

ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM CÁLICE EMBUTIDO SUBMETIDO À AÇÃO DE FORÇA HORIZONTAL

NUMERICAL ANALYSIS OF TWO PILE CAPS WITH SOCKET EMBEDDED SUBJECT TO HORIZONTAL FORCE

Rodrigo Gustavo Delalibera¹, Wellington Andrade Da Silva², José Samuel Giongo³

¹Professor Adjunto da Universidade Federal de Goiás, Câmpus de Catalão, GO
E-mail: dellacivil@gmail.com

²Professor Adjunto da Universidade Federal de Goiás, Câmpus de Catalão, GO
E-mail: wellington.andrade@gmail.com

³Professor do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
E-mail:jsngion@sc.usp.br

RESUMO

O comportamento estrutural dos blocos sobre estacas com cálice embutido é alterado se for considerado ou não a rugosidade na interface pilar-cálice. Com intuito de analisar o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, considerando a rugosidade da interface pilar-cálice, submetido à ação de força horizontal, realizaram-se simulações numéricas, desenvolvidas em programa de computador baseado no método dos elementos finitos – MEF. Na análise numérica as não linearidades físicas dos materiais concreto e aço foram consideradas, como também o atrito entre as interfaces paredes do pilar e do cálice. Considerou-se atrito perfeito entre as barras de aço das armaduras com o concreto do entorno. Observou-se que o comprimento de embutimento do pilar no interior do bloco é fator preponderante no comportamento estrutural do elemento em análise.

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

ABSTRACT

The structural behavior of pile caps with sockets embedded is influenced by interface of column-socket, which can be smooth or rough. With intent to analyzer the behavior of two pile caps with embedded socket, considering the friction between the column and the socket, subjected to horizontal force, the numerical simulations were carried out, using a program based on the Finite Element Methods (FEM). In the numerical analysis the non-linear behavior of materials was considered, also the friction between the column and the socket. It was considered perfect bond between the reinforcement and the concrete around. It was observed that the embedded length is preponderant factor in the structural behavior of the analyzed element.

Keywords: foundations, pile caps, numerical analysis.

1 – INTRODUÇÃO

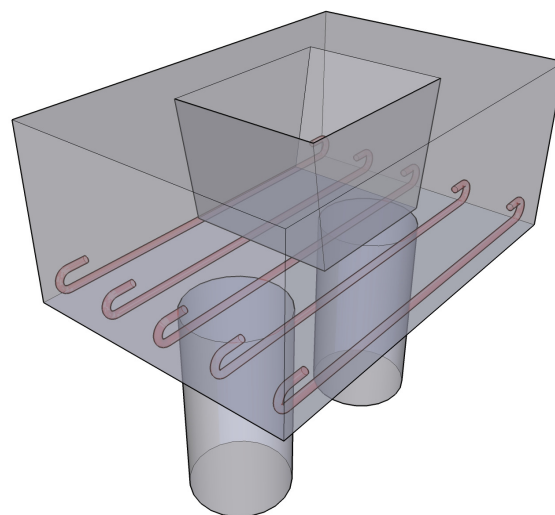
A escolha do tipo de fundação é feita após análise que considere as condições técnicas e econômicas da obra, às proximidades dos edifícios limítrofes, a natureza e característica do subsolo, as magnitudes das ações e os tipos de fundações disponíveis no mercado.

As fundações em estacas são adotadas quando o solo em suas camadas superficiais não é capaz de suportar ações oriundas da superestrutura, sendo necessário, portanto, considerar resistência em camadas profundas. Ao se utilizar solução em fundação profunda por estacas (ou tubulões), faz-se necessária a construção de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento, também denominado bloco sobre estacas.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, blocos sobre estacas são importantes elementos estruturais cuja função é transferir as ações da superestrutura para um grupo de estacas. Os elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente não permitem a inspeção visual quando em serviço, sendo assim, é importante o conhecimento de seu real comportamento nos Estados Limites de Serviço e

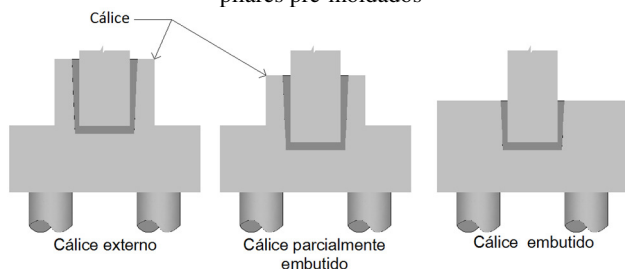
Último. Na Figura 1 é ilustrado o elemento estrutural.

Figura 1 – Detalhe esquemático das armaduras dos blocos analisados.



Existem algumas variações nos tipos de blocos com cálice: cálice externo, cálice parcialmente embutido e cálice totalmente embutido. Na Figura 2 são mostradas as variações dos blocos sobre estacas para pilares pré-moldados. O meio técnico brasileiro utiliza com maior intensidade os blocos com cálice externo e parcialmente embutido.

Figura 2 – Variações dos blocos sobre estacas com cálice para pilares pré-moldados



O código europeu (EUROCODE 2) EN 1992-1-1 (2004) apresenta recomendações a respeito do projeto de cálice para ligação pilar-fundação, considerando o comportamento monolítico do conjunto quando se utiliza chave de cisalhamento. Para conformação lisa das paredes do cálice e do pilar, indica que o coeficiente de atrito entre as faces do pilar e as faces do cálice seja maior que 0,3 e o comprimento de embutimento do pilar maior ou igual a 1,2 vezes a dimensão do pilar.

Como não há consenso junto aos meios técnico e científico com relação à seção do bloco onde se forma a escora (ou biela) foi realizada análise numérica, com intuito de observar o comportamento estrutural dos blocos. Foram analisados numericamente dezoito blocos sobre duas estacas, nove com interface rugosa e nove com interface lisa, submetidos à ação de força horizontal, a qual provoca ação de momento junto ao bloco.

