

BLOCOS SOBRE ESTACAS COM CÁLICE EMBUTIDO – ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL

Rodrigo Gustavo Delalibera¹ & José Samuel Giongo²

Resumo

O artigo analisa o comportamento de blocos sobre estacas com cálice totalmente embutido. O comportamento estrutural é alterado se for considerada ou não a rugosidade na interface pilar-cálice. Para comprovar este efeito, foram realizadas análises experimental e numérica com objetivo de estudar o comportamento estrutural de blocos sobre estacas com cálice totalmente embutido. Foram analisados dois blocos sobre estacas, sendo um com as paredes do cálice e do pilar com conformação lisa e outro com conformação rugosa. Observou-se que, a capacidade resistente dos modelos analisados experimentalmente e numericamente com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar pré-moldado foi superior a capacidade resistente dos blocos analisados numericamente e experimentalmente com conformação lisa das paredes do cálice e do pilar pré-moldado.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas. Concreto pré-moldado. Fundações.

PILE CAPS WITH SOCKETS EMBEDDED – NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS.

Abstract

The paper analyzes the behavior of pile caps with socket embedded. The behavior structural changes if it is considered or not the roughness in interface column-socket. To demonstrate this effect, experimental and numerical analyses were conducted to study the structural behavior of pile caps with socket embedded. Were analyzed two pile caps, one with flat conformation of column and socket and another with rough conformation. It was observed that resistance capacity of the models analyzed experimentally and numerically with rough conformation were higher that with flat conformation between column and socket.

Keywords: Pile caps. Precast. Foundations.

1 INTRODUÇÃO

A escolha do tipo de fundação para uma determinada construção é feita após estudo que considere as condições técnicas e econômicas da obra. Por meio do conhecimento dos parâmetros do solo, das intensidades das ações, das posições de edifícios limítrofes e dos tipos de fundações disponíveis no mercado, o engenheiro pode escolher a melhor alternativa para satisfazer técnica e economicamente o caso em análise.

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, buscar resistência em camadas mais profundas. Quando se utiliza fundação em estacas, faz-se necessário construir outro elemento estrutural denominado bloco de coroamento, também conhecido como bloco sobre estacas.

O bloco sobre estaca é importante elemento estrutural cuja função é transferir as ações da superestrutura para um grupo de estacas. Esse elemento estrutural, apesar de ser fundamental para a segurança da superestrutura, geralmente não permite a inspeção visual quando em serviço, sendo assim, é importante o conhecimento de seu real comportamento. Segundo a NBR

¹ Professor Doutor Universidade Federal de Goiás. Email: delalibera@pq.cnpq.br

² Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas – EESC-USP. Email: jsgiongo@sc.usp.br

6118:2007, blocos sobre estacas são estruturas de volume, usadas para transmitir às estacas as ações atuantes.

Quando se utilizam estruturas pré-moldadas, além da construção do bloco de coroamento, faz-se necessário também à construção de outro elemento estrutural, denominado cálice. Os cálices têm função de transmitir ações dos elementos da superestrutura (em geral pilares) para a fundação. A ligação por meio de cálice é realizada embutindo um trecho do pilar (comprimento de embutimento) em uma abertura do elemento de fundação que possibilite seu encaixe. Normalmente o cálice é construído sobre o bloco, mas, utilizam-se muito o embutimento do cálice no interior do bloco – Figura 1. Na literatura técnica há poucas recomendações para o dimensionamento e detalhamento de tal elemento (bloco sobre estacas com cálice embutido).

A maioria dos métodos para projeto restringem-se aos cálices construídos sobre os elementos de fundação. Em virtude da falta de conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de elemento, pretende-se desenvolver pesquisa que possibilite melhor entendimento de seu comportamento estrutural.

Grande parte das pesquisas desenvolvidas em relação ao tema nos últimos anos concentra-se em duas análises: análise teórica elástica linear compreendendo a analogia das bielas e tirantes e a teoria de viga e a análise de resultados experimentais. Nesta pesquisa, foram apresentados resultados de análises experimentais e análise numéricas considerando as não-linearidades dos materiais concreto e aço.

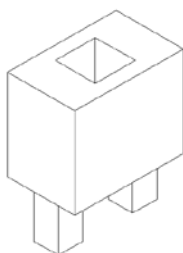


Figura 1 – Bloco sobre duas estacas com cálice embutido.

