.

Constata-se, pela revisão bibliográfica realizada, que todos os blocos sobre estacas analisados experimentalmente foram construídos com pilar com seção transversal quadrada e apenas força com centrada. Em função do exposto e dos diferentes critérios existentes para o dimensionamento de blocos sobre estacas, realizou-se análise experimental de quatorze blocos sobre estacas com diferentes arranjos de armaduras, diferentes alturas, diferentes seções transversais dos pilares e por fim, consideraram-se forças centradas e excêntricas. Informações a respeito dos ensaios podem ser obtidas em Delalibera [14]. Neste trabalho são apresentados os resultados experimentais de seis blocos dos quatorze blocos ensaiados.

2. Materiais e programa experimental

Para os blocos analisados neste trabalho, quatro tinham seção transversal do pilar com dimensões iguais a 25 cm por 50 cm. Os outros dois tinham seção quadrada com medida do lado de 25 cm. A distância entre os eixos das estacas tinha 62,50 cm e o embutimento da estaca no bloco foi de 10 cm. A Figura [2] mostra dimensões dos blocos analisados experimentalmente.

As alturas dos pilares foram adotadas iguais a 20 cm e as alturas das estacas iguais a 30 cm com o intuito de viabilizar os ensaios, pois se esses fossem adotadas com comprimentos reais os ensaios seriam inexecutáveis no ambiente do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Para verificar a influência do comprimento do fuste das estacas no bloco, Delali-

Tabela 2 – Propriedades geométricas dos modelos analisados experimentalmente

| Blocos | Dimensão da estaca (cm) | Dimensão do pilar (cm) | B_{Lx} (cm) | B_{Ly} (cm) | h_x (cm) | h_y (cm) | L_{est} (cm) | c (cm) | e_{odot} (cm) | h (cm) |
|----------------|-------------------------|------------------------|---------------|---------------|------------|------------|----------------|----------|-----------------|----------|
| B35P25E25e0 | 25 x 25 | 25 x 25 | 117,5 | 25 | 25 | 25 | 62,5 | 27,5 | 0 | 35 |
| B45P25E25e0 | 25 x 25 | 25 x 25 | 117,5 | 25 | 25 | 25 | 62,5 | 27,5 | 0 | 35 |
| B35P50E25e0 | 25 x 25 | 25 x 50 | 117,5 | 25 | 50 | 25 | 62,5 | 27,5 | 0 | 35 |
| B35P50E25e12,5 | 25 x 25 | 25 x 50 | 117,5 | 25 | 50 | 25 | 62,5 | 27,5 | 0 | 45 |
| B45P50E25e0 | 25 x 25 | 25 x 50 | 117,5 | 25 | 50 | 25 | 62,5 | 27,5 | 12,5 | 35 |
| B45P50E25e12,5 | 25 x 25 | 25 x 50 | 117,5 | 25 | 50 | 25 | 62,5 | 27,5 | 12,5 | 45 |

Notas: B_{Lx} e B_{Ly} são os comprimentos dos blocos nas direções x (longitudinal) e y (transversal), e_{odot} é a excentricidade da força de compressão aplicada no pilar, h é a altura total do bloco; h_x e h_y são as dimensões do pilar; L_{est} é a distância entre os eixos das estacas; c , é a distância do centro da estaca até a borda do bloco.

Figura 3 – Arranjo das armaduras do modelo: B35P25E25e0 e B45P25E25e0

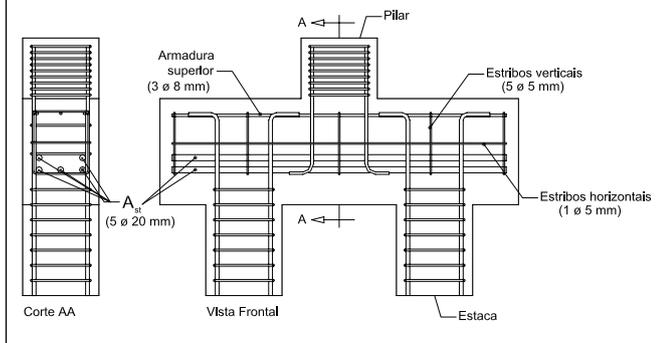
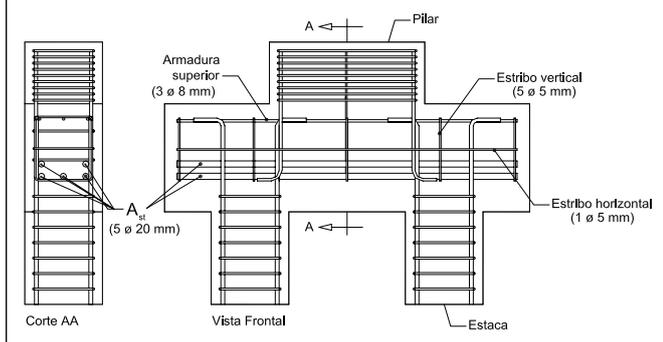