O comprimento de embutimento do pilar (ℓ_{emb}) e a espessura da laje de fundo do bloco (h_s) foram variados. Assim, os comprimentos de embutimento dos pilares pré-moldados foram iguais a 80 cm, 60 cm e 50 cm. As espessuras da laje de fundo foram iguais a 30 cm, 20 cm e 10 cm. Ressalta-se que laje de fundo do bloco não é o melhor termo para expressar a dimensão h_s , em função de não existir uma laje propriamente dita no fundo do bloco. Porém, julga-se que esse termo é o que apresenta melhor compreensão para os leitores. Neste trabalho somente são apresentados os resultados dos modelos analisados com força horizontal. Os resultados de blocos sobre estacas solicitados por compressão centrada e compressão excêntrica podem ser vistos em Delalibera e Giongo (2013).

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, com interfaces lisa e rugosa das paredes dos pilar e do cálice, submetidos à ação de força horizontal e, verificar por meio de análise de variância, qual a variável apresenta maior relevância no comportamento dos mesmos.

O método científico empregado neste trabalho teve

ênfase em modelagens numéricas e foi utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF). Definidos os modelos que foram estudados, análise estatística foi desenvolvida, utilizando valores obtidos por meio de simulações numéricas. Os blocos de concreto armado sobre estacas foram analisados numericamente por meio de programa de computador baseado no MEF. As não linearidades física e geométrica foram consideradas. A fissuração do concreto e a armadura do bloco também foram levadas em consideração. Para a análise numérica dos blocos via método dos elementos finitos foi utilizado o programa ANSYS (ANalysER SYStem) versão 14.

2 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS

Os modelos foram dimensionados com os critérios de Blévo e Frémy (1967). As taxas de armadura foram fixadas, pois não eram objetos de análise. A distância entre os eixos das estacas também foi fixada, variando-se o comprimento de embutido do pilar (ℓ_{emb}) e a espessura da laje de fundo do bloco (h_s). O dimensionamento das barras de aço da armadura principal de tração do bloco e as verificações da diagonal comprimida junto à zona nodal inferior (bloco-estaca) e junto à zona nodal superior (bloco-pilar) foram feitos de acordo com as recomendações do modelo proposto por Blévo e Frémy (1967). Utilizaram-se como limites para verificação das tensões junto às zonas nodais superior e inferior os valores sugeridos pelos pesquisadores franceses, ou seja, $1,40f_{ck}$ junto ao pilar e f_{ck} junto à estaca. As recomendações prescritas na ABNT NBR 9062:2006 e na ABNT NBR 6118:2014 foram consideradas.

Optou-se por utilizar ancoragem reta, pois se verificou por meio das recomendações da ABNT NBR 6118:2014 que o gancho não era necessário (critérios de ancoragens em apoios extremos de vigas). Ao admitir essa hipótese não foi considerada a recomendação da norma, que exige a utilização de ganchos em blocos sobre estacas. Ressalta-se que nos resultados obtidos por Delalibera (2006) e Adebar; Kuchmad; Collins (1990) mostraram, nos casos analisados, as deformações nas barras da armadura na região da ligação com a estaca foram de pequena intensidade. Para o comprimento de embutimento das estacas na face inferior do bloco adotou-se dez centímetros.

Para o dimensionamento dos blocos, utilizou-se um bloco padrão, ou seja, todos os blocos tiveram as mesmas dimensões em planta do bloco padrão, variando-se apenas os comprimentos de embutimento do pilar (ℓ_{emb}) e a espessura da laje de fundo do bloco (h_s). Subentende-se, então, que as alturas totais dos modelos e os ângulos de inclinação da biela de compressão também sofreram variações. Para o bloco padrão adotaram-se estacas de seção transversal quadrada igual a 30 cm de lado, pilar também com seção transversal quadrada, porém com 40 cm de lado. O comprimento de embutimento do pilar no bloco padrão foi igual a 60 cm. Esse valor representa o comprimento mínimo de embutimento para paredes lisas (cálice e pilar) especificado na ABNT NBR 9062:2006, quando a relação

$$M_d/(N_d \cdot h) \leq 0,15.$$

Nas Figuras 3 e 4 são apresentadas as propriedades geométricas do bloco padrão e os fatores que variáveis da análise numérica.

Figura 3 – Propriedades geométricas do bloco padrão.

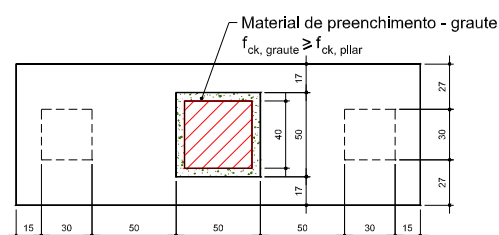
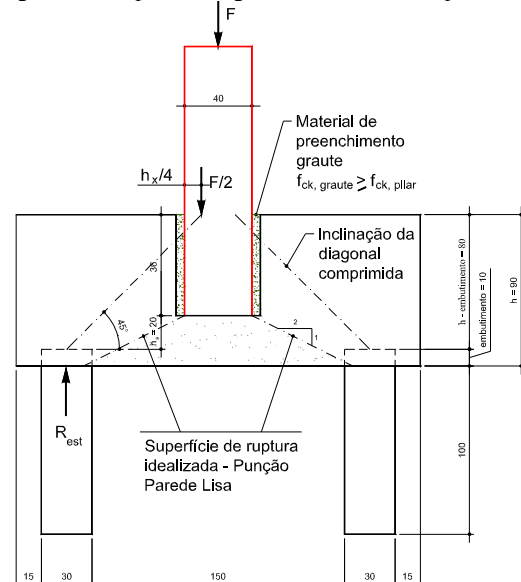
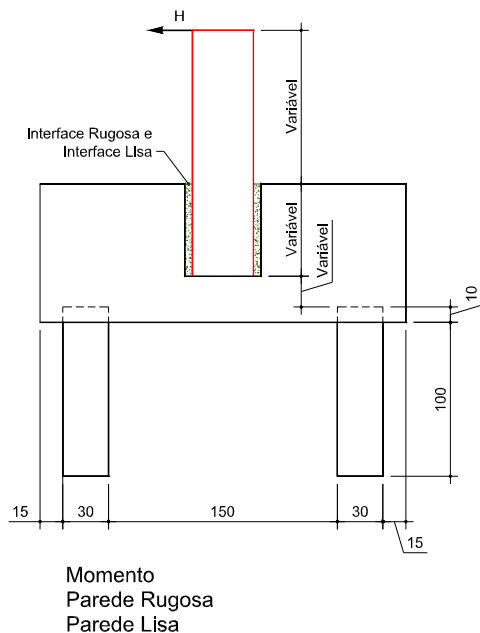


