



DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS

Fernanda Calado Mendonça

Bernardo Horowitz

fernanda_mendonca5@hotmail.com

horowitz@ufpe.br

Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil

Av. Acadêmico Hélio Ramos S/N, 50741-530, Recife, Pernambuco, Brasil

Resumo. O presente trabalho tem como objetivo propor um modelo, utilizando o método de bielas e tirantes, para o dimensionamento das armaduras de flexão de blocos de fundação sobre estacas metálicas submetidos a cargas verticais centradas. O método é composto por três etapas principais: a determinação da geometria dos elementos (bielas, tirantes e zonas nodais), a verificação das tensões nas bielas comprimidas e zonas nodais, e o dimensionamento da armadura de flexão. Inicialmente, foram realizadas comparações com dados experimentais de blocos de fundação com estacas em concreto. Em seguida, algumas considerações foram feitas para adequação à situação de estacas de perfil metálico, tais como: a análise da seção de concreto contribuinte envolvendo a seção da estaca metálica embutida; o estudo do confinamento do concreto nas regiões nodais e a determinação da influência da compressão transversal na ancoragem da armadura. A comparação dos modelos propostos de bielas e tirantes com os dados experimentais produziu resultados bastante satisfatórios, quanto à previsão do comportamento estrutural de um bloco de coroamento com estacas metálicas submetido a cargas verticais. Tomando por base os resultados obtidos são apresentadas recomendações para implementação do modelo, nos casos de maciços sobre estacas metálicas, e execução adequada dessas importantes estruturas.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas, Método de bielas e tirantes, Estacas metálicas

INTRODUÇÃO

Os blocos de coroamento são os elementos estruturais responsáveis pela transferência de carga do pilar para as estacas. Estes maciços têm como principais características o fato de que suas três dimensões têm mesma ordem de grandeza e seu comportamento estrutural complexo. De acordo com a solução adotada estes blocos podem ter distintas configurações, variando-se desde o tipo de estaca adotada, até a forma como as estacas são organizadas e a geometria do maciço.

Para o dimensionamento deste tipo de estrutura, duas metodologias são indicadas: o método seccional e o método de bielas e tirantes (Araújo, 2016). No método seccional o bloco é analisado através da analogia com outros tipos de estruturas mais simples, a exemplo de vigas e lajes, o que exige uma avaliação particionada dos esforços atuantes e seus efeitos. No método de bielas e tirantes o fluxo interno de cargas é representado por uma treliça idealizada tridimensional (ou bidimensional, a depender do número e a maneira como as estacas estão distribuídas) que reflete comportamento estrutural global do bloco de coroamento.

Deve-se observar que num bloco rígido o encaminhamento da carga do pilar para as estacas se realiza de maneira direta, por meio de bielas inclinadas, hipótese esta que não é verificável nos blocos flexíveis. Adicionalmente, em geral os blocos rígidos não estão sujeitos ao efeito de punção, o qual nem sempre pode ser descartado para os blocos flexíveis (Souza, 2004). Consequentemente, a escolha do método a ser utilizado é função das características geométricas do bloco, que permitem a classificação em dois tipos: rígidos e flexíveis.

Não há consenso quanto aos critérios para a classificação de um bloco como rígido ou flexível. A norma americana classifica um bloco como rígido quando a distância entre o eixo de qualquer estaca e o eixo do pilar for menor do que duas vezes a distância entre o topo do bloco e topo da estaca (ACI 318, 2014). Segundo Fusco (2013), desde que as bielas mais abatidas não tenham ângulo de inclinação menor do que 26.56° o bloco pode ser considerado rígido; tal inclinação é definida pela reta que liga o centro da estaca ao ponto na base do pilar que dista $0.25a_p$ da face deste, onde a_p é a dimensão do pilar numa direção. Diferentemente, a NBR 6118 (2014) indica que um bloco é rígido se a sua altura for maior ou igual a um terço da diferença entre a dimensão do bloco e a dimensão do pilar na mesma direção.

Pesquisas como as de Sabnis e Gogate (1984) e Adebar, Kuchma e Collins (1990), entre outros, têm abordado os casos de blocos sobre estacas de concreto com seções quadradas e circulares. No entanto, são escassos os estudos das situações nas quais as estacas presentes nos blocos são metálicas, com seções laminares, a exemplo do relatório que analisa a ligação entre este tipo de estaca e o bloco por meio de ensaios experimentais (GAI Consultants Inc., AISI, 1982), que será tratado com mais detalhes no tópico pertinente.

A necessidade de estudos e modelos que possam representar os blocos de coroamento sobre estacas metálicas de forma satisfatória justifica a pesquisa realizada neste trabalho no sentido de definir parâmetros que auxiliem na aplicação do método de bielas e tirantes para o dimensionamento desses elementos. Incluindo o desenvolvimento de um modelo elaborado via *Mathcad* que seja adequado para esses casos, e recomendações construtivas para a execução dos blocos com estacas em aço.

1 BLOCOS SOBRE ESTACAS EM CONCRETO

O desenvolvimento de pesquisas, especialmente a partir da década de 1980, procurou estender a utilização dos métodos de analogia de treliça, antes empregados apenas em vigas. Como consequência, ocorreu o surgimento do método de Bielas e Tirantes, que passou a ser aplicado no dimensionamento de outros tipos de estruturas em concreto armado, as quais apresentam um comportamento diferenciado, a exemplo de consolos, vigas-parede e blocos.

A confiabilidade do método para a aplicação ao caso de blocos de coroamento já é reconhecida, especialmente em alguns países onde as normas indicam que este é um procedimento que gera resultados seguros. De acordo com Caverns e Fenton (2004), o método de bielas e tirantes proporciona ao projetista resultados mais robustos, os quais são necessários sabendo que essas estruturas apresentam elevados riscos geotécnicos e de execução.

1.1 Método de bielas e tirantes

O método de bielas e tirantes consiste na representação discreta, através de uma treliça idealizada, dos campos de tensões de determinado elemento estrutural submetido ao estado-limite último. Neste método, os campos de compressão e tração são representados pelas bielas e tirantes, respectivamente, enquanto os nós são as conexões que unem os dois primeiros. Cada um desses elementos tem sua geometria determinada de acordo com as características do bloco, das estacas, do pilar e da armadura a ser utilizada. Definir a geometria desses elementos é um dos pontos mais importantes para o dimensionamento, uma vez que as verificações de tensões levam em consideração esses valores para avaliar a segurança dos blocos de coroamento.