Figura 4 – Arranjo das armaduras do modelo: B35P50E25e0, B35P50E25e12,5, B45P50E25e0 e B45P50E25e12,5



bera [14] realizou várias simulações numéricas e observou que há mudança nas intensidades das tensões nas escoras, porém, suas trajetórias foram mantidas. Mais informações a respeito dessas análises podem ser obtidas em Delalibera & Giongo [15]. Na Tabela [2] são apresentadas às propriedades geométricas dos modelos analisados e as Figuras [3] e [4] mostram os arranjos das armaduras utilizadas nos blocos.

Cada modelo tem uma sigla, cujo significado é apresentado no exemplo, B35P25E25e0:

- B35: bloco com altura igual a 35 cm;
- P25: comprimentos das arestas da seção transversal do pilar igual a 25 cm;
- E25: comprimentos das arestas da seção transversal das estacas iguais a 25 cm;
- e0: excentricidade da força de compressão igual a zero.

Os cobrimentos das armaduras nos pilares foram iguais a 25 mm e nos blocos foram iguais a 40 mm.

A armadura principal de tração (A_{st}) dos blocos foi constituída por cinco barras com diâmetros iguais a 20 mm.

As armações das estacas dos blocos da série B35 foram constituídas por quatro barras com diâmetros de 10 mm (longitudinais) e estribos com diâmetro de 6,3 mm espaçados a cada cinco centímetros.

Para as estacas dos blocos da série B45 as bitolas da barras longitudinais foram iguais a 12,5 mm e os estribos foram iguais aos dos modelos da série anterior.

Os pilares da série B35 foram construídos com oito barras de 10 mm e os da série B45 foram construídos com oito barras de 12,5 mm. No topo dos pilares foram colocadas armaduras de fretagem compostas por barras de 6,3 mm. Todos os cuidados de lançamento e adensamento do concreto durante a moldagem dos blocos foram considerados.

As propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas na construção dos modelos são apresentadas na Tabela [3].

O módulo de deformação longitudinal do aço (E_s) determinado experimentalmente apresentou valor médio de 200 GPa.

A resistência à compressão do concreto das estacas e dos pilares foram maiores que a resistência à compressão do concreto dos blocos, para garantir que não ocorressem ruínas nas estacas e nos pilares. Adotou-se resistência à compressão do concreto dos pilares e das estacas iguais a 50 MPa e a resistência à compressão do concreto dos blocos igual a 25 MPa. A dosagem em massa para os concretos com resistência característica à compressão de 25 MPa foram iguais a 1:2,55:3,54:0,68 com cimento CP-II-F32. Para o concreto com resistência característica à compressão de 50 MPa, a dosagem em massa foi 1:2,66:3,66:0,49 utilizando-se cimento CP-V e 1% (em massa) de superplastificante. Os modelos foram ensaiados com 28 dias de idade.

Como um dos objetivos da pesquisa era obter informações a respeito da forma geométrica da escora de compressão, uma das faces dos blocos foi instrumentada por meio de pastilhas de aço dispostas de maneira a formar uma roseta retangular, que serviram de pontos de medidas para as deformações do concreto. As medidas dos deslocamentos relativos (deformações) entre as pastilhas de aço foram obtidas por meio de extensômetro mecânico. Por meio dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço, também foi possível acompanhar o desenvolvimentos das fissuras ao logo do ensaio. Detalhes a respeito das deformações nas faces dos blocos podem ser obtidas em Delalibera e Giongo [15].