Figura 4 – Fatores variáveis do bloco padrão.



Em todos os blocos adotaram-se resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa e aço da classe CA-50 para as barras dos tirantes. Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades dos blocos analisados com relação à conformação das paredes lisas e com chave de cisalhamento (rugosa), solicitada pela força horizontal que provoca momento no bloco.

A nomenclatura utilizada na Tabela 1 é descrita como: L = blocos com conformação lisa das paredes do cálice e do pilar; R = conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar; ℓ_{e80} = embutimento do pilar igual a oitenta centímetros (demais números são análogos); h_{s30} = espessura da laje de fundo igual a trinta centímetros (demais números são análogos); M significa que foi aplicada força horizontal, A_{st} representa a área da seção transversal das barras de aço classe CA-50, B_{lx} o comprimento do bloco, B_{ly} a largura do bloco, ℓ_{emb} o comprimento de embutimento do pilar pré-moldado e h_s a espessura da laje de fundo do bloco. A distância entre os eixos das estacas de todos os blocos foi igual a cento e oitenta centímetros.

Tabela 1 – Propriedades utilizadas no dimensionamento do bloco.

Blocos	Altura total h (cm)	Medida dos lados do pilar (cm)	Medida dos lados das estacas (cm)	A_{st} (cm ²)	B_{lx} (cm)	B_{ly} (cm)	ℓ_{emb} (cm)	h_s (cm)	Class. ABNT NBR 6118: 2014
L $\ell_{e80}h_{s30}M$	110	40 x 40	30 x 30	22	240	84	80	30	Rígido
R $\ell_{e80}h_{s30}M$									
L $\ell_{e80}h_{s20}M$	100	40 x 40	30 x 30	22	240	84	80	20	Rígido
R $\ell_{e80}h_{s20}M$									
L $\ell_{e80}h_{s10}M$	90	40 x 40	30 x 30	22	240	84	80	10	Rígido
R $\ell_{e80}h_{s10}M$									
L $\ell_{e60}h_{s30}M$	90	40 x 40	30 x 30	22	240	84	60	30	Rígido
R $\ell_{e60}h_{s30}M$									
L $\ell_{e60}h_{s20}M$	80	40 x 40	30 x 30	22	240	84	60	20	Rígido
R $\ell_{e60}h_{s20}M$									
L $\ell_{e60}h_{s10}M$	70	40 x 40	30 x 30	22	240	84	60	10	Rígido
R $\ell_{e60}h_{s10}M$									
L $\ell_{e50}h_{s30}M$	80	40 x 40	30 x 30	22	240	84	50	30	Rígido
R $\ell_{e50}h_{s30}M$									
L $\ell_{e50}h_{s20}M$	70	40 x 40	30 x 30	22	240	84	50	20	Rígido
R $\ell_{e50}h_{s20}M$									
L $\ell_{e50}h_{s10}M$	60	40 x 40	30 x 30	22	240	84	50	10	Rígido
R $\ell_{e50}h_{s10}M$									

3 – MODELAGEM NUMÉRICA

O objetivo da análise numérica foi fornecer resultados para a aplicação do teste estatístico ANOVA (Análise de Variância), sendo assim, blocos sobre duas estacas com cálice embutido, com conformação das paredes lisas e rugosas foram analisados. A análise numérica não tinha como objetivo calibrar curvas de resultados experimentais, mas sim, apresentar tendências de comportamento dos modelos analisados.

A geometria de todos os modelos foram criadas no programa *AutoCad* (versão 2007) e exportadas para o programa de análise estrutural *ANSYS*, por meio de extensão *SAT*.

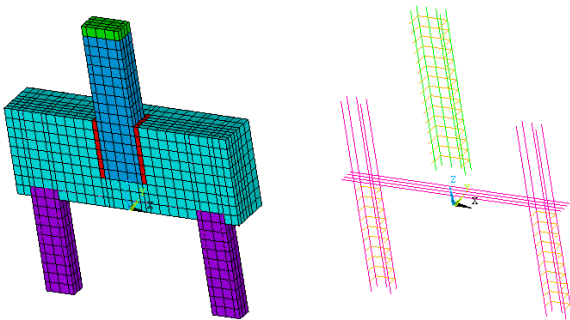
Na Figura 5 é apresentada a rede de elementos finitos utilizadas para a discretização dos elementos de volume (concreto) e os elementos de barra (barras de aço das armaduras) empregados.

Como os modelos eram simétricos, utilizou-se o

recurso de simetria. Portanto, analisou-se apenas metade do elemento estrutural. Restringiram-se as translações (nas três direções, x, y e z) dos nós dos elementos posicionados nas pontas das estacas. Para maiores informações a respeito da modelagem numérica desenvolvida consultar Delalibera e Giongo (2013).

O comprimento de um metro das estacas e do pilar, foi escolhido em função do princípio de Saint-Venant, assim, eliminaram-se as influências das perturbações de tensões nas regiões de aplicação das forças e nas regiões de restrições de translações. A força horizontal foi aplicada no topo do pilar.

Figura 5 – Malha de elementos finitos.