Este trabalho justifica-se pela importância que o elemento estrutural blocos sobre estacas têm na estrutura de uma edificação pré-moldada. A falta de conhecimento da real forma geométrica das bielas de compressão no Estado Limite Último para aplicação da analogia de bielas e tirantes, as divergências entre os métodos analíticos utilizados no dimensionamento e verificação dos blocos e a falta de normalização para este elemento estrutural são alguns aspectos que torna este trabalho necessário.

A inexistência na literatura técnica de critérios para projeto de blocos sobre estacas com cálice embutido sugere a importância dos resultados para o meio técnico.

Outro fato importante é que, apesar da analogia de biela e tirante ser garantida pela teoria do Limite inferior ou Teorema Estático (havendo um bloco sobre estacas, existem inúmeros modelos possíveis de treliças que representam campos de tensões estaticamente equilibrados e plasticamente admissíveis), o modelo que se utiliza para a aplicação da analogia de bielas e tirantes é feito usando trajetórias de tensões principais elásticas. Há, assim, uma incompatibilidade nas formulações, ou seja, o modelo de bielas e tirantes é plasticamente garantido, porém, sua modelagem é feita por meio de trajetórias de tensões elásticas que não levam em conta o esmagamento e fissuração do elemento estrutural. Faz-se necessário, portanto, rever a hipótese anterior e criar modelos de bielas e tirantes obtidos por meio de fluxos de tensões em regime plástico. Pesquisas anteriores desenvolvidas DELALIBERA (2006) utilizando blocos sobre estacas moldados no local demonstram a necessidade de adaptação do modelo de bielas e tirantes empregado no dimensionamento no estado limite último de blocos sobre estacas.

Este trabalho teve como objetivos analisar e discutir o comportamento estrutural da ligação pilar-fundação por meio de cálice em blocos sobre duas estacas, para isso, objetivos específicos foram propostos:

- analisar a influência da ligação pilar-fundação por meio de cálice embutido no bloco sobre estacas;

- analisar a formação das bielas de compressão por meio de resultados numéricos e experimentais;
- analisar qual a melhor solução entre as conformações das paredes do pilar e do colarinho, ou seja, lisa ou rugosa, para a construção dos blocos.

Os blocos de concreto armado sobre estacas foram analisados numericamente por meio de programa de computador baseado nos métodos dos elementos finitos – MEF. As não-linearidades física e geométrica foram consideradas. A fissuração do concreto e a armadura do bloco também foram levadas em consideração como também o atrito existente entre a ligação pilar-fundação. Para a análise não-linear dos blocos via método dos elementos finitos será utilizado, em princípio, o programa ANSYS (ANalyser SYstem). O ANSYS é um programa para análise não-linear de estruturas por meio do método dos elementos finitos desenvolvido pela empresa norte-americana ANSYS, Inc. Foram utilizados os valores de resultados experimentais, obtidos em projetos de pesquisa como os de CANHA (2004) e JAGUARIBE JÚNIOR (2005), para a aferição dos modelos de blocos sobre estacas com cálice embutido.

Foram analisados experimentalmente dois modelos em escala real de blocos sobre estacas com cálice embutido, sendo um construído com conformação das paredes do pilar e das paredes de cálice lisas e outro com as paredes rugosas. Tais ensaios só foram possível, em função da parceria com o prof. José Samuel Giongo, da Escola de Engenharia de São Carlos, onde os ensaios foram realizados.

2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS

A espessura da parede do cálice, h_c (ver Figura 2), de acordo com as recomendações de EL DEBS (2000) deve ser maior ou igual a dez centímetros, $\frac{1}{3} \cdot h_{int}$ e $\frac{1}{3} \cdot b_{int}$. Portanto, adotou-se 15 cm para a espessura da parede do cálice. A distância entre os eixos das estacas foi determinada em função o ângulo de inclinação da escora com relação ao plano horizontal. O comprimento adotado para a distância entre os eixos das estacas foi igual a centro e trinta centímetros. Adotou-se dez centímetros para o embutimento das estacas no interior do bloco e cinco centímetros de folga para o encaixe do pilar no cálice.