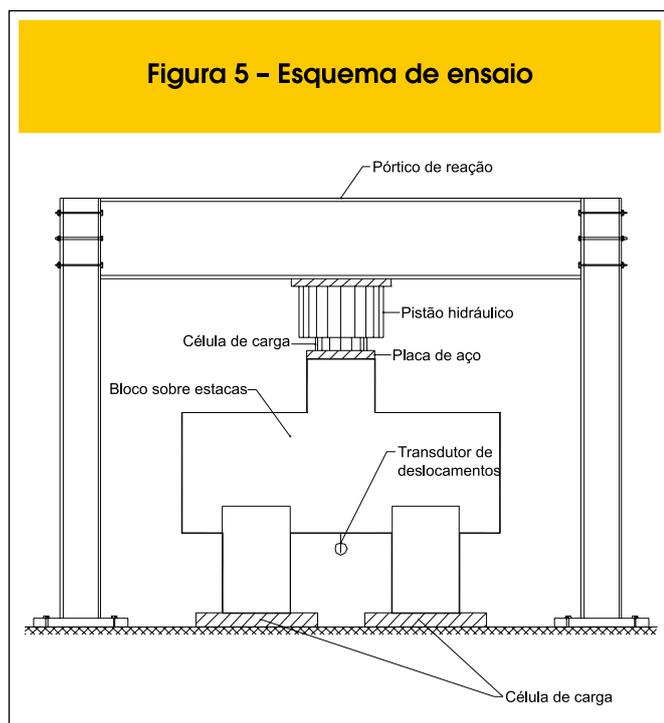
As intensidades das forças aplicadas foram medidas por meio de células de carga. Foram utilizadas três células de carga, uma com capacidade igual a 5000 kN e duas com capacidades iguais a 2000 kN. A célula com maior capacidade foi instalada sobre os pilares e as demais, sob as estacas, dessa maneira foi possível obter o valor da força aplicada no pilar e as reações nas estacas.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas das barras de aço

| ϕ_{nom} (mm) | f_y (MPa) | ϵ_y (‰) | f_u (MPa) |
|-------------------|-------------|------------------|-------------|
| 5,0 | 681 | 4,05 | 755 |
| 6,3 | 597 | 2,99 | 733 |
| 8,0 | 581 | 2,91 | 674 |
| 10,0 | 549 | 2,75 | 658 |
| 12,5 | 578 | 2,89 | 740 |

Notas: ϕ_{nom} é o diâmetro nominal das barras de aço; f_y é a resistência ao escoamento das barras de aço; ϵ_y é a deformação de tração nas barras de aço; e f_u é a resistência última das barras de aço.

Figura 5 – Esquema de ensaio



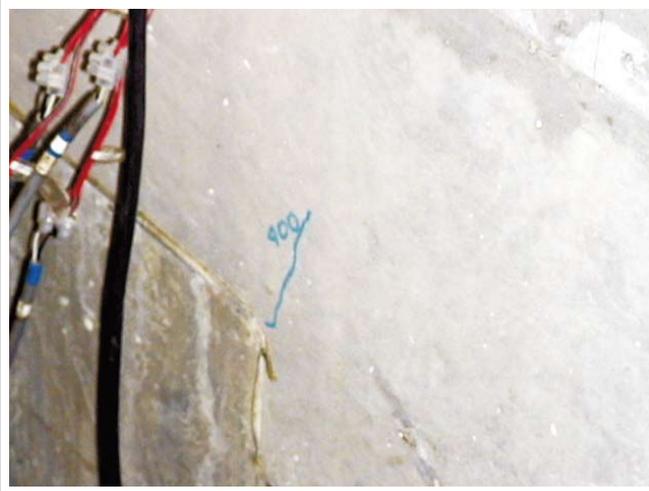
A força aplicada no topo do pilar foi exercida por meio de um pistão hidráulico com capacidade de 5000 kN e curso máximo de 160 mm. O óleo necessário para movimentar o pistão foi injetado por meio de uma bomba elétrica com controle para aplicação da força.

Como estrutura de reação utilizou-se um pórtico metálico com capacidade de 5000 kN e a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. A Figura [5] apresenta o arranjo dos ensaios.

O sistema de aquisição de dados de força foi o System 5100, da Measurements Group, e o programa computacional utilizado foi o StrainMart do mesmo fabricante.

As medidas dos deslocamentos foram obtidas por meio de transdutores de deslocamentos com curso máximo de 50 mm.