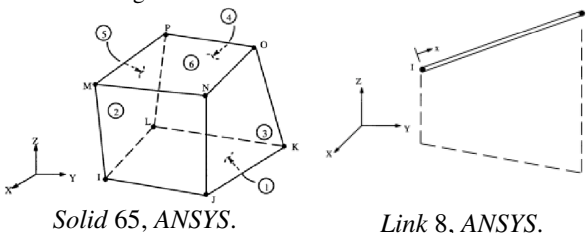


Para a modelagem do material concreto, utilizou-se o elemento finito *Solid 65*. Esse elemento possui oito nós com três graus de liberdade por nó – translações nas direções x, y e z. O elemento apresenta deformações plásticas, fissuração e esmagamento em três direções ortogonais. No elemento *Solid 65*, a fissuração ocorre quando a tensão principal de tração em qualquer direção atinge a superfície de ruptura. Depois da fissuração, o módulo de elasticidade do concreto tem valor igual a zero na direção considerada. A ruptura ocorre quando todas as tensões de compressão atingem a superfície de ruptura, subsequentemente, o módulo de elasticidade tem valor igual a zero em todas as direções. Na Figura 6 é apresentado o elemento *Solid 65*.

Na modelagem das barras de aço da armadura foi utilizado o elemento finito *Link 8*. Esse elemento tem dois nós, sendo que cada nó possui três graus de liberdade – translações nas direções x, y e z. A Figura 6 mostra esse elemento. Optou-se por esse elemento, pois as armaduras nos modelos eram discretas.

Nos modelos, foi considerada a aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto. Apesar disso, os resultados das comparações entre os modelos experimentais e numéricos mostraram-se satisfatórios.

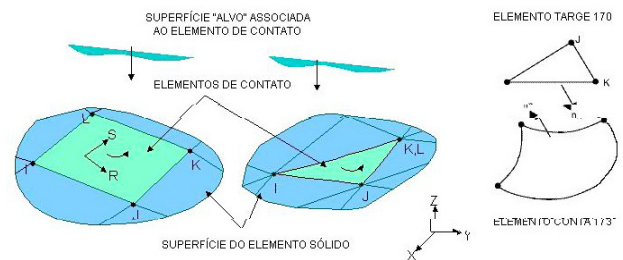
Figura 6 – Malha de elementos finitos.



Para representar o atrito entre as paredes do cálice e o material de preenchimento (graute) e as faces do pilar pré-moldado, utilizaram-se elementos de contato, definindo-se superfícies de contato entre os materiais (superfície de contato e superfície alvo). As superfícies de contato entre os materiais foram representadas por dois elementos finitos, no qual a associação desses elementos é denominada “par de contato”. Para a superfície de contato, utilizou-se o elemento finito *Conta 173* e para a superfície alvo, utilizou-se o elemento finito *Targe 170*. Esses elementos possuem três graus de liberdade em cada nó e as propriedades geométricas são as mesmas das faces dos elementos sólidos aos quais estão ligados, podendo ter geometria triangular ou quadrangular. Na Figura 7 são apresentados os pares de contato (elemento *Conta 173* e *Targe 170*).

Os elementos finitos de contato foram utilizados apenas nos modelos com conformação das paredes do cálice e o pilar lisa, pois, em virtude de pesquisas realizadas (CANHA e EL DEBS, 2006; EBELING, 2006) pode-se considerar que a ligação pilar fundação por meio de cálice com chave de cisalhamento tenha comportamento monolítico.

Figura 7 – Elementos finitos de contato.



Desenvolver um modelo capaz de representar o comportamento do concreto o mais próximo do comportamento real é um desafio. O concreto armado é um material quase-frágil e tem diferentes comportamentos na compressão e na tração.

Para modelar o material concreto, é necessário fornecer ao programa ANSYS os seguintes dados de entrada: módulo de elasticidade longitudinal do concreto; resistências últimas do concreto à compressão e à tração; coeficiente de Poisson; e coeficientes de transferência de cisalhamento. O ANSYS também permite como dado de entrada, a inclusão de uma curva tensão vs. deformação para representar as propriedades mecânicas do concreto. Isso normalmente é feito, quando por problemas de convergência, o processamento é interrompido bruscamente por ruptura precoce do concreto. Kachlakev *et al.* (2001) apresentam mais informações a respeito desse fenômeno. Nos modelos analisados, não ocorreu esse problema.

O módulo de elasticidade longitudinal do concreto, E_c , como também, a resistência característica à tração, f_{ctk} , foram determinadas com base nas recomendações da ABNT NBR 6118:2014. O coeficiente de Poisson, ν , adotado para o concreto foi igual a 0,2 e o coeficiente de transferência de cisalhamento, β , adotado foi igual a 1,0 para fissura aberta

e fechada. Para o coeficiente β foi utilizado o valor 1,0, pois testes feitos demonstraram maior eficiência na convergência do processamento para o valor mencionado.

Foi utilizado o critério de ruptura *Concrete* fornecido pelo ANSYS. Para a definição da superfície de ruptura se fazem necessários apenas dois parâmetros: as resistências à compressão e à tração últimas do concreto. O critério de ruptura *Concrete* é análogo ao critério de ruptura de *William-Warnke*.

Em todos os blocos adotaram-se resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa.

Para as barras de aço, adotou-se comportamento elastoplástico perfeito. O módulo de elasticidade utilizado foi igual a 210 GPa, o coeficiente de Poisson igual a 0,3 e a resistência característica ao escoamento igual a 500 MPa.

Por meio de testes realizados, constatou-se que o método iterativo de *Newton-Raphson* foi o que apresentou melhores resultados quanto à convergência dos modelos, sendo assim, em todas as análises utilizou-se esse critério.