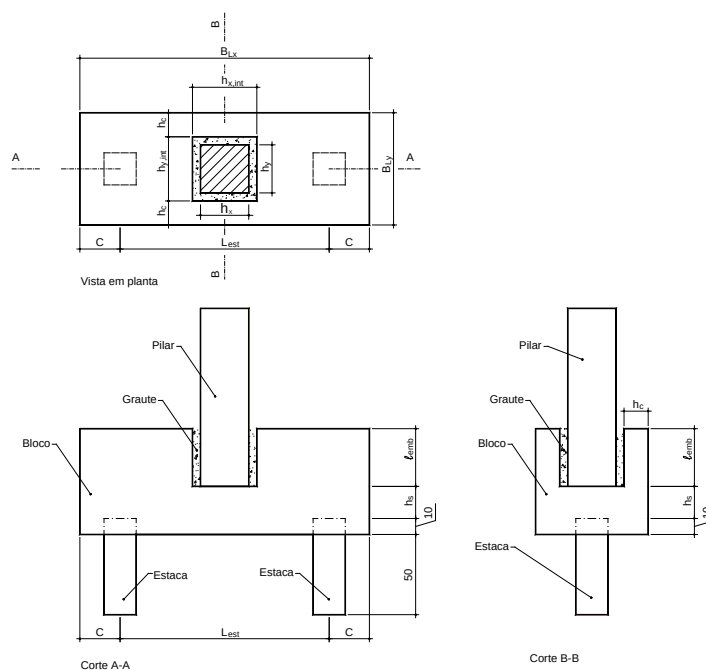


Figura 2 – Bloco sobre estacas.

De acordo com as prescrições da NBR 9062:2006 o comprimento de embutimento do pilar é função da excentricidade da força normal e do tipo de interface existente entre as paredes do cálice e do pilar. Admitiu-se que para o dimensionamento dos blocos a serem ensaiados, as

paredes do cálice e do pilar sejam rugosas e que a excentricidade da força normal seja inferior a $0,15 \cdot h$. Esse valor implica que a excentricidade da força normal provoca no pilar apenas tensões de compressão.

A Tabela 1 apresenta as propriedades geométricas dos blocos a serem ensaiados.

Tabela 1 – Propriedades geométricas dos modelos analisados experimentalmente

BLOCOS	Dimensão da estaca (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B_{Lx} (cm)	B_{Ly} (cm)	e_{adot} (mm)	h (cm)	h_c (cm)	h_s (cm)	ℓ_{emb} (cm)
B66P30E20PL	20 x 20	30 x 30	180	70	50	66	15	20	36
B66P30E20PR	20 x 20	30 x 30	180	70	50	66	15	20	36

Não existe especificação na norma NBR 9062:2006 quanto ao tipo e forma da rugosidade a ser construída nas paredes do cálice e do pilar, apenas sugere que deva existir uma rugosidade de 1 cm a cada 10 cm. Além disso, a norma recomenda que o comprimento de embutimento do pilar deva ser superior a 40 cm. Por critério de projeto, admitiu-se comprimento de embutimento igual a 36 cm e rugosidade de 1 cm a cada 5 cm. Adotaram-se esses valores em função da facilidade de construção desta superfície na indústria ou na obra, pois podem ser utilizadas ripas de madeiras, cujas dimensões são iguais a 5 cm e 1 cm. A Figura 3 mostra com detalhes a forma das cavidades construídas nas paredes do pilar e do cálice.

Apesar do comprimento de embutimento do pilar ser inferior ao limite mínimo estabelecido pela NBR 9062:2006, o mesmo apresenta o comprimento mínimo estabelecido pela EN 1992 (2004), ou seja, $1,2 \cdot h_x$ (ou h_y), sendo h_x e h_y a maior dimensão do pilar. O comprimento adotado também concorda com o valor estabelecido por LEONHARDT & MÖNNIG (1978), ou seja, $1,2 \cdot h_x$ para cálices com superfície rugosa.

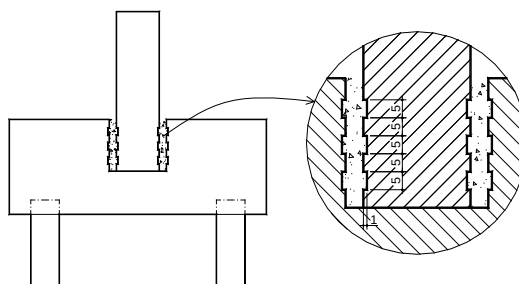


Figura 3 – Detalhes da superfície rugosa construída no modelo com rugosidade na interface cálice-pilar.

Outro fator que não foi considerado, para a determinação do comprimento de embutimento do pilar, está relacionado com o comprimento de ancoragem das barras de aço da armadura do pilar. A NBR 9062:2006 recomenda que o comprimento de embutimento do pilar seja superior ao comprimento de ancoragem necessário para a total transferência de tensões do pilar para o bloco. Para o caso em análise, o valor deste comprimento seria 60,8 cm, considerando: diâmetro das barras longitudinais do pilar iguais a dezesseis milímetros, concreto C25, barras de aço nervuradas, classe CA-50 e condição e zona de boa aderência. Como a área de armadura necessária do pilar é igual a $9,50 \text{ cm}^2$ e a armadura existente é igual a 24 cm^2 , o comprimento de ancoragem das barras de aço do pilar foi reduzido em função da relação entre a área das barras de armadura necessária e a área das barras da armadura efetiva, $9,50 \text{ cm}^2 / 24 \text{ cm}^2 = 0,39$.