Figura 6 – Posição da primeira fissure (junto à estaca)



3. Descrição da análise experimental

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

Em geral, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar (ver Figura [6]). Demais fissuras surgiram em outras etapas de aplicação de força com inclinação similar à primeira fissura. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas ($w > 0,4$ mm), o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou de processo fissuração da diagonal comprimida (fendilha-

Tabela 4 – Valores das forças última e da primeira fissura obtidas nos ensaios

| Blocos | f_{cm} (MPa) | F_u (kN) | F_r (kN) | F_{teo} (kN) | F_d (kN) | F_r/F_u | F_{teo}/F_u | F_d/F_u | F_r/F_d |
|----------------|-------------------|---------------|---------------|-------------------|---------------|-----------|---------------|-----------|-----------|
| B35P25E25e0 | 40,6 | 1821 | 465 | 1776 | 761 | 0,26 | 0,98 | 0,42 | 0,61 |
| B45P25E25e0 | 31 | 2276 | 465 | 1796 | 770 | 0,20 | 0,79 | 0,34 | 0,60 |
| B35P50E25e0 | 35,8 | 3877 | 450 | 2864 | 1718 | 0,12 | 0,74 | 0,44 | 0,26 |
| B35P50E25e12,5 | 35,1 | 3202 | 585 | 2808 | 1685 | 0,18 | 0,88 | 0,53 | 0,35 |
| B45P50E25e0 | 35,8 | 4175 | 851 | 3477 | 2092 | 0,20 | 0,83 | 0,50 | 0,41 |
| B45P50E25e12,5 | 35,1 | 3386 | 477 | 3409 | 2045 | 0,14 | 1,01 | 0,60 | 0,23 |

Notas: f_{cm} , resistência média a compressão do concreto, obtida por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto; F_u , força última obtida experimentalmente; F_r , força que provocou a primeira fissura; F_{teo} , força teórica, calcular por meio dos critérios dos pesquisadores franceses (1), limitando a tensão na zona nodal inferior igual a f_{ca} e a tensão na zona nodal superior igual a $1,40 \cdot f_{ca}$; F_d , força de projeto, calculado por meio dos critérios dos pesquisadores franceses, limitando as tensões nas regiões nodais superior e inferior igual a $0,85 \cdot f_{ca}$.

Tabela 5 – Valor das aberturas de fissuras

| Modelos | F_r/F_u (%) | Abertura máxima (mm) | Ângulo de inclinação da fissura | w_{max} NBR 6118:2003 |
|----------------|------------------|----------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
| B35P25E25e0 | 67,28 | 0,32 | 57° | 0,3 |
| B45P25E25e0 | 74,69 | 0,50 | 60° | 0,3 |
| B35P50E25e0 | 72,22 | 0,37 | 65° | 0,3 |
| B35P50E25e12,5 | 46,84 | 0,26 | 50° | 0,3 |
| B45P50E25e0 | 74,25 | 0,46 | 60° | 0,3 |
| B45P50E25e12,5 | 67,94 | 0,30 | 50° | 0,3 |

Notas: F_r , força que provocou a primeira fissura; F_u , força última, w_{max} , máxima abertura de fissura.

mento), após isso deu-se a ruptura do concreto junto à zona nodal superior e nos modelos da série B35P50E25e0, B35P50E25e12,5, B45P50E25e0 e B45P50E25e12,5 junto à zona nodal inferior e superior simultaneamente.

Todos os modelos apresentaram ruína por fendilhamento e ruptura do concreto, ou seja, após a ruptura por tração do concreto da região delimitada pela escora, ocorreu ruptura do concreto junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formando-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco.

A Tabela [4] apresenta resultados de forças últimas (F_u), força relativa à primeira fissura (F_r), força teórica (F_{teo}), calculada por meio dos critérios dos pesquisadores franceses [1], força de projeto (F_d) e as resistências médias à compressão do concreto dos blocos. Observa-se na Tabela [4] que a primeira fissura surgiu para uma força de aproximadamente vinte por cento da força última e aproximadamente cinquenta por cento da força de projeto.

Figura 7 – Panorama de fissuração



É possível verificar que os resultados obtidos pelos autores do presente trabalho são próximos dos resultados observados nos ensaios de Blévet e Frémy [1], ou seja, o valor de $1,4 \cdot f_{ck}$, relativo à tensão na escora junto ao pilar. Esses resultados ocorreram nos ensaios das séries B35 e B45.

Recorda-se que o valor de $1,4 \cdot f_{ck}$ somente é válido para os modelos em que ocorreram rupturas junto aos pilares. Nos modelos em que as rupturas dos blocos se deram simultaneamente junto às estacas e junto ao pilar (modelos B35P50E25e0, B35P50E25e12,5, B45P50E25e0 e B45P50E25e12,5), diferem do valor de f_{ck} apresentados por Blévet e Frémy [1], pois as tensões junto às zonas nodais inferior e superior foram aproximadamente iguais a $1,4 \cdot f_{ck}$. Portanto, os resultados dos modelos B35P50E25e0, B35P50E25e12,5, B45P50E25e0 e B45P50E25e12,5 apresentaram valores de tensões da escora junto à estaca, superiores aos valores definidos por Blévet e Frémy [1].