Para as propriedades dos elementos de contato, utilizou-se o modelo de atrito de Coulomb, sendo necessário definir o valor do coeficiente de atrito μ , as tensões máximas de cisalhamento, $\tau_{m\acute{a}x}$ e duas constantes, FKN e FTOLN. FKN representa um coeficiente de rigidez normal do elemento de contato e a constante FTOLN é um fator de tolerância a ser aplicado no sentido do vetor normal da superfície. Esse fator é utilizado para determinar a compatibilidade da penetração. A compatibilidade do contato é satisfeita se a penetração estiver dentro de uma tolerância permissível (FTOLN mede a profundidade de elementos subjacentes). A profundidade é definida pela profundidade média de cada elemento individual do contato no par. Se o programa de computador ANSYS detectar qualquer penetração maior do que esta tolerância, a solução global não converge, mesmo que as forças residuais e os incrementos de deslocamento se encontrem dentro dos critérios da convergência adotada. Para o coeficiente FKN utilizou-se valor igual a 1 e para FTOL valor igual 0,1.

A escolha do valor “correto” do coeficiente de atrito é uma tarefa difícil, pois o mesmo depende de vários fatores: tipo de superfície, intensidades das ações, propriedades mecânicas dos materiais que compõem a ligação pilar-fundação como a resistência do concreto do bloco, a resistência do concreto do pilar e a resistência do concreto do preenchimento.

Existem na literatura técnica indicações para o valor do coeficiente de atrito concreto-concreto. Segundo Nielsen (1984) o valor a ser utilizado é 0,6, a EN 1992-1-1 (2004) indica que o valor do coeficiente de atrito para a situação em que a ligação pilar-fundação por meio cálice com paredes lisas deve ser maior que 0,3. Canha (2004) e Ebeling (2006) simularam a influência do coeficiente de atrito em ligações pilar-fundação por meio de cálice, variando-se o valor de 0,60, 0,45 e 0,30. Osanai; Watanabe; Okamoto (1996) sugerem que os valores dos coeficientes de atrito tenham valores iguais a 0,5 e 1, função do comprimento de embutimento do pilar e do tipo de conformação das paredes do cálice e do pilar. Neste trabalho, seguindo as

recomendações de Canha e El Debs (2006) utilizou-se coeficiente de atrito igual a 0,6. É importante lembrar que esta análise numérica tem como objetivo apresentar tendência do comportamento da ligação pilar-fundação por meio de cálice embutido em blocos sobre duas estacas, com fim principal de analisar a relevância dos fatores analisados.

Com relação à tensão de cisalhamento, $\tau_{m\acute{a}x}$, adotou-se o valor utilizado pelo programa ANSYS, $[\sigma_y/(3^{1/2})]$, em que σ_y é a resistência ao escoamento do critério de ruptura de *Von Mises*, do material adjacente à superfície de contato. Para σ_y utilizou-se valores indicados por Canha (2004), sendo que essa tensão vale trinta por cento da resistência à compressão do concreto de menor resistência pertencente ao contato. Portanto, o valor de σ_y adotado foi igual a 7,5 MPa, resultando 2,5 MPa para o valor de $\tau_{m\acute{a}x}$.

4 – AFERIÇÃO DA MODELAGEM NUMÉRICA

Visando verificar se os modelos adotados para a análise numérica dos blocos sobre duas estacas mostram tendência de comportamento correta, fizeram-se análises comparativas de ensaios experimentais e simulações de vários pesquisadores. Neste trabalho são apresentados os resultados das análises numéricas comparativas dos ensaios realizados por Mautoni (1972) e da simulação numérica desenvolvida por Iyer e Sam (1995). Em Delalibera (2006) pode-se encontrar maiores detalhes das análises comparativas realizadas.

Nas análises utilizaram-se os mesmos elementos finitos empregados nas análises dos blocos sobre duas estacas, ou seja, o elemento finito *Solid 65* – discretizando o material concreto e o finito *Link 8* – modelando as barras de aço. Todas as propriedades mecânicas e geométricas adotadas na análise comparativa foram às mesmas dos ensaios experimentais. As condições de contorno empregadas nos modelos numéricos procuram representar as condições de contorno empregadas nos experimentos com maior grau de realidade possível, o mesmo acontecendo com o carregamento.

A primeira análise comparativa trata-se do bloco B1-A ensaiado por Mautoni (1972). O bloco teve ruína por cisalhamento com força última igual a 800 kN. A primeira fissura surgiu com aproximadamente trinta por cento da força última, cerca de 240 kN. O bloco tinha altura de 25 cm, o pilar era quadrado com área igual a 225 cm² e as estacas tinham seções transversais iguais a 10 cm x 15 cm. O concreto apresentou resistência à compressão igual a 32,30 MPa e as barras de aço do tirante apresentaram resistência ao escoamento igual a 720 MPa. Como não existiam informações sobre o módulo de elasticidade e sobre os coeficientes de Poisson do aço e concreto, adotaram-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

Aplicou-se no modelo numérico trezentos incrementos de força, sendo que, para cada incremento o valor da força aplicada era de 2,67 kN. O valor da força que originou a primeira fissura no modelo numérico foi de 312,33 kN. Ocorreu diferença de 23,15% com relação ao valor da força que originou a primeira fissura no modelo experimental.

Isso ocorreu, pois, no modelo experimental, a força que provocou a primeira fissura foi determinada em função de observação visual, ou seja, a primeira fissura visível ao olho humano. Com relação à força última, o modelo numérico, apresentou força última de 799,98 kN, praticamente, não ocorrendo diferença com o valor obtido experimentalmente.