Os eixos das bielas devem ser modelados de forma suas direções se aproximem das direções que compreendem as tensões principais de compressão. Nos blocos rígidos, entre os pontos de aplicação de carga e reação, as tensões de compressão se espalham causando a formação de tensões de tração transversal. Uma alternativa para este fenômeno notado por Adebar et al. (1990), é a utilização do modelo de biela simples combinado com critérios de ruptura adequados para cobrir esse tipo de mecanismo. Portanto, apesar de as bielas geralmente apresentarem variação na seção transversal ao longo de seu eixo (sendo denominadas de biela do tipo “garrafa” devido a semelhança no formato), é usual que na modelagem elas sejam consideradas prismáticas.

Os eixos dos tirantes devem ser escolhidos de forma a simular as armaduras que serão efetivamente utilizadas no elemento estrutural. A modelagem do tirante também compreende o uma camada prismática de concreto que envolve o eixo (sendo concêntrica a este). Este concreto não contribui efetivamente para o aumento da resistência do tirante; sua função é apenas a compatibilização entre a seção do tirante e das zonas nodais adjacentes, consequentemente auxiliando na transferência de carga entre os elementos.

Os nós são os pontos de ligação entre as bielas e tirantes e que recebem as cargas e reações as quais o elemento estrutural está submetido. As zonas nodais são os elementos que compreendem os volumes de concreto que se localizam no entorno dos pontos que representam os nós. Em seu trabalho, Chantelot e Mathern (2010) trataram as zonas nodais – e as subzonas – como tendo forma de paralelepípedo, sendo, portanto, denominadas zonas nodais paralelepipedicas ou zonas nodais cuboides; enquanto as bielas possuíam seção prismática hexagonal.

1.2 Método de Fusco (2013)

Em seu modelo, o autor considera que a carga proveniente do pilar é distribuída uniformemente por todas as estacas pertencentes ao bloco através de bielas comprimidas. Em seguida, as tensões nas zonas nodais são verificadas na seção junto ao pilar e junto à estaca.

O contato entre o pilar e o bloco é uma seção de transição na qual a tensão atuante é limitada pelo valor máximo de $0.85f_{cd}$, onde f_{cd} é resistência de cálculo à compressão do concreto. Além disso, Fusco (2013) estabeleceu que as bielas inclinadas do modelo devem convergir para uma seção crítica, a uma dada profundidade, na qual a tensão atuante já tenha sido reduzida para um valor de aproximadamente $0.20f_{cd}$.

Para a determinação das tensões de compressão atuantes nas bielas comprimidas nas partes superior e inferior, são empregadas áreas ampliadas com o ângulo de abertura de cerca de $63,4^\circ$ ($\arctg 2$) no pilar e nas estacas, respectivamente. Desta forma, as verificações de tensões são governadas pelas seguintes equações:

$$\sigma_{cd,pil}^{bie} = \frac{F_{d,pilar}}{A_{amp,pilar} \cdot \sin^2(\theta)} \leq 0.20f_{cd} \quad (1)$$

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{F_{d,est}}{A_{amp,est} \cdot \sin^2(\theta)} \leq 0.25f_{cd} \quad (2)$$

Onde $\sigma_{cd,pil}^{bie}$ é a tensão na biela na seção junto ao pilar; $\sigma_{cd,est}^{bie}$ é a tensão na biela na seção junto à estaca; $F_{d,pilar}$ é o esforço de cálculo no pilar; $F_{d,est}$ é o esforço de cálculo na estaca; $A_{amp,pilar}$ é a área ampliada do pilar; $A_{amp,est}$ é a Área ampliada da estaca; e θ é o ângulo de inclinação da biela comprimida.

O modelo considera ainda que os blocos são armados segundo duas direções ortogonais entre si, com as barras sendo dispostas numa faixa sobre as estacas: e as armaduras principais são dimensionadas considerando a força atuante no tirante, para cada uma das direções de forma independente.

1.3 Método da NBR 6118 (2014)

De forma simplificada, o método consiste na verificação da resistência dos nós (o comprimido na base do pilar e o comprimido-tracionado acima das estacas) e bielas, e na disposição das armaduras necessárias para suportar as trações nos tirantes.

Um roteiro de cálculo sugerido por Santos et al. (2015) envolve a investigação da profundidade do nó comprimido abaixo do pilar, buscando o limite de resistência das bielas do modelo, com as etapas: I. adoção do valor inicial da profundidade; II. Determinação do ângulo de inclinação da biela; III. verificação das tensões de compressão no nó sob o pilar; IV. reavaliação da profundidade (se o valor da tensão atuante for muito menor em relação a resistência, um valor menor deve ser empregado; caso contrário um valor maior é empregado); V. determinação do novo ângulo de inclinação da biela; VI. verificação das tensões nos nós sobre as estacas; VII. dimensionamento das armaduras (tirante). Além disso, o autor propõe que as áreas do pilar e das estacas sejam substituídas por áreas ampliadas formadas com uma abertura de 45° .

A NBR 6118 (2014) estabelece parâmetros para as resistências das bielas e regiões nodais, de acordo com os tipos de elementos que podem ser encontrados nos modelos. A resistência de cálculo das bielas prismáticas e regiões nodais onde confluem apenas bielas é dada por $f_{cd1} =$

$0.85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$, onde $\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$ (f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa). A resistência de cálculo das bielas atravessadas por mais de um tirante e regiões nodais onde também confluem mais de um tirante é dada por $f_{cd2} = 0.60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$. A resistência de cálculo das bielas atravessadas por um único tirante e regiões nodais onde confluem apenas um tirante é dada por $f_{cd3} = 0.72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$.

Assim, as expressões que verificam as tensões nas porções superior e inferior da biela comprimida podem ser resumidas por:

$$\sigma_{cd,pil}^{bie} = \frac{F_{d,pilar}}{A_{amp,pilar} \cdot \sin^2(\theta)} \leq f_{cd1} \quad (3)$$

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{F_{d,est}}{A_{amp,est} \cdot \sin^2(\theta)} \leq f_{cd3} \quad (4)$$

1.4 Método da ACI 318 (2014)

O processo de dimensionamento sugerido pela ACI 318 (2014) segue as seguintes etapas: I. calcular as resultantes das forças externas à região de descontinuidade; II. selecionar o modelo e determinar as forças nas bielas e tirantes que fazem a transferência de carga no interior da região de descontinuidade; III. dimensionar as bielas, tirantes e zonas nodais de forma a garantirem a resistência necessária; IV. avaliar a armadura dos tirantes, considerando a resistência do aço e a ancoragem no interior ou além das regiões nodais.