Tabela 6 – Tensões junto às zonas nodais inferior e superior

| Modelos | f_c (MPa) | F_u (kN) | $\sigma_{b,zs}$ (MPa) | $\sigma_{b,zi}$ (MPa) | $\sigma_{b,zs}/f_c$ | $\sigma_{b,zi}/f_c$ |
|----------------|----------------|---------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|
| B35P25E25e0 | 40,6 | 1821 | 61,6 | 30,8 | 1,52 | 0,76 |
| B45P25E25e0 | 31 | 2276 | 57 | 28,5 | 1,84 | 0,92 |
| B35P50E25e0 | 35,8 | 3877 | 49,5 | 49,5 | 1,38 | 1,38 |
| B35P50E25e12,5 | 35,8 | 4175 | 43,9 | 43,9 | 1,23 | 1,23 |
| B45P50E25e0 | 35,10 | 3202 | 53,2 | 53,2 | 1,52 | 1,52 |
| B45P50E25e12,5 | 35,10 | 3386 | 48,6 | 48,6 | 1,38 | 1,38 |

Notas: f_c , resistência a compressão do concreto, obtida por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto; F_u , força última obtida experimentalmente; $\sigma_{b,zs}$, tensão junto à zona nodal superior (junto ao pilar); $\sigma_{b,zi}$, tensão junto à zona nodal inferior (junto à estaca).

Figura 8 – Curva força vs. deslocamento, B35P25E25e, B35P50E25e0 e B35P50E25e12,5

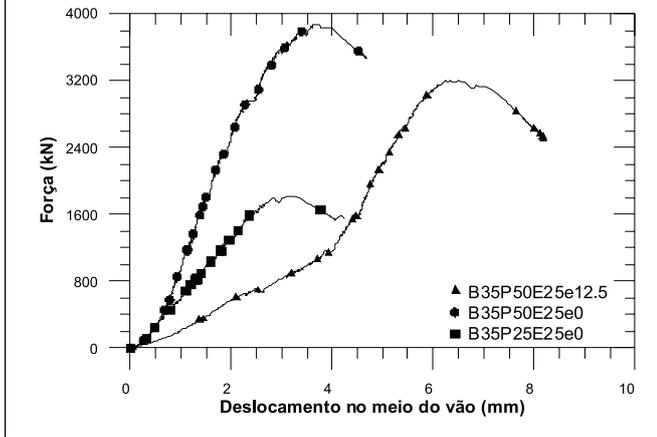
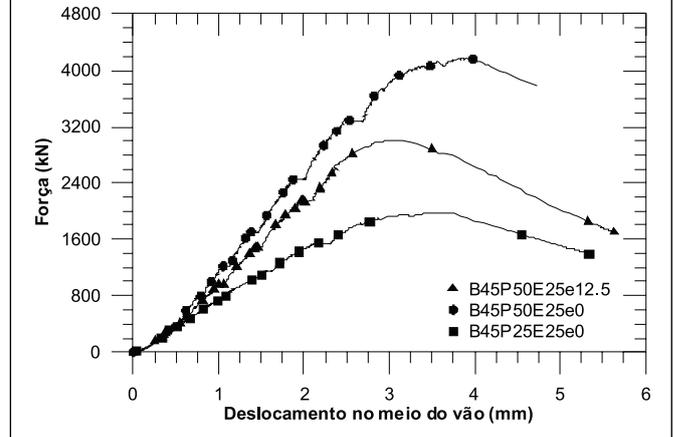


Figura 9 – Curva força vs. deslocamento, B45P25E25e, B45P50E25e0 e B45P50E25e12,5



4. Análise dos resultados experimentais

4.1 Abertura de fissuras

As aberturas das fissuras foram determinadas em função dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço. Por questões de segurança dos operadores dos ensaios, as aberturas das fissuras não foram medidas para forças próximas à força última. Em média as aberturas das fissuras foram avaliadas até 70 % da força última.

A Tabela [5] mostra as aberturas de fissuras medidas durante os ensaios, as inclinações com relação a um plano horizontal (por exemplo, a armadura principal de tração) e compara o valor das aberturas das fissuras em relação ao valor máximo estabelecido pela norma brasileira, considerando classe de agressividade ambiental moderada e combinação freqüente de ações, cujo valor é igual a 0,3 mm.