A segunda análise comparativa refere-se aos blocos simulados numericamente por Iyer e Sam (1995). Foram simulados os blocos com arranjo de armadura distribuída em malha e sobre as estacas. Os blocos tinham altura de 22,5 cm, e eram compostos por quatro estacas com seção transversal quadrada de 10 cm x 10 cm. Os pilares também tinham seção quadrada com 14,14 cm x 14,14 cm de lado. A resistência característica do concreto era igual a 19 MPa e a resistência característica ao escoamento das barras de aço igual a 300 MPa. O coeficiente de Poisson adotado para aço e concreto foi 0,3 e 0,2, respectivamente. Nas simulações numéricas adotaram-se 345 incrementos de força. As forças últimas obtidas nas análises desenvolvidas por Iyer e Sam (1995) foram de: 600 kN, para armadura em malha e 560 kN, para armadura sobre as estacas. Na simulação numérica desenvolvida neste texto, as forças encontradas foram de: 582,17 kN para os blocos com arranjo de armadura distribuída em malha, e 594,59 kN para os blocos com arranjo de armadura distribuída sobre as estacas.

Por meio das análises comparativas realizadas, verificou-se que ocorreu correlação satisfatória entre os resultados experimentais e numéricos, indicando que o modelo adotado na análise numérica foi coerente.

5 – ANÁLISE DE VARIÂNCIA – ANOVA

A análise de variância (ANOVA) é um teste estatístico amplamente difundido, que visa fundamentalmente, verificar se existe diferença significativa entre as médias, e se os fatores exercem influência em alguma variável dependente. Os fatores propostos podem ser de origem qualitativa ou quantitativa, mas a variável dependente necessariamente deverá ser contínua.

A principal aplicação da ANOVA é a comparação de médias oriundas de grupos diferentes, também chamados tratamentos. Existem dois tipos de problemas a serem resolvidos por meio da Anova: fatores fixos ou fatores aleatórios. A aleatoriedade determina a questão do problema. Na grande maioria dos casos trata-se de fatores fixos, afinal o segundo tipo de problema (aleatório) somente surgirá quando ocorrer um estudo envolvendo uma escolha aleatória de fatores.

A análise de variância é amplamente utilizada em diversas áreas, por exemplo: na indústria, com objetivo de otimizar a linha de produção; na medicina, com o objetivo de identificar quais fatores são importantes no tratamento de uma determinada patologia. Na Engenharia Civil, sua utilização ainda é restrita, porém, já existem trabalhos desenvolvidos utilizando a técnica, como por exemplo: Delalibera (2006), Lima Júnior (2003) entre outros.

Na análise de variância desenvolvida neste trabalho,

utilizaram-se fatores fixos, escolhendo três variáveis de estudo: o comprimento de embutimento do pilar no cálice (ℓ_{emb}); a espessura da “laje de fundo” (região inferior ao embutimento do pilar) do bloco (h_s); e a conformação das paredes do cálice embutido e do pilar pré-moldado. As variáveis escolhidas totalizaram dezoito casos de combinações. Os modelos foram divididos em dois grupos (paredes lisas – L e paredes rugosas – R).

Para verificação da relevância de uma determinada variável principal fixa ou combinada, aplica-se o teste F. Por meio de valores tabelados de $F_{crítico}$ ($F_{0,01}$, significância de 99%, conforme Tabela 3), fornecidos por Montgomery (1996), compara-se o valor calculado de F_0 com o valor de $F_{crítico}$. Se o valor calculado de F_0 for maior que o valor tabelado de $F_{crítico}$ significa que esse fator é relevante, caso contrário, implica que o fator não possui importância significativa. Os valores de $F_{crítico}$ são função do número de graus de liberdade de cada variável e do número de graus de liberdade total.

5.1 Análise dos blocos sobre duas estacas com conformação lisa na interface cálice-bloco

Foram analisados nove blocos solicitados por ação de força de normal de compressão, com variações no comprimento de embutimento do pilar (ℓ_{emb}) e na espessura da “laje de fundo” (região inferior ao embutimento do pilar) do bloco (h_s), conforme a Tabela 2. A variação dos fatores analisados modificou de modo significativo a distribuição das tensões principais de compressão e o panorama de fissura no último incremento de força aplicado aos modelos. Na Tabela 3 são apresentados os resultados das análises numéricas realizadas. Nas Figuras 8 e 9 são mostradas as tensões principais de compressão e o panorama de fissuração de um dos blocos analisados numericamente.

Tabela 2 – Propriedades geométricas dos blocos sem rugosidade.

Blocos	Seção do pilar (cm)	Seção das estacas (cm)	h_s (cm)	ℓ_{emb} (cm)	θ (graus)	h (cm)	$R_{est,+}$ (kN)
L ℓ_e 80 h_s 30M	20 x 20	20 x 20	30	80	54,0	120	413
L ℓ_e 80 h_s 20M	20 x 20	25 x 25	20	80	51,3	110	340
L ℓ_e 80 h_s 10M	20 x 20	30 x 30	10	80	48,4	100	617
L ℓ_e 60 h_s 30M	20 x 30	20 x 20	30	60	48,4	100	525
L ℓ_e 60 h_s 20M	20 x 30	25 x 25	20	60	45,0	100	515
L ℓ_e 60 h_s 10M	20 x 30	30 x 30	10	60	41,2	80	342
L ℓ_e 50 h_s 30M	20 x 40	20 x 20	30	50	45,0	90	488
L ℓ_e 50 h_s 20M	20 x 40	25 x 25	20	50	41,2	80	327
L ℓ_e 50 h_s 10M	20 x 40	30 x 30	10	50	36,9	70	256

Nota: $R_{est,+}$, reação na estaca mais comprimida – resultado numérico.

Figura 8 – Tensões principais de compressão (Bloco $L\ell_e60h_s20M$).