As bielas e os tirantes do modelo são consideradas prismáticas. Desta forma, suas seções transversais têm espessura e largura, e ambas as dimensões são perpendiculares aos eixos das bielas e tirantes. A geometria da treliça idealizada deve ser consistente em relação aos elementos internos (bielas, tirantes e zonas nodais) e as características da estrutura (dimensões dos apoios e áreas de aplicação de carga). Além disso, as forças internas do modelo de bielas e tirantes devem sempre estar em equilíbrio com as cargas aplicadas e reações.

O valor calculado para a resistências das bielas inclui parâmetros que contabilizam o tipo, o formato e a presença ou ausência de armadura. A resistência nominal à compressão das bielas sem armadura longitudinal é da forma $F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$, onde f_{ce} é a resistência efetiva do concreto e A_{cs} é a área da seção transversal da biela. Calcula-se a resistência efetiva através de $f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_{cd}$, onde β_s tem valor 1.0 para bielas com seção transversal constante ao longo de seu eixo; 0.75 para bielas do tipo “garrafa” onde há armadura para controle de fissuras; 0.60λ bielas do tipo “garrafa” onde não há armadura para controle de fissuras (λ é um fator de correção para concretos leves, caso o concreto seja de peso normal seu valor é 1); 0.40 para bielas localizadas em elementos ou regiões de elementos tracionadas; e 0.60λ para os demais casos.

A resistência nominal à compressão das zonas nodais é calculada por $F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$, onde A_{nz} é a área da face da zona nodal e $f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_{cd}$. O parâmetro β_n é selecionado de acordo com as características do nó: $\beta_n = 1.0$ para nós conectados apenas a bielas; $\beta_n = 0.80$ para nós conectados a apenas um tirante e $\beta_n = 0.60$ para nós conectados a dois ou mais tirantes.

1.5 Comparação com resultados experimentais

Para realizar esta primeira análise, foi desenvolvido um modelo no software Mathcad (versão 14), com base nos parâmetros fornecidos pelos métodos de dimensionamento apresentados anteriormente. O programa desenvolvido faz a verificação do bloco, calculando a carga máxima suportada. Sabendo as características segundo as quais bloco foi executado, são analisados os limites de resistência das bielas e tirantes da treliça idealizada pelo modelo de bielas e tirantes adequado.

Em síntese, o algoritmo implementado no programa de verificação consiste em:

- 1) Inserção dos dados (dimensões do bloco e das estacas, propriedades do concreto e aço);
- 2) Cálculo das resistências das zonas nodais do modelo;
- 3) Análise da armadura utilizada no bloco e determinação da força atuante na direção do tirante;
- 4) Definição da função carga, que tem como variáveis: a profundidade da região nodal abaixo do pilar e a carga na biela;

$$carga(y, P) = P \quad (5)$$

- 5) Definição das equações que representam as restrições do problema:

- a) Coeficiente de segurança para a zona nodal abaixo do pilar:

$$CS_1 = \frac{f_{cd1}}{F_{bie}/A_{bie,pil}} \geq 1 \quad (6)$$

- b) Coeficiente de segurança para a zona nodal acima das estacas:

$$CS_2 = \frac{f_{cd3}}{F_{bie}/A_{bie,est}} \geq 1 \quad (7)$$

- c) Coeficiente de segurança para o tirante:

$$CS_3 = \frac{f_{yk}}{F_{td}/A_s} \geq 1 \quad (8)$$

Onde F_{bie} é a força na direção do eixo da biela inclinada, $A_{bie,est}$ é a área da seção transversal da biela na proximidade do pilar e $A_{bie,pil}$ é a área da seção transversal da biela na proximidade da estaca.

- 6) Maximização da função carga (com o recurso disponível no software);

$$máx(carga) = (y, P) \quad (9)$$

- 7) Determinação da carga máxima para a biela, e o total para o bloco sobre estacas.

$$P_{total} = 4 \cdot P \quad (10)$$

Em sua pesquisa, Sabnis e Gogate (1984) ensaiaram nove blocos sobre quatro estacas em escala reduzida, conforme modelo da Fig. 1; nos quais as estacas e o pilar central eram simulados com cilindros metálicos de mesmo diâmetro. No entanto, para fins de análise, foram escolhidos dois exemplares: SS1 e SS3 (denominação dada pelos autores, que será mantida neste trabalho). Ambos têm as mesmas dimensões e diferem quanto às armaduras empregadas nos blocos. No bloco SS1 há três barras de diâmetro 0.0057m distribuídas em cada direção,

com tensão de escoamento de $499,4 \cdot 10^6$ Pa. No bloco SS3 há sete barras de diâmetro 0.0034m distribuídas em cada direção, com tensão de escoamento de $886,0 \cdot 10^6$ Pa.

Para auxiliar na comparação entre os resultados obtidos com o programa e os ensaios experimentais, foi considerado que a zona nodal abaixo do pilar foi dividida em quatro subzonas, cada uma formando a biela inclinada que transfere parte da carga do pilar para a estacas. Além disso, pilar e estacas foram considerados quadrados, com dimensões que traduzem uma área equivalente à área circular do cilindro metálico; e para cada tirante ortogonal a armadura corresponde ao total de barras concentradas na faixa de 1.2 vezes o diâmetro da estaca mais 80% das barras que estão distribuídas fora da dita faixa.

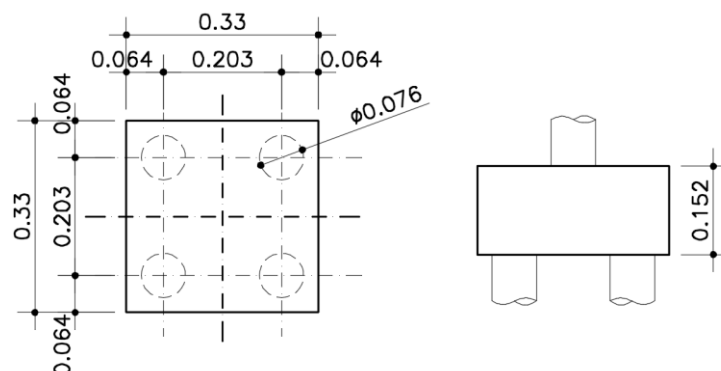


Figura 1. Vista em planta e elevação do bloco ensaiado por Sabnis e Gogate (1984), com dimensões em metros

Quatro hipóteses de verificação foram desenvolvidas. Cada uma destas associou diferentes parâmetros para resistência dos nós e bielas a modelos de geometria das regiões nodais, conforme descrição detalhada na Tabela 1.