Por meio da Tabela [5] verifica-se que os valores das aberturas de fissuras são maiores que o valor máximo estabelecido pela norma brasileira. A Figura [7] apresenta o panorama de fissuras de um dos modelos analisados experimentalmente. Observa-se por meio da Figura [7] que o formato das fissuras mostra de maneira aproximada a forma geométrica do modelo de escoras e tirantes aplicados aos blocos sobre duas estacas.

4.2 Influência das dimensões da seção transversal do pilar

Verificou-se por meio da Tabela [6] que a seção transversal do pilar modificou o comportamento estrutural dos blocos. Os blocos ensaiados com maiores dimensões da seção transversal do pilar apresentaram maior capacidade resistente. Fica claro que o aumento da capacidade resistente dos blocos está relacionado com o aumento da seção transversal da escora junto ao pilar.

Observa-se, por meio da Tabela [6], que a relação entre a tensão junto ao pilar ($\sigma_{b,zs}$) e a resistência a compressão do concreto f_c , é igual a 1,48 em média ($\sigma_{b,zs}/f_c = 1,48$). Esse valor é aproximada-

mente igual ao valor apresentado por Blévet e Frémy [1], ou seja, $\sigma_{b,zs}/f_c = 1,40$.

A relação entre a tensão calculada junto à estaca e a resistência do concreto, para pilares com seção transversal quadrada com lado igual a 25 cm, foi igual a 0,84. Este valor é inferior ao limite estabelecido por Blévet e Frémy [1], ou seja, f_c .

Para os blocos ensaiados com pilares com seção transversal retangular com medidas dos lados iguais a 25 cm e 50 cm, a relação entre a tensão calculada junto à estaca e a resistência do concreto foi igual a 1,38. Fica evidente que a seção transversal do pilar influi diretamente na capacidade resistente do bloco.

As Figuras [8] e [9] mostram correlações entre os modelos: B35P25E25e0 com o modelo B35P50E25e0 e do modelo B45P25E25e0 com o modelo B45P50E25e0.

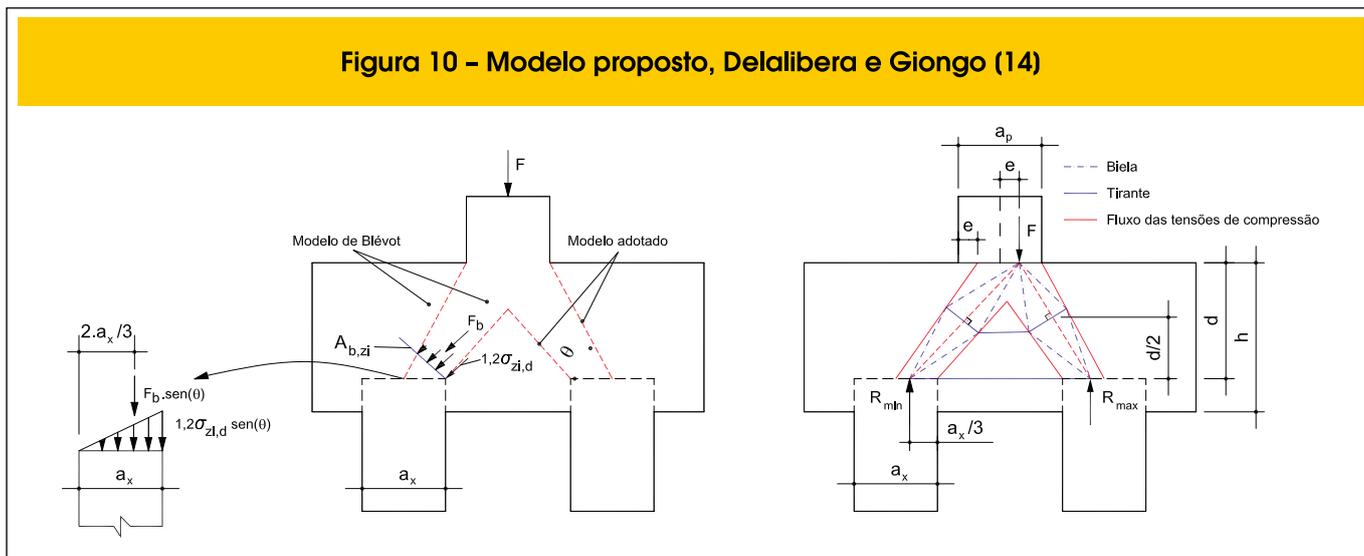
4.3 Influência da excentricidade da força normal

Por meio dos ensaios ficou claro que nos modelos com excentricidade da força, a capacidade resistente dos blocos foi menor, em função das diferentes deformações existentes nas escoras de compressão. A excentricidade provocou concentração de tensões em um dos lados do bloco, modificando a distribuição do fluxo das tensões de compressão e tração.