Outro redutor que pode ser considerado e indicado na NBR 6118:2007 está relacionado com o efeito favorável da escora junto ao pilar. Nesta região, como há grande concentração de tensões de compressão, logo o comprimento de ancoragem pode ser diminuído. Fusco (1994) apresenta coeficiente igual a 0,6, ou seja: $\ell_b' = 0,6 \cdot \ell_b$, resultando valor igual a 36,5 cm.

O dimensionamento dos blocos foi feito baseado nas recomendações de BLÉVOT & FRÉMY (1967) e o arranjo das barras de aço da armadura foi feito considerando as informações da NBR 6118:2007.

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Os blocos foram detalhados com 4 barras de 20 mm de aço CA-50 para a armadura principal de tração (tirante), estribos horizontais com diâmetros iguais a 6,3 mm espaçados a cada 10 centímetros.

As estacas foram detalhadas com 6 barras de 20 mm e estribos com diâmetros iguais a 6,3 mm espaçados a cada 20 cm. Os pilares foram construídos com 12 barras com diâmetros de 16 mm e estribos com diâmetros iguais a 6,3 mm espaçados a cada 20 cm. Maiores detalhes do arranjos das barras de aço dos blocos ensaiados, podem ser obtidos em DELALIBERA (2008). A Figura 4 apresenta o detalhamento utilizado nos blocos.

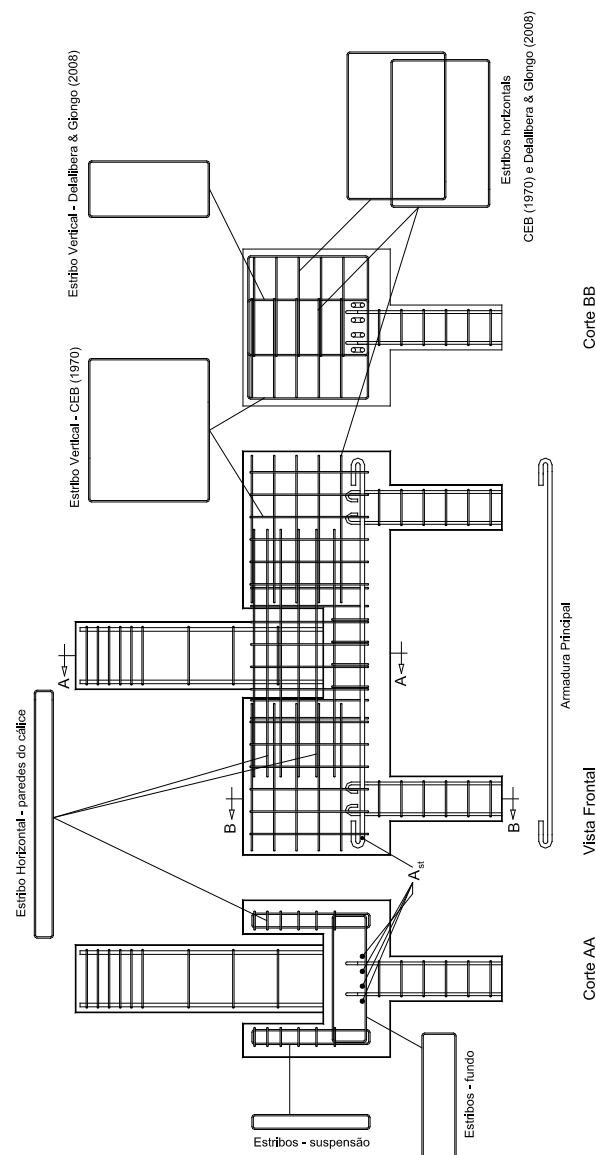


Figura 4 – Detalhamento esquemático dos blocos ensaiados experimentalmente.

A resistência à compressão do concreto utilizado na moldagem dos blocos, teve em média, valor igual 34 MPa. A resistência à compressão do concreto utilizado nos pilares teve resistência igual a 47 MPa e a resistência à compressão do concreto das estacas teve valor igual a 48 MPa.