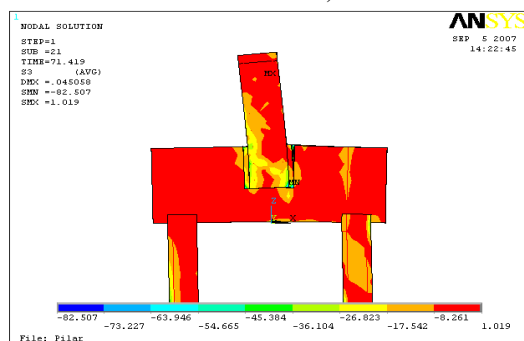
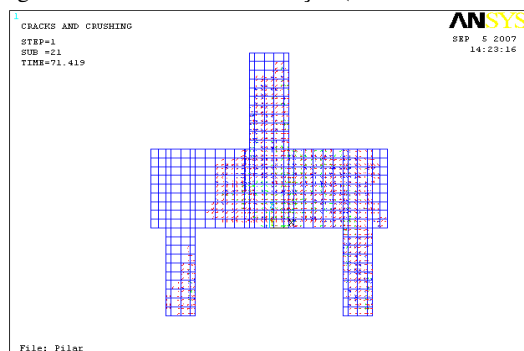
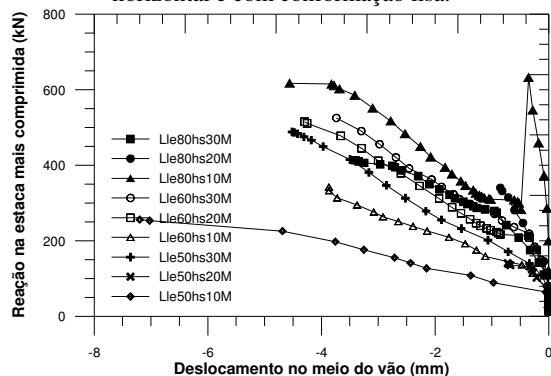


Figura 9 – Panorama de Fissuração (Bloco $L\ell_e60h_s20M$).



Observa-se, na Figura 9, que os blocos apresentam intensa fissuração em virtude da existência de tração nas estacas. Na Figura 10 são apresentadas as curvas “reação na estaca mais comprimida versus deslocamento no meio do vão do bloco”. Nota-se, na Figura 10, que a face inferior do bloco deslocou-se para cima (deslocamento negativo). Isso ocorreu em virtude da aplicação da força horizontal no topo do pilar.

Figura 10 – Curva reação na estaca mais comprimida vs. deslocamento no meio do vão do bloco, submetido à ação horizontal e com conformação lisa.



Na Tabela 3 são mostrados os resultados da análise de variância dos modelos dos blocos analisados numericamente, submetido à ação de força horizontal, tendo conformação lisa da interface pila cálice. Verifica-se,

também, na Tabela 3, que mesmo os fatores ℓ_{emb} e h_s não ultrapassarem os valores de significância, o valor do fator ℓ_{emb} é maior que o fator h_s .

Tabela 3 – Análise de variância, ANOVA, dos blocos analisados numericamente, submetido à ação de força horizontal, tendo conformação lisa da interface pilar cálice.

Fator	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	Fator F_0	Significância $F_{0,01}$
ℓ_{emb}	20696	2	10348	0,46	8,65
h_s	116823	2	5841	0,26	8,65
$\ell_{emb} \times h_s$	11795	4	2949	0,13	7,01
Erro	67181	3	22394	-	-
Total	1113556	8	13919	-	-

Nota: $\ell_{emb} \times h_s$, acoplamento entre o comprimento de embutimento do pilar e a espessura da “laje” de fundo.

Os fatores ℓ_{emb} e h_s não são significativos para a capacidade portante do bloco. Outros fatores como, por exemplo, o atrito entre o material de preenchimento e o bloco ou pilar, a resistência dos materiais da interface bloco-material de preenchimento-pilar provavelmente são fatores principais. Esse resultado é muito interessante, pois, faz-se necessário ter um comprimento de embutimento do pilar mínimo para garantir a transferência dos esforços do pilar para o bloco. Porém, a ruptura da ligação, neste caso se dará provavelmente por esmagamento dos concretos das interfaces e ou por escoamento excessivo das barras de aço longitudinais do pilar.

5.2 Análise dos blocos sobre duas estacas com conformação rugosa na interface cálice-bloco

Foram analisados nove blocos solicitados por ação de força horizontal aplicada no topo do pilar, provocando momento no bloco. Variou-se o comprimento de embutimento do pilar (ℓ_{emb}) e a espessura da “laje” de fundo do bloco (h_s).

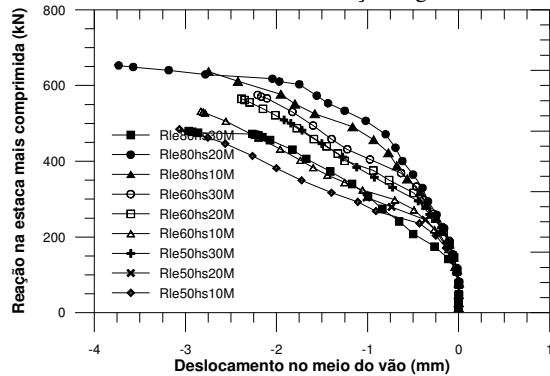
Na Tabela 4 são mostrados os resultados das análises numéricas realizadas e na Figura 11 são apresentadas as curvas “reação na estaca mais comprimida versus deslocamento no meio do vão do bloco”.

Tabela 4 – Propriedades geométricas dos blocos com rugosidade.

Blocos	Seção do pilar (cm)	Seção das estacas (cm)	h_s (cm)	ℓ_{emb} (cm)	θ (graus)	h (cm)	$R_{est,+}$ (kN)
$R\ell_e80h_s30M$	20 x 20	20 x 20	30	80	54,0	120	480
$R\ell_e80h_s20M$	20 x 20	25 x 25	20	80	51,3	110	653
$R\ell_e80h_s10M$	20 x 20	30 x 30	10	80	48,4	100	637
$R\ell_e60h_s30M$	20 x 30	20 x 20	30	60	48,4	100	575
$R\ell_e60h_s20M$	20 x 30	25 x 25	20	60	45,0	100	565
$R\ell_e60h_s10M$	20 x 30	30 x 30	10	60	41,2	80	532
$R\ell_e50h_s30M$	20 x 40	20 x 20	30	50	45,0	90	509
$R\ell_e50h_s20M$	20 x 40	25 x 25	20	50	41,2	80	494
$R\ell_e50h_s10M$	20 x 40	30 x 30	10	50	36,9	70	485

Nota: $R_{est,+}$, reação na estaca mais comprimida – resultado numérico.