Tabela 1. Hipóteses de verificação dos blocos ensaiados por Sabnis e Gogate (1984)

Nomenclatura	Critérios de resistência	Geometria das zonas nodais
HV 1	NBR 6118 (2014)	Santos et al. (2015)
HV 2	NBR 6118 (2014)	Chantelot e Mathern (2010)
HV 3	Fusco (2013)	Santos et al. (2015)
HV 4	ACI 318 (2014)	Santos et al. (2015)

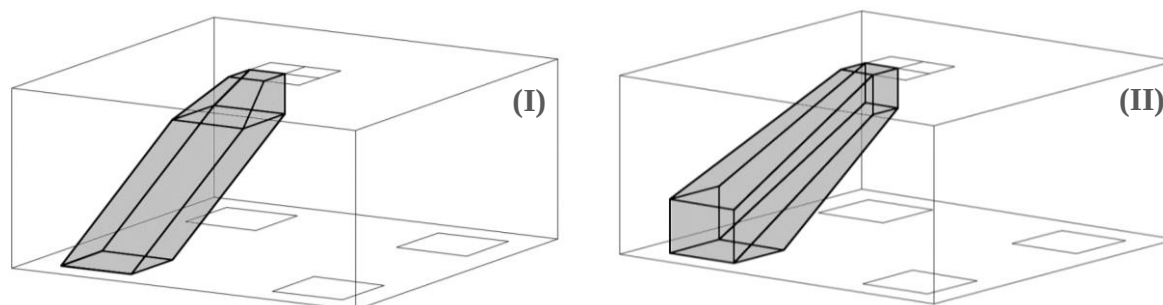


Figura 2. Modelos de bielas propostos por: I – Santos et al. (2015) e II – Chantelot e Mathern (2010)

Conforme pode-se observar na Tab. 2, há grandes diferenças entre os valores obtidos nas hipóteses de cálculo e nos resultados experimentais. Esses resultados já eram esperados, pois os modelos de bielas e tirantes costumam prever resistências bastante conservativas, em relação às cargas de ruptura (Sorentino, 2012). No bloco SS1, os valores variaram entre 30.3% e 43.1% da carga de ruptura, enquanto para o bloco SS3 a variação foi de 32.3% a 62.9%.

Tabela 2. Comparação entre as hipóteses de cálculo e ensaios de Sabnis e Gogate (1984)

Bloco	HV 1	HV 2	HV 3	HV 4	Carga de ruptura
SS1	104000N	100000N	76000N	108000N	250400N
SS3	152000N	140000N	80000N	156000N	247900N

O modelo de Chantelot e Mathern (2010), apesar de proporcionar um melhor detalhamento da região nodal, produziu valores bem próximos aos encontrados com o modelo de geometria mais simples indicado por Santos et al. (2015). A metodologia proposta por Fusco (2013) é a mais conservadora entre as analisadas, resultando nas menores cargas previstas para os blocos de coroamento. As hipóteses HV 1 e HV 4, que se referem as normas brasileira e americana, respectivamente, produziram resultados muito parecidos, ambos a favor da segurança.

2 BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS

Apesar de amplamente utilizados, os blocos de fundação sobre estacas metálicas carecem de pesquisas específicas que estudem seu dimensionamento por meio do método de bielas, o qual é indicado para estes tipos de regiões de descontinuidade. Em geral, os recursos utilizados para este dimensionamento provêm da analogia com pesquisas realizadas em estacas de concreto. Dentre os poucos encontrados na literatura, os ensaios realizados pelo American Iron and Steel Institute (1982) em blocos de coroamento serão a base para os estudos detalhados adiante, para implementação de um modelo de bielas e tirantes adequado à situação de estacas metálicas.

2.1 Método de bielas e tirantes adaptado ao caso de estacas metálicas

Para o desenvolvimento do método de bielas e tirantes em blocos sobre estacas metálicas, algumas propriedades do modelo foram adaptados: as áreas expandidas na região do pilar e da estaca, a forma como as armaduras são dispostas no tirante, o concreto contribuinte que envolve a seção da estaca (quando está embutida no interior do bloco), o confinamento das zonas nodais e a influência da compressão transversal na ancoragem da armadura.

Na região nodal localizada abaixo do pilar, na porção superior do bloco, a profundidade y , que define a seção horizontal, deve ser tal que a tensão seja verificada conforme a Eq.(3). O leque de abertura considerado para a delimitação da área tem um ângulo de 45° , conforme proposição de Santos et al. (2015). A área expandida na região do pilar deve ser limitada pelas dimensões do próprio bloco.

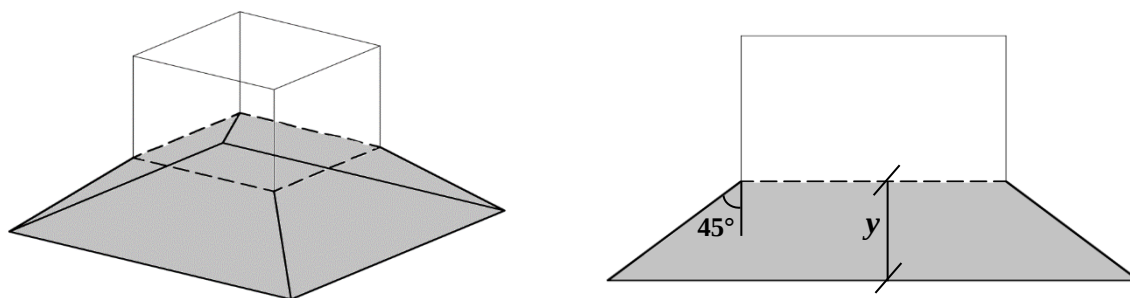


Figura 3. Vista tridimensional e elevação da região nodal expandida abaixo do pilar

A região nodal localizada acima da estaca, na porção inferior do bloco, tem sua altura definida pela espessura dos tirantes que se conectam a ela. O leque de abertura que forma a área expandida indicado por Santos et al. (2015) também é de 45° , a partir do ponto em que se inicia o embutimento da estaca; no entanto, as faces desta região que são mais próximas as faces do bloco têm sua expansão limitada ao comprimento da armadura do tirante que está sendo ancorada, e por vezes, este ângulo é reduzido. Com a área expandida na região do pilar obtida, as tensões nesta região da biela devem obedecer a condição imposta pela Eq. (4).