Geralmente, o dimensionamento de blocos sobre estacas com atuação de momento e força normal no pilar é feito da seguinte maneira: determinam-se as reações nas estacas; verifica-se se há estacas tracionadas, caso existam, modelos particulares para o dimensionamento e detalhamento das armaduras precisam ser utilizados; em se tratando de estacas somente comprimidas, multiplica-se o número de estacas pelo valor da reação da estaca mais comprimida; por fim aplica-se esse valor na interface pilar-bloco como sendo uma força normal centrada equivalente.

O critério apresentado anteriormente julga-se não ser o mais correto, pois considera que as escoras possuem as mesmas deformações, o que na realidade não ocorre. Um critério interessante para as verificações das tensões nas regiões nodais

Figura 10 – Modelo proposto, Delalibera e Giongo (14)



seria a utilização do modelo de escoras e tirantes, que considere a força de compressão excêntrica (ver Figura [10] – para o caso de blocos sobre duas estacas, apoiados em substratos rígidos). Esse modelo foi baseado no modelo original proposto por Adebar et al. [13]. Em Delalibera e Giongo [16] é mostrado o modelo idealizado mostrado na Figura [10].

Por meio das Figuras [8] e [9] observa-se que a excentricidade da força de compressão, diminui a capacidade resistente dos blocos. Isso ocorreu em virtude da ruína por tração diagonal da escora mais solicitada e, posteriormente, ruptura do concreto junto à zona nodal inferior e superior simultaneamente. Ficou evidente, por meio dos ensaios, que as escoras não foram solicitadas pela mesma força. A Figura [7] mostra um dos modelos após a ruína. Observa-se que as fissuras delimitam a posição das escoras e dos tirantes.

A Tabela [7] apresenta as reações das estacas obtidas nos ensaios e as reações nas estacas calculadas por meio do modelo ilustrado na Figura [13]. Analisando-se a tabela anterior, nota-se que o critério utilizado para a distribuição das forças nas estacas, para blocos rígidos, é satisfatório, pois apresenta boa correlação entre os resultados experimentais e teóricos.

5. Conclusões

Todos os blocos apresentaram os mesmos modos de ruína, ou seja, ruptura da escora junto ao pilar e ou junto à estaca. Observou-se que a ruptura do concreto somente se deu após intensa fissuração na direção paralela às bielas ao longo da altura dos blocos. Essas fissuras influíram negativamente na resistência à

Tabela 7 – Reações na estacas

| Modelos | Reações experimentais nas estacas | | e _{real} (cm) | Reações analíticas nas estacas | | R _{máx,exp} /R _{máx,alt} | R _{mín,exp} /R _{mín,alt} |
|----------------|-----------------------------------|---------------------------|------------------------|--------------------------------|---------------------------|--|--|
| | R _{máx,exp} (kN) | R _{mín,exp} (kN) | | R _{máx,alt} (kN) | R _{mín,alt} (kN) | | |
| B35P25E25e0 | 962 | 859 | 1,8 | 971 | 850 | 0,99 | 1,01 |
| B45P25E25e0 | 1180 | 1096 | 0,7 | 1188 | 1088 | 0,99 | 1,01 |
| B35P50E25e0 | 1980 | 1897 | 10,3 | 1989 | 1888 | 0,99 | 1,01 |
| B35P50E25e12,5 | 2127 | 1075 | 1,2 | 2211 | 991 | 0,96 | 1,08 |
| B45P50E25e0 | 2131 | 2044 | 0,7 | 2141 | 2034 | 0,99 | 1,01 |
| B45P50E25e12,5 | 2358 | 1028 | 12,3 | 2462 | 924 | 0,96 | 1,11 |

Notas: R_{máx,exp} máxima reação experimental; R_{mín,exp} mínima reação experimental; R_{máx,alt} máxima reação analítica; R_{mín,alt} mínima reação analítica.

compressão do concreto da escora. Portanto, a utilização de barras de aço dispostas na direção perpendicular à escora limitaria as aberturas das fissuras, conferindo às mesmas maiores resistências. Em síntese, o esmagamento da escora se deu após o fendilhamento da mesma.