As resistências à compressão do concreto utilizado nas estacas e nos pilares tiveram valores maiores, pois pretendia-se que a ruptura do elemento bloco sobre estaca, ocorresse apenas no bloco. As resistências médias à tração do concreto dos blocos, pilares e estacas tiveram valores respectivamente iguais a 2,6MPa, 3,2MPa e 3,7MPa.

O traço em massa para concreto com resistência a compressão igual 48 MPa aos 28 dias de idades foi igual a 1 : 2,42 : 3,58 : 0,52 (cimento, areia, pedra britada e a/c). O concreto utilizado nos blocos foi usinado.

A Tabela 2 mostra as propriedades mecânicas das barras de aço utilizados nos modelos ensaiados.

O módulo de deformação longitudinal do aço (E_s) determinado experimentalmente apresentou valores médios em torno de 200 GPa.

As intensidades das forças aplicadas foram medidas por meio de células de carga. Foi utilizada uma célula de carga com capacidade igual a 5000 kN. A célula foi instalada sobre o pilar. Sob as estacas, instalou-se dois aparelhos de apoio restringindo os deslocamentos verticais e permitindo os deslocamentos horizontais. Com a utilização dos aparelhos de apoio, pretendeu-se simular a rotação das estacas junto ao solo, após o bloco ser solicitado pelos esforços de força normal, força cortante e momento.

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.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas das barras de aço

C. P.	$\varnothing_{nom}$ (mm)	Comp. (cm)	Massa (g)	$\varnothing_{efetivo}$ (mm)	f_y (MPa)	ε_y (‰)	$f_{y,m}$ (MPa)	$\varepsilon_{y,m}$ (‰)	f_u (MPa)	Classe
01	6,3	81,5	201,9	6,64	610	3,05	597	2,99	733	CA-50
02		87,5	213,9	6,60	609	3,05				
03		81	200,7	6,64	571	2,86				
01	16	80,5	1030,	16,05	543	2,72	547	2,74	671	CA-50
02		80,7	1035,8	15,93	542	2,71				
03		79,6	1006,2	15,78	556	2,78				
01	20	79,9	1951,7	20,86	550	2,75	550	2,75	719	CA-50
02		79,8	1954	20,88	548	2,74				
03		79,9	1956,7	20,88	551	2,76				

Nota: $\varnothing_{nom}$, diâmetro nominal das barras ou fios de aço; Comp., comprimento do corpo-de-prova; $\varnothing_{efetivo}$, diâmetro efetivo das barras ou fios de aço; f_y , resistência ao escoamento das barras de aço; ε_y , deformação específica de escoamento do aço; $f_{y,m}$, resistência média ao escoamento das barras de aço; $\varepsilon_{y,m}$, deformação média de escoamento do aço; f_u , tensão de ruptura das barras de aço.

Como estrutura de reação utilizou-se um pórtico metálico com capacidade de 5000kN e a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade (ver Figura 5).



Figura 5 – Montagem dos ensaios.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica não teve 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 de computador AutoCad® (versão 2007) e exportadas para o programa de computador ANSYS®, por meio de extensão SAT.

A Figura 6 apresenta a rede de elementos finitos utilizadas para a discretização dos elementos de volume (concreto) e os elementos de barra (barras de aço das armaduras).

A força normal foi aplicada por meio de pressão no topo do pilar. Dividiu-se a força normal em incrementos de carregamentos com valores iguais aos obtidos aos valores da força de ruptura obtida experimentalmente.

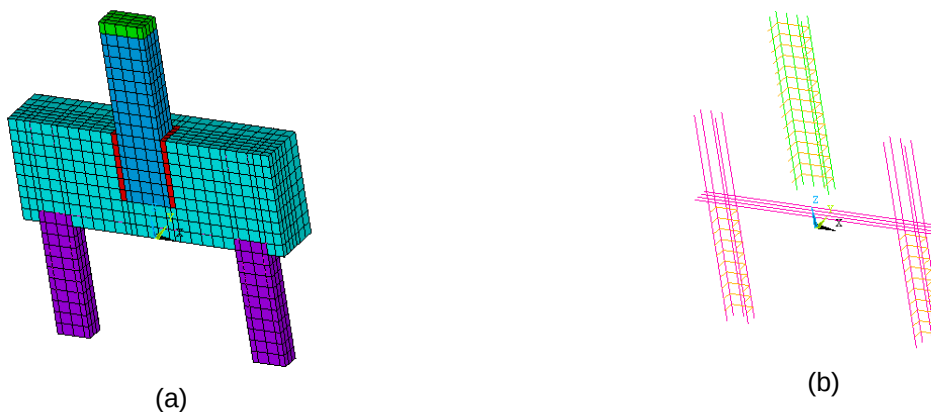


Figura 6 – Rede de Elementos Finitos – (a) concreto; (b) armadura.