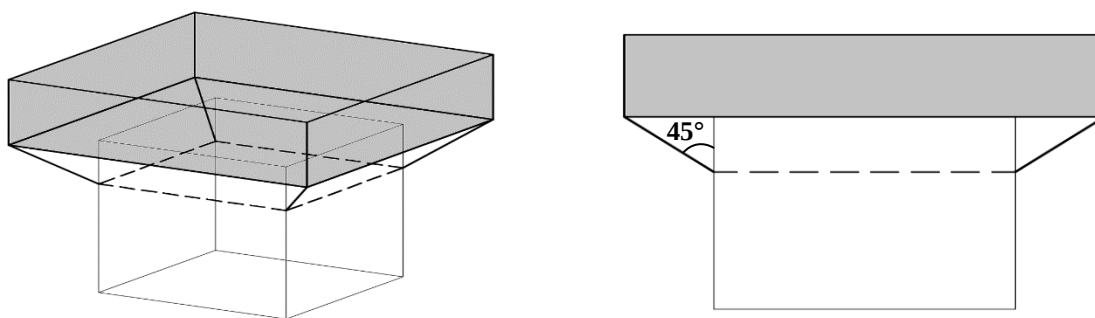


Figura 4. Vista tridimensional e elevação Região nodal expandida (em cinza) acima da estaca embutida

A maior parte da armadura principal do bloco – no mínimo 85% – deve ser posicionada na região das estacas, numa faixa de largura 1.2 vezes a dimensão da estaca. Consequentemente, o tirante também terá a dimensão que corresponde a esta faixa onde se concentram as armaduras de flexão do bloco de coroamento.

O formato “irregular” da seção laminada das estacas metálicas é um fator complicador para a definição da zona nodal. Entretanto, devido ao embutimento de parte da estaca no bloco, há uma porção de concreto (entre os flanges e a alma) que atua de forma solidária ao perfil metálico, resistindo aos esforços. Esse fenômeno foi observado durante ensaios com blocos que continham apenas uma estaca com perfil H, nos quais após a falha toda esta área de concreto se manteve intacta junto com a estaca, de acordo com o relatório da AISI (1982).



Figura 5. Área (em cinza) da porção de concreto se solidariza à estaca metálica

O confinamento das zonas nodais e bielas favorece a segurança do bloco, de forma que tanto a ACI 318 (2014) quanto a NBR 6118 (2014), indicam fatores que aumentem a resistência de acordo com este parâmetro. Além disso, para prevenir que haja a ruptura do concreto na biela por fendilhamento, isto é, por ação da tração transversal nas bielas “garrafa”, a tensão resistente de cálculo à pressão de contato nas zonas nodais deve ser limitada, conforme Eq. (11), (12) e (13) propostas por Adebar (1996).

$$\sigma_b \leq 0.6 \cdot f_{cd} + \alpha\beta \cdot 6\sqrt{f_{cd}} \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 1 \right) \leq 1 \quad (12)$$

$$\beta = \frac{1}{3} \left(\frac{h_{bie}}{b_{bie}} - 1 \right) \leq 1 \quad (13)$$

Onde A_1 é a área carregada, A_2 é a área homotética em relação a A_1 , h_{bie}/b_{bie} é a razão entre a projeção vertical e a projeção horizontal biela. Para a verificação da zona nodal localizada abaixo do pilar a razão que diz respeito ao aspecto da biela pode ser simplificada como $2d/c$, onde d é a altura efetiva do bloco e c é a dimensão do pilar quadrado. Enquanto para a verificação da zona nodal localizada acima da estaca esta razão pode ser simplificada como d/d_e , onde d_e é o diâmetro da estaca.

Assim como o confinamento por armadura transversal posicionada ao longo do comprimento de ancoragem, a compressão transversal é um dos recursos que podem ser utilizados para reduzir o comprimento reto efetivo, desde que este seja maior do que o mínimo recomendado. Fusco (2013) propõe a Eq. (14) para calcular o comprimento de ancoragem efetivo para os casos em que a pressão transversal é menor que $8 \cdot 10^6$ Pa.

$$l_{b,ef} = (1 - 0.04 \cdot p) l_b \quad (14)$$

Onde p é a pressão transversal em MPa e l_b é o comprimento de ancoragem calculado.

2.2 Comparação com ensaios realizados pelo AISI

Assim como ocorreu para os casos de estacas de concreto, foi utilizado o programa de verificação do bloco, que calculou a carga máxima suportada no bloco. O algoritmo deste programa foi descrito na seção 1.5. Além dos parâmetros já considerados, foram inseridas as adaptações referentes às estacas de concreto, conforme explanação da seção 2.1.

O relatório do AISI (1982) realizou o ensaio em quatro blocos sobre estacas metálicas, em escala real. Devido às suas características, foram selecionados apenas os blocos 1 e 2, para o estudo detalhado por meio do método de bielas e tirantes. Ver Fig. (6) e (7). Estes blocos possuem seis estacas e as mesmas dimensões em planta; mas diferem entre si quanto a: resistência à compressão do concreto, armaduras adotadas, altura do bloco, dimensões do pilar e, pelo fato de que o bloco 1 tem chapas soldadas ao topo de um par de estacas da extremidade. Para auxiliar a compreensão, as diferenças entre os blocos estão expressas na Tab. 2.