Figura 11 – Curva reação na estaca mais comprimida vs. deslocamento no meio do vão do bloco, submetido à ação horizontal e com conformação rugosa.



Observa-se, na Figura 11, que o bloco se deslocou para cima, em função da atuação apenas de momento. Nota-se também que os modelos com maior rigidez são os que possuem maior capacidade portante.

Nas Figuras 12 e 13 são apresentadas as tensões principais de compressão e o panorama de fissuração de um dos blocos analisados numericamente, respectivamente. Observa-se que o comportamento descrito por Delalibera e Giongo (2013) também se fez presente nessas simulações, ou seja, apenas parte da estaca está solicitada de maneira mais intensa. Nota-se, em função da existência de tração nas estacas, que existem muitas fissuras no bloco na região onde há a ancoragem das barras de aço longitudinais das estacas. Na Tabela 5 são apresentados os resultados dos modelos de blocos solicitados por ação horizontal e com conformação rugosa da interface pilar-cálice.

Figura 12 – Tensões principais de compressão (Bloco R ℓ_c 60hs20M).

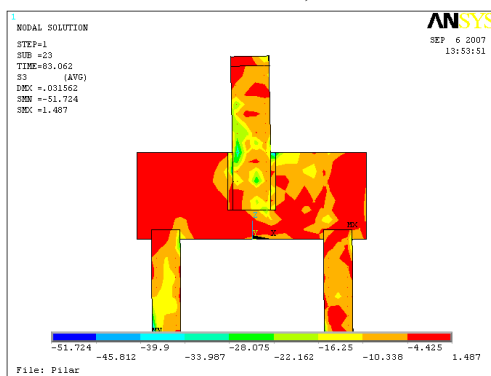


Tabela 5 – Análise de variância, Anova, dos blocos analisados numericamente, submetido à ação de força horizontal, tendo conformação rugosa da interface pila cálice.

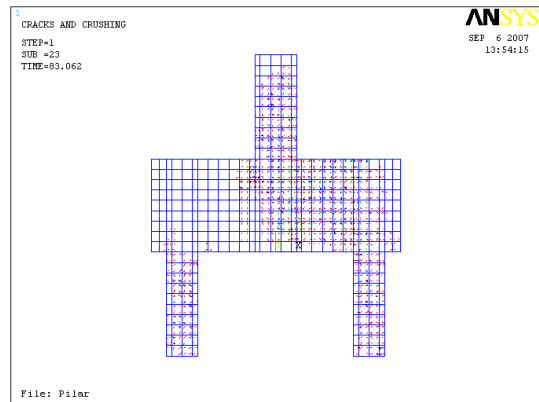
Fator	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	Fator F ₀	Significância F _{0,01}
ℓ_{emb}	1284007	2	642003	2,18	8,65
h_s	712340	2	356170	1,21	8,65
$\ell_{emb} \times h_s$	44607	4	11152	0,04	7,01
Erro	882920	3	294307	-	-
Total	2923875	8	365484	-	-

Nota: $\ell_{emb} \times h_s$, acoplamento entre o comprimento de embutimento

do pilar e a espessura da “laje” de fundo.

Os fatores ℓ_{emb} e h_s não são significativos para a capacidade portante do bloco. Os resultados desta análise são análogos aos resultados encontrados na Seção 5.1.

Figura 13 – Panorama de Fissuração.



CONCLUSÃO

De forma sucinta, a análise da referente pesquisa permite as seguintes conclusões:

- As simulações numéricas se mostraram coerentes e apontaram tendência do comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, com conformação das paredes do cálice e do pilar lisas e rugosas.
- Os fatores ℓ_{emb} e h_s não são significativos para a capacidade portante do bloco. Esse resultado é importante, pois, faz-se necessário ter um comprimento de embutimento do pilar mínimo para garantir a transferência dos esforços do pilar para o bloco. Porém, a ruptura da ligação nestes casos se dará provavelmente por esmagamento dos concretos das interfaces e/ou por escoamento excessivo das barras de aço longitudinais do pilar.
- Observou-se também que a rigidez do bloco influencia na capacidade portante dos blocos. Pode-se afirmar isso, em função dos resultados obtidos, pois os modelos com maiores alturas foram os que apresentaram maior capacidade resistente.

REFERÊNCIAS

- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Journal*, 87, p. 81-91, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2005.
- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 20, n. 230, p. 223-295, 1967.
- CANHA, R. M. F. **Estudo teórico-experimental da**

ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. PMid:15542167.

CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Proposta de modelo de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. **Revista Ibracon de Estruturas**. N. 2, p. 137-166, 2006. PMid:15542167.

DELALIBERA, R. G., GIONGO, J. S. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. **Ibracon Structures and Materials Journal**, 06, n. 03, p. 436-454, 2013.

DELALIBERA, R. G. **Análise teórica 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.

EBELING, E. B. **Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. PMCID:PMC1809573.

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

KACHLAKEV, D.; MMILLER, T; YIM, S.; CHANSAWAT, K.; POTISU, T. **Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with frp laminates.** Final Report, Oregon Department of Transportation, May, 2001.

LIMA JÚNIOR, H. C. **Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, submetidos a flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas.** Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

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

MONTGOMERY, D. C. **Design and Analysis of Experiments** – Fourth Edition. Arizona State University, John Wiley & Sons, 1996.

NIELSEN, M. P. **Limit analysis and concrete plasticity.** Prentice-Hall series in Civil Engineering, Englewood Cliffs, New Jersey, 1984, 420 p.

OSANAI, Y.; WATANABE, F.; OKAMOTO, S. Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns. **ACI Structural journal**, 93, n. 3, p. 226-276, 1996.

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **International Journal of Structures**, v. 15, n. 1, p. 18-34, 1995.