Como os modelos eram simétricos, utilizou-se o recurso de simetria. Portanto, analisou-se apenas metade do elemento estrutural.

Restringiu-se as translações (nas três direções, x, y e z) dos nós dos elementos posicionados nas pontas das estacas.

A Figura 7 apresenta as condições de contorno empregadas nos modelos.

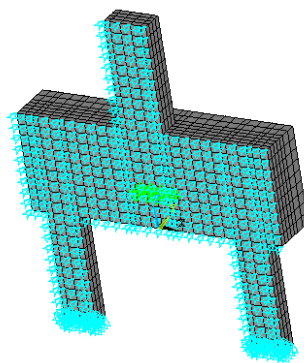


Figura 7 – Condições de contorno e simetria.

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. O esmagamento ocorre quando todas as tensões de compressão atingem a superfície de ruptura, subseqüentemente, o módulo de elasticidade tem valor igual a zero em todas as direções. A Figura 8 apresenta 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 9 mostra esse elemento. Optou-se por esse elemento, pois as armaduras nos modelos eram discretas.

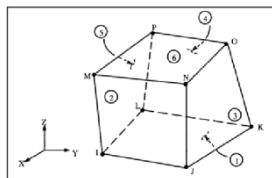


Figura 8 – Elemento Finito – *Solid 65*.

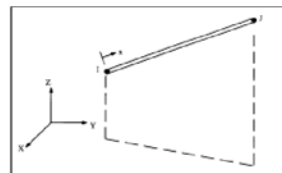


Figura 9 – Elemento Finito – *Link 8*.

Nos modelos, não foi considerado o fenômeno da aderência entre as barras de aço e o concreto. Apesar disso, os resultados das comparações entre resultados experimentais e numéricos mostraram-se satisfatórios.

Para representar o atrito entre as paredes do cálice e o material de preenchimento (graute) e o material de preenchimento (graute) e as faces do pilar pré-moldados, 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, denominado “par de contato”. Para a superfície de contato, utilizou-se o elemento finito *Contact 173* e para a superfície alvo, utilizou-se o elemento finito *Target 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. A Figura 10 apresenta os pares de contato (elemento *Contact 173* e *Target 170*).

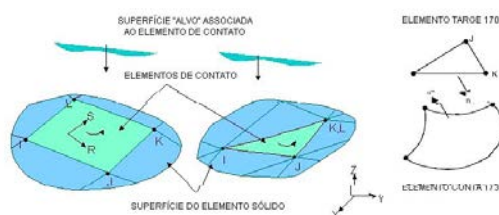


Figura 10 – Elementos finitos de contato.

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 já realizadas por diversos pesquisadores, pode-se considerar que a ligação pilar-fundação por meio de cálice com chave de cisalhamento tenha comportamento monolítico.

Para modelar o material concreto, é necessário fornecer ao programa Ansys® os seguintes dados de entrada: módulo de elasticidade longitudinal do concreto; resistência última do concreto à compressão e tração; coeficiente de Poisson; e coeficientes de transferência de cisalhamento.

O módulo de elasticidade longitudinal do concreto, E_c , como também, a resistência característica à tração, f_{tk} , foram determinadas com base nas recomendações da NBR 6118:2007. O coeficiente de Poisson, ν , adotado para o concreto foi igual a 0,2 e os coeficientes de transferência de cisalhamento, β adotados foram iguais a 1 para fissuras abertas e fechadas. Os

coeficientes β utilizaram esse valor, pois testes feitos demonstraram maior eficiência na convergência do processamento quando utilizou-se 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 tração últimas do concreto. O critério de ruptura *Concrete* é análogo ao critério de ruptura de Willam-Warnke.

Em todos os blocos adotaram-se resistência à compressão (f_c) igual aos valores obtidos experimentalmente, o mesmo ocorrendo para as barras de aço.

Por meio de testes realizados, constatou-se que o critério 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, $\tau_{\max}$ 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.

Neste trabalho, sugerindo as recomendações de CANHA & EL DEBS (2006) utilizou-se coeficiente de atrito igual a 0,6. Com relação à tensão de cisalhamento, $\tau_{\max}$, adotou-se o valor utilizado pelo programa de computador, $[\sigma_y/(3^{1/2})]$, 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), onde 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 $\tau_{\max}$.

5 RESULTADOS OBTIDOS

O bloco com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou maior capacidade de carga quando comparado, com o bloco com conformação lisa.