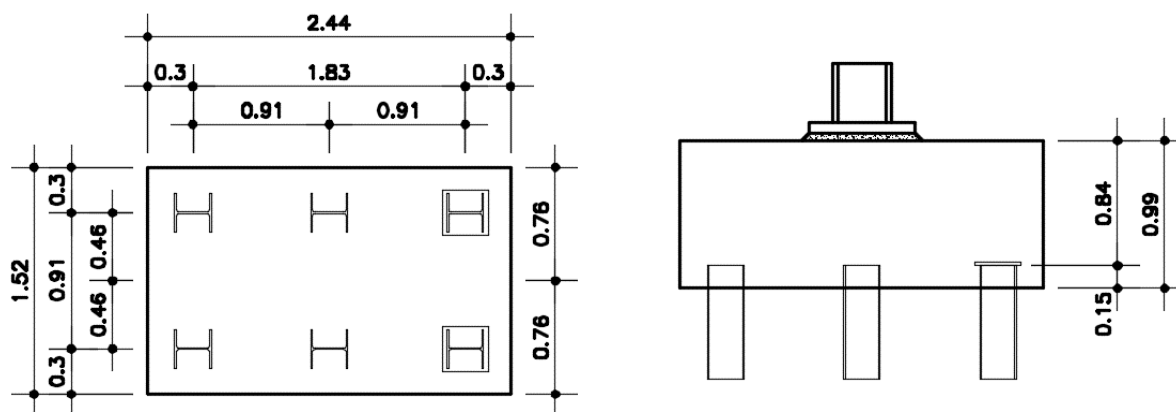


Figura 6. Vista em planta e elevação do Bloco 1, com dimensões em metros

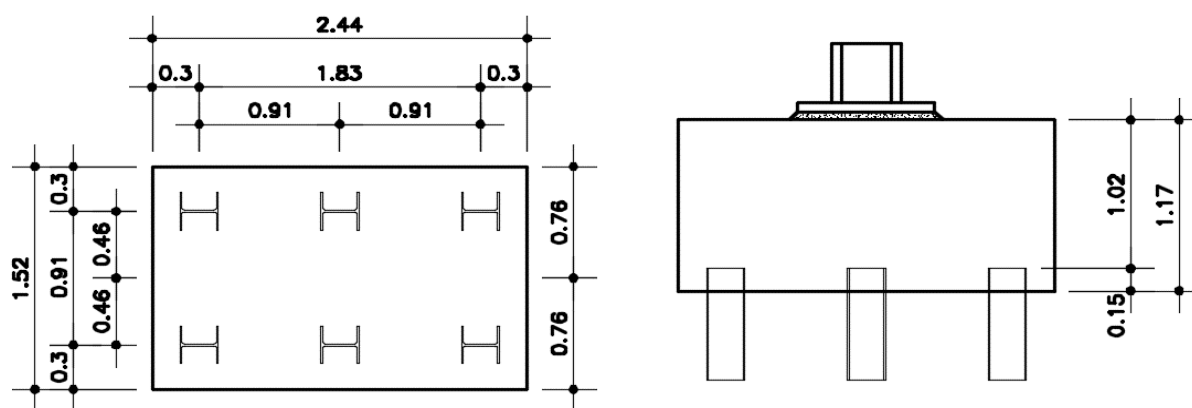


Figura 7. Vista em planta e elevação do Bloco 2, com dimensões em metros

Tabela 3. Características diferentes entre os blocos 1 e 2

Bloco	f_{ck}	Armadura distribuída na maior direção	Armadura distribuída na menor direção
1	$28.61 \cdot 10^6 Pa$	18 barras - $D \cong 0.019m$	12 barras - $D \cong 0.032m$
2	$30.54 \cdot 10^6 Pa$	19 barras - $D \cong 0.019m$	19 barras - $D \cong 0.028m$

Como o ponto de aplicação de carga era composto por um perfil metálico sobre uma chapa também metálica, as dimensões do “pilar” foram consideradas como sendo a área do perfil metálico, expandida em 45° no interior da chapa. A zona nodal abaixo do pilar, foi subdividida em 6 subzonas, cada uma destas formando a biela inclinada em direção à respectiva estaca.

Para avaliar de que forma a carga total seria distribuída entre as seis estacas, os blocos foram modelados com o auxílio do software *SAP 2000*. Através dos resultados obtidos foi constatado que uma estaca central recebe cerca de 18% da carga total, enquanto uma estaca da extremidade recebe aproximadamente 16%. A verificação se baseou na biela inclinada da extremidade, encontrando sua carga máxima, e em seguida, multiplicando este valor por 6.25 para determinar a carga total suportada pelo bloco de coroamento.

Nas hipóteses de verificação, em cada tirante ortogonal a armadura corresponde ao total de barras concentradas na faixa de 1.2 vezes o diâmetro da estaca mais certo percentual das barras que estão distribuídas fora da dita faixa. Os parâmetros utilizados para resistência dos nós foram propostos pela NBR 6118 (2014) e a geometria das regiões nodais sugerida por Santos et al. (2015), em concordância com as adaptações mencionadas na seção 2.1.

Seis hipóteses de verificação foram desenvolvidas, as quais estão caracterizadas na Tab. 4. Dentre as hipóteses, pode-se observar desde modelos mais simples (similares aos utilizados para estacas de concreto) até modelos incluindo a compressão transversal na faixa sobre a estaca e, em seguida, adicionando também a consideração do confinamento nas zonas nodais.

Tabela 4. Caracterização das hipóteses de verificação

Nomenclatura	Descrição
HV I	Consideração de 100% da armadura distribuída
HV II	Consideração de 80% da armadura distribuída
HV III	Consideração de 100% da armadura distribuída e compressão transversal na faixa sobre a estaca
HV IV	Consideração de 80% da armadura distribuída e compressão transversal na faixa sobre a estaca
HV V	Consideração de 100% da armadura distribuída, compressão transversal na faixa sobre a estaca e confinamento das zonas nodais
HV VI	Consideração de 80% da armadura distribuída, compressão transversal na faixa sobre a estaca e confinamento das zonas nodais

É possível notar por meio da Tab. 5, que a variação entre os resultados obtidos com o modelo de bielas e tirantes e os resultados experimentais foi menor do que a ocorrida para os casos de estacas em concreto. No Bloco 1, as cargas previstas tinham os valores variando entre 81.7% e 94.8% da carga de ruptura, enquanto para o Bloco 2 esta variação foi de 80.2% a 93.8%. As adaptações sugeridas no item 2.1 e empregadas para as verificações, geraram efeitos positivos na previsão da carga total a ser suportada por blocos sobre estacas metálicas.

Tabela 5. Comparação entre as hipóteses de cálculo e ensaios experimentais

Bloco	HV I	HV II	HV III	HV IV	HV V	HV VI	Carga de ruptura
1	$7.28 \cdot 10^6 N$	$7.20 \cdot 10^6 N$	$7.28 \cdot 10^6 N$	$7.20 \cdot 10^6 N$	$8.35 \cdot 10^6 N$	$7.58 \cdot 10^6 N$	$8.81 \cdot 10^6 N$
2	$10.1 \cdot 10^6 N$	$9.06 \cdot 10^6 N$	$10.1 \cdot 10^6 N$	$9.06 \cdot 10^6 N$	$10.6 \cdot 10^6 N$	$9.47 \cdot 10^6 N$	$11.3 \cdot 10^6 N$

Segundo o relatório dos ensaios (AISI, 1982), ambos os blocos sofreram rupturas precoces, causadas por motivos diferentes. No Bloco 1, a falha se iniciou por escorregamento da armadura, pois o seu comprimento de ancoragem era insuficiente; em seguida, as estacas centrais penetraram no bloco e a ruptura se deu quando o mesmo ocorreu com o par de estacas da extremidade que não tinham chapa soldada em seu topo. Ver detalhe na Fig. 8.