As aberturas das fissuras foram medidas até aproximadamente 70 % da força última de cada modelo. Apesar disto, levando-se em consideração que o elemento bloco sobre estaca, na maioria dos casos, é reaterrado após sua construção, faz-se necessário limitar a abertura da fissura dificultando dessa maneira, a penetração de água no interior do concreto, evitando-se a oxidação das barras de aço da armadura. Em geral limita-se a abertura em 0,3 mm. Acontece que em todos os protótipos ensaiados o valor limite estabelecido pela NBR 6118:2003 [3] foi atingido, ou seja, apresentaram resultados contra a segurança com relação ao Estado Limite de Abertura das Fissuras.

Os resultados obtidos por meio dos ensaios experimentais constataram que os blocos com pilares de maior seção transversal apresentaram maior capacidade resistente em relação aos blocos construídos com pilares de seção transversal menor. Verificou-se que as tensões junto ao pilar apresentam valores análogos aos limites estabelecidos por Blévet e Frémy [1]. Nas estacas, ocorrem diferenças significativas. No caso dos blocos ensaiados com seção transversal quadrada do pilar, as tensões calculadas foram menores que o limite apresentado por Blévet e Frémy [1]. Já para os pilares com seção transversal retangular, os valores das tensões foram superiores. Como critério de dimensionamento sugere-se como valor limite para as tensões junto às estacas $0,85 \cdot f_{cd}$ e junto aos pilares f_{cd} , uma vez que as tensões obtidas nos ensaios foram: junto às estacas: $0,84 \cdot f_c$ e junto aos pilares $1,48 \cdot f_c$.

Contatou-se, por meio dos resultados dos ensaios experimentais, que o ângulo de inclinação da escora, que é função da altura do bloco e da distância entre os eixos das estacas tem importância fundamental nas capacidades resistentes dos blocos. Os modelos mais rígidos (com maior altura e, portanto, com maior ângulo de inclinação da escora) apresentaram maior capacidade resistente quando comparados com os modelos de menor rigidez.

Os blocos ensaiados com força vertical excêntrica apresentaram menor capacidade resistente. Como, as escoras são solicitadas de maneira diferente, as deformações nas regiões nodais inferior e superior (junto à estaca e junto ao pilar) também apresentaram valores de tensões diferentes, sendo assim, ocorreu ruptura do concreto na biela mais comprimida, com menor intensidade de força aplicada no pilar, quando comparado com modelos com força centrada.

6. Agradecimentos

A Fapesp (fundação de amparo à pesquisa do Estado de São Paulo) pelo suporte financeiro ao primeiro autor e pelo apoio a pesquisa ao segundo autor (processo número 05/00182-5).

7. Referências bibliográficas

- [01] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev;
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2004;
- [03] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP, *Recommandations particulières na calcul et à l'exécution des semelles de fundations*. Bulletin D'Information. Paris, n. 73, 1970;
- [04] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. *Instrucción española de hormigón armado (EHE)*. Madrid, 2007;
- [05] CSA STANDARD A23.3-94. *Design of Concrete Structures with Explanatory Notes*. Canadian Portland Cement Association. Ontario, Canada, 2004;
- [06] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-08 – *Building code requirements for structural concrete*, 2008.
- [07] HOBBS, N. B.; STEIN, P. An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers.*, v. 57, pg. 559-628, 1957.
- [08] MAUTONI, M. *Blocos sobre dois apoios*. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1972.
- [09] RAUSH, A.; ITURRIOZ, I.; D'AVILA, V. M. R. *Análise experimental-computacional de um bloco de estacas de concreto armado*. XXXIX Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural, Brasília, 2000.
- [10] MIGUEL, M.; TAKEYA, T.; GIONGO, J. S. Structural behaviour of three-pile caps subjected to axial compressive loading. *Materials and Structural*, v. 41, n. 1, pg. 85-98, 2007.
- [11] CHAN, T. K.; POH, C. K. Behavior of precast reinforced concrete pile caps. *Construction and Building Materials*, v. 14, p. 73-78, Jan, 2000.
- [12] ABEBAR, P. One-way shear strength of large footings. *Can. J. Civ. Eng.* 27: 553-562, 2000.
- [13] SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. *Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas*. *Revista Engenharia Civil*, Universidade do Minho, Numero 21, 2004.
- [14] DELALIBERA, R. G. *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- [15] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influence of the pile's rigidity on distribution os stress in two pile caps. *fib Symposium Dubrownik, Croacia*, 2007.
- [16] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Deformations in the strut of two pile caps. *IBRACON Structures and Materials Journal*, Vol. 2, 2008.