O bloco com conformação lisa apresentou ruptura dúctil. Tal ruptura assemelha-se com comportamento de elementos estruturais lineares submetidos à flexão. Tal fato é explicado, pois a falta de aderência entre as paredes do cálice e do pilar, induziu que uma grande parcela da força aplicada no pilar, migrasse diretamente para a laje de fundo do bloco (espessura h_s).

O bloco com conformação rugosa apresentou ruptura frágil.

A força última registrada no bloco com conformação rugosa foi igual a 1700 kN, enquanto o bloco com conformação lisa teve força última igual a 1354 kN, resultando uma diferença de capacidade de carga última em torno de 25 %.

A força de compressão que originou a primeira fissura no bloco com conformação rugosa teve intensidade igual a 600 kN. Para o bloco com conformação lisa, a força de compressão que originou a primeira fissura foi igual a 175 kN.

A Figura 11 mostra um gráfico que correlaciona a força aplicada no topo do pilar com o deslocamento medido no meio de vão do bloco junto à face inferior do mesmo. Por meio desta figura, observa-se os comportamentos dúctil e frágil e a força que originou a primeira fissura.

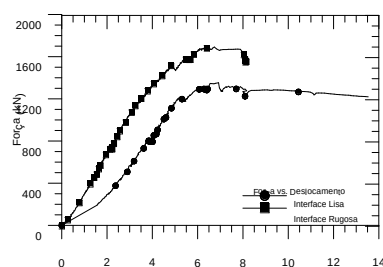


Figura 11 – Curva Força vs. Deslocamento, resultados experimentais.

Outro resultado interessante, que corrobora com resultados obtidos por DELALIBERA (2006), foi a flexo-compressão junto às estacas do bloco com conformação rugosa. Observou-se fissuras inclinada junto às estacas, indicando a existência de flexo-compressão. A Figura 12 mostra tal efeito junto às estacas. Tal fenômeno ocorreu em blocos classificados como rígidos segundo a NBR 6118:2007.



Figura 12 – Fissuras junto às estacas, blocos com conformação rugosa.

A Tabela 3 mostra as forças últimas dos blocos analisados experimentalmente e as faz correlações com forças últimas obtidas analiticamente por meio do modelo de BLEVÓT & FRÉMY (1967), considerando o bloco monolítico.

Tabela 3 – Resultados das forças últimas

Blocos	$F_{u,experimental}$ (kN)	$F_{u,analítico}$ (kN)	$F_{u,experimental}/F_{u,analítico}$
B66P30E20PR	1700	1324	1,28
B66P30E20PL	1354	1324	1,02
Monolítico (Blévet & Frémy)	1324		-

Nota: F_u , força última, $F_{u,experimental}$, força última obtida experimentalmente, $F_{u,analítico}$, força última obtida analiticamente pelo modelo de BLEVÓT & FRÉMY (1967).

Observa-se por meio da Tabela 3, que o modelo com interface rugosa apresentou maior capacidade resistente, quando comparados com o modelo analítico. E para o modelo rugoso, o resultado, foi praticamente o mesmo. Para os modelos ensaiados experimentalmente, verifica-se que a rugosidade conferiu ao bloco comportamento monolítico. Porém, é necessária a realização de um maior número de ensaios experimentais com intuito de comprovar tal fato.

Um resultado importante é referente às deformações medidas nas barras de aço da armadura principal de tração – tirante, por meio de extensômetros elétricos de resistência. Os resultados encontrado são análogo aos resultados obtidos por ADEBAR et al. (1990) e DELALIBERA (2006).

As Figuras 13 e 14 mostram as deformações nos tirantes.

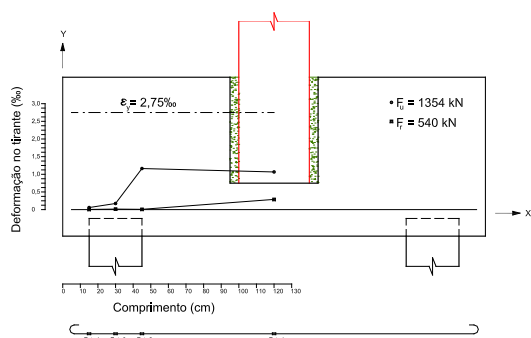


Figura 13 – Deformações no tirante - Bloco com interface lisa.