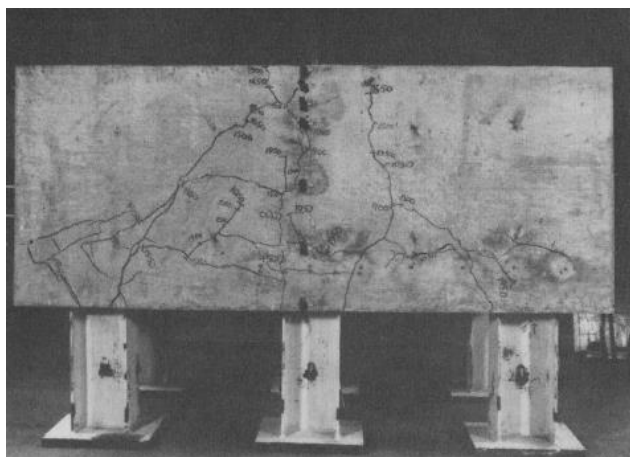


Figura 8. Vista do Bloco 1 após a ruptura (AISI, 1982)

Na Fig. 9, é possível observar o modo de ruptura do Bloco 2. Neste a falha ocorreu mais rapidamente do que no Bloco 1, quando o concreto presente nas faces adjacentes à estaca de uma das extremidades rompeu, devido a falta do confinamento adequado.

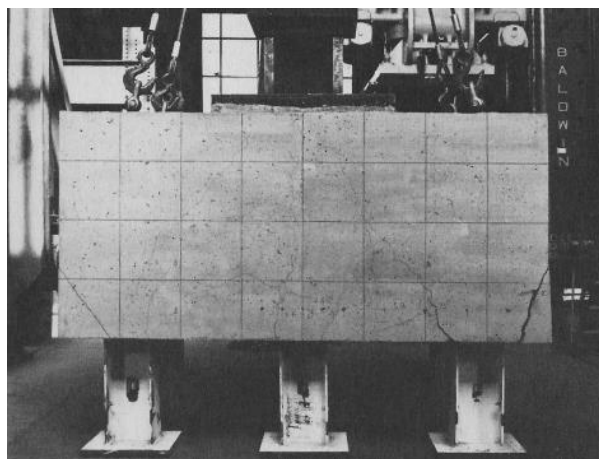


Figura 9. Vista do Bloco 2 após a ruptura (AISI, 1982)

Apesar de todos os resultados encontrados estarem dentro do previsto e a favor da segurança do bloco, os modelos de bielas e tirantes não produziram valores tão conservativos quanto seria esperado. Este fato se explica pela ruptura prematura dos blocos, os quais, se executados de forma apropriada, poderiam ter resistido a cargas ainda maiores do que as obtidas durante os experimentos.

3 PROGRAMA PROPOSTO E RECOMENDAÇÕES

As comparações entre os resultados de previsão de carga – através de verificações – e os resultados experimentais, especialmente dos ensaios realizados pelo AISI (1982), proporcionaram uma base para o desenvolvimento do programa proposto para o dimensionamento de blocos de coroamento sobre estacas metálicas. Adicionalmente alguns detalhamentos são sugeridos com o intuito de auxiliar, não só a execução dos blocos, mas também a concepção do modelo a ser utilizado, fazendo com que o seu comportamento

estrutural se assemelhe ao máximo com a distribuição de esforços internos simulada com as bielas e tirantes.

3.1 Programa para blocos sobre estacas metálicas

O programa elaborado, com a utilização do software Mathcad (versão 14) faz o dimensionamento da armadura de flexão do bloco sobre estacas metálicas submetido a carga vertical centrada. Assim como para verificações (itens 1.5 e 2.2), cada biela do modelo é dimensionada isoladamente.

Algoritmo implementado no programa para dimensionamento da armadura de flexão:

- 1) Inserção dos dados (dimensões do bloco e das estacas, propriedades do concreto e aço e carga de projeto);
- 2) Cálculo das resistências das zonas nodais do modelo;

$$f_{cd1} = 0.85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (15)$$

$$f_{cd3} = 0.72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (16)$$

- 3) Definição das expressões que calculam as características geométricas da biela (ângulo de inclinação, área da seção transversal inferior e superior)
- 4) Definição das componentes de forças atuantes no eixo da biela e nos eixos dos tirantes ortogonais;
- 5) Definição da função a ser minimizada, que tem como variável a profundidade da região nodal localizada abaixo do pilar;

$$f(y) = y \quad (17)$$

- 6) Definição das restrições impostas ao problema:

- a) Verificação da tensão na zona nodal abaixo do pilar:

$$\sigma_{cd,pil}^{bie} = \frac{F_{bie}}{A_{bie,pil}} \geq f_{cd1} \quad (18)$$

- b) Verificação da tensão na zona nodal abaixo do pilar:

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{F_{bie}}{A_{bie,est}} \geq f_{cd3} \quad (19)$$

- 7) Minimização da função (com o recurso disponível no software) e obtenção da profundidade y que define a zona nodal abaixo do pilar;

$$\min(y) = y \quad (20)$$

- 8) Cálculo da armadura para os tirantes ortogonais;

$$A_s = \frac{F_{tir}}{f_{yk}} \quad (21)$$

- 9) Cálculo da ancoragem da armadura principal, considerando o confinamento da zona nodal e a influência da compressão transversal.

3.2 Recomendações construtivas

Altura do bloco

Fusco (2013) estabelece que a altura mínima do bloco deve ser maior do que: 0.3 m e o comprimento de ancoragem necessário para a armadura do pilar. O valor mínimo proposto pela norma americana também é de aproximadamente 0.3 m (CRSI, 2015). A NBR 6118 (2014) indica apenas que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem das armaduras provenientes dos pilares.