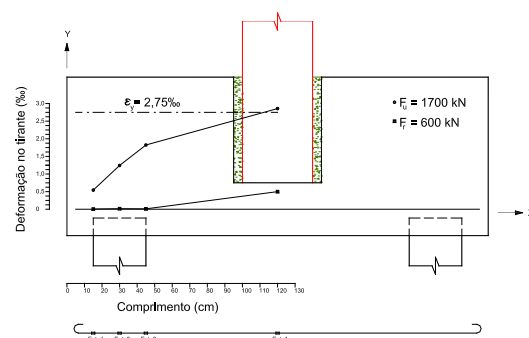


Figura 14 – Deformações no tirante - Bloco com interface rugosa.

Na Tabela 4, mostram-se as forças experimentais e numéricas. Observa-se ótima correlação entre os resultados numéricos e experimentais.

Nas Figura 15 e 16, apresentam-se uma curvas força aplicada no topo do pilar vs. Deslocamento no meio do vão do bloco, comparando os resultados numéricos com o experimentais.

Tabela 4 – Correlação entre as análises numéricas e experimentais, bloco com interface rugosa e lisa.

Blocos	Fu,experimental (kN)	Fu,numérico (kN)	Fu,experimental/ Fu,numérico
Rugoso	1700	1658,7	1,03
Liso	1354	1227,5	1,10

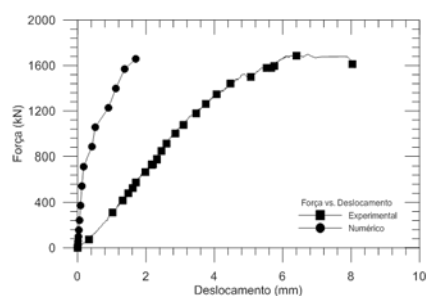


Figura 13 – Deformações no tirante - Bloco com interface lisa.

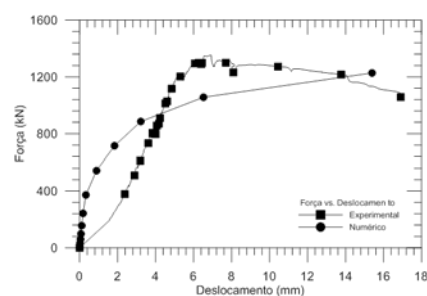


Figura 14 – Deformações no tirante - Bloco com interface rugosa.

6 CONCLUSÃO

Por meio das análises numérica e experimental desenvolvidas neste trabalho, foi possível compreender o comportamento de blocos sobre estacas com cálice embutido.

As simulações numéricas desenvolvidas 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 colarinho lisas e rugosas.

Observou-se que os modelos analisados experimentalmente e numericamente com interface lisa, apresentaram menor capacidade portante com relação aos modelos analisados com interface rugosa.

Por meios das simulações desenvolvidas, observou-se que o tipo de ação externa (força normal, força horizontal e momento) influencia na capacidade portante dos blocos. Isso foi observado por DELALIBERA (2006).

Por fim, os resultados obtidos numericamente dos blocos ensaiados experimentalmente, apresentaram boa correlação com relação às forças últimas. Contudo, com relação à rigidez dos mesmos os resultados não foram satisfatórios. É necessário, portanto, investigar um maior número de blocos analisados experimentalmente e numericamente. Porém, baseando-se no teorema do limite inferior, constata-se que os resultados obtidos numericamente, podem ser utilizados para o projeto e dimensionamento dos mesmos.

Por meio da análise experimental, observou-se que as estacas são solicitadas por flexo-compressão. Observou-se também, que as deformações nas barras de aço da armadura principal do tirante, são constantes na região delimitada pelas faces internas das estacas, diminuindo bruscamente na região delimitada pela área da estaca, em função da força de compressão existente naquela região. Estes resultados corroboram com os resultados encontrados por ADEBAR et al. (1990) e DELALIBERA(2006).

7 REFERÊNCIAS

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). **Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study**. ACI Journal, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). **NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). **NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, fev.

CANHA, R. M. F. (2004). **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.

CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. (2006). **Análise crítica dos modelos e recomendações para o projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. Revista Ibracon de Estruturas. Vol. 2, nº. 2, p.95-136, junho.

DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise teórica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidas à ação de força centrada e excêntrica**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2008). **Deformations in the strut of two pile caps**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 1, p. 121-138.

EL DEBS, M. K. (2000). **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Projeto REENGE. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

EN 1991-1-1 (2004). **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. European standard.

JAGUARIBE JÚNIOR, K. B. (2005). **Ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado com profundidade de embutimento reduzida**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;

LEONARDT, F. & MÖNNING, E. (1978). **Construções de concreto**. Ed. Interciência, v. 01, 02, 03 e 04, Rio de Janeiro.