Ligação entre estaca e bloco

Para proporcionar uma boa ligação, é muito importante que parte da estaca esteja embutida na porção inferior do bloco. O CRSI indica um embutimento mínimo da ordem de 0.15 m para os casos de estacas metálicas, enquanto Fusco (2013) sugere que este valor deve ser de aproximadamente 20% da dimensão da estaca ou 5% da altura total do bloco. Além disso, a colocação de uma armadura de fretagem em espiral, envolvendo a parte da estaca inserida no pilar, proporciona um melhor confinamento da estaca, e consequentemente, da zona nodal localizada nesta porção inferior do bloco.

O detalhamento que contempla a soldagem de chapas ao topo das estacas – muito difundido nas práticas da engenharia – não se faz necessário desde que o embutimento, à distância a borda as armaduras do bloco sejam suficientes (AISI, 1982).

Distância entre estaca e face do bloco

Fusco (2013) recomenda que a distância entre a face externa da estaca e a borda do bloco deve ter, no mínimo, o valor do diâmetro da própria estaca. Além disso, o autor estabelece que o afastamento máximo entre o ponto na base do pilar (que dista $0.25a_p$ da face deste) e o centro da estaca deve ser 1.5 vezes a altura total do bloco.

O guia do CRSI (2015) estabelece uma faixa de valores para a distância entre o centro da estaca e a borda do bloco, os quais variam de acordo com a carga admissível P da estaca. Quando $P \leq 0.59 \cdot 10^6 N$ este valor é de aproximadamente 0.38m; quando $0.59 \cdot 10^6 N < P \leq 1.18 \cdot 10^6 N$ este valor é de aproximadamente 0.53m; quando $1.18 \cdot 10^6 N < P \leq 1.96 \cdot 10^6 N$ este valor é de aproximadamente 0.68m; quando $1.96 \cdot 10^6 N < P \leq 2.74 \cdot 10^6 N$ este valor é de aproximadamente 0.76m; e quando $P > 2.74 \cdot 10^6 N$ este valor é de aproximadamente 0.91m.

Além dos parâmetros encontrados na literatura, é importante notar que a distância entre a estaca e a face do bloco deve ser suficiente para que se desenvolva a ancoragem das barras presentes no tirante e seja respeitado também o cobrimento da armadura estabelecido.

Espaçamento entre as estacas

A distância entre duas estacas adjacentes deve variar entre 2.5 a 3 vezes o diâmetro da estaca, segundo Fusco (2013). O guia do CRSI (2015) estabelece que o espaçamento mínimo entre estacas é o máximo encontrado dentre três: o triplo da dimensão da estaca, uma vez a dimensão da estaca mais 0.05m e 0.076m.

Disposições das armaduras principais

Segundo a norma brasileira (NBR 6118, 2014) um mínimo de 85% da armadura principal calculada deve estar concretado sobre as estacas, numa faixa definida de valor 1.2 vezes o seu

diâmetro. Fusco (2013) recomenda que essas armaduras sejam concentradas numa faixa com largura de cerca de 1.4 vezes o diâmetro da estaca.

Ancoragem das barras da armadura principal

Conforme recomendação da ACI 318 (2014) o comprimento de ancoragem deve ser medido a partir do ponto definido pela intersecção do centroide das barras do tirante e a o contorno da zona nodal estendida, que engloba a biela inclinada.

A NBR 6118 (2014) estabelece que as armaduras principais devem se estender de face a face do bloco, com ambas as extremidades terminadas em ganchos. Fusco (2013) recomenda que todas as barras tenham terminações em dobras ou ganchos; desta forma, é dispensável a existência de comprimentos retos de ancoragem.

Armaduras secundárias

Armaduras secundárias são recomendadas pela NBR 6118 (2014) com o objetivo de controlar a formação de fissuras na estrutura.

Independentemente da armadura de flexão principal calculada, deve ser prevista armadura positiva adicional, uniformemente distribuída em malha nas duas direções ortogonais. O dimensionamento de cada uma das direções é feito considerando uma solicitação que corresponde a 20% do total utilizado para o cálculo das armaduras principais nesta mesma direção.

Além disso, quando a armadura de distribuição prevista cobrir mais de 25% dos esforços ou o espaçamento entre as estacas for maior do que três vezes o seu diâmetro, deve ser prevista uma armadura de suspensão para a parcela da força a ser equilibrada.

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

Ancoragem da armadura do pilar no bloco

Na NBR 6118 (2014) é recomendado que todo o comprimento de ancoragem do pilar seja desenvolvido no interior do bloco. Para essa ancoragem o efeito favorável da compressão transversal, provocado pelas bielas diagonais, pode ser considerado.

Por sua vez, Fusco (2013) propõe que a altura do bloco deve ser suficiente para que pelo menos 60% do comprimento básico de ancoragem das barras de armadura do pilar esteja em seu interior. Além disso, a armadura do pilar deve ser prolongada até que se apoie nas armaduras principais, com suas extremidades dobradas. Para auxiliar na execução, evitando que a armadura de arranque se desloque durante a concretagem, os estribos também devem ser colocados até o fundo do bloco.

4 CONCLUSÃO

O método de bielas e tirantes é indicado – em regulamentações de vários países e na literatura – para o dimensionamento de blocos de ancoragem por gerar resultados que são tão seguros quanto o necessário para que os riscos geotécnicos e de execução sejam cobertos. Neste caso, os valores conservadores obtidos não indicam uma falta de eficiência do método. Visto

que a estrutura estudada tem comportamento complexo e de difícil análise, a aproximação obtida já é considerada bastante satisfatória.

Como era de se esperar, a comparação do programa de verificação (descrito no item 1.5) com os ensaios experimentais realizados por Sabnis e Gogate (1984) em blocos sobre estacas com seção circular, produziu resultados conservadores. Apesar de as hipóteses que contemplaram a metodologia de Fusco (2013) terem resultado em valores de cerca de um terço da carga de ruptura; as demais hipóteses (as quais se basearam na norma brasileira e americana) obtiveram valores bem próximos e seguros, prevendo uma carga da ordem de metade do valor encontrado no ensaio de ruptura.

As adaptações propostas no item 2.1, para adequar o método de bielas e tirantes ao uso com estacas metálicas de seção laminada promoveram ganhos significativos em relação a previsão da carga a ser suportada por um bloco. As comparações entre as hipóteses de verificação e os resultados do relatório do AISI (1982) chegaram a valores bastante próximos, inclusive compatíveis com as exigências normativas estabelecidas. Entretanto, os valores não foram tão conservadores quanto a expectativa de aplicação do método de bielas e tirantes, por consequência das rupturas antecipadas ocorridas nos blocos devido à problemas de ancoragem da armadura e confinamento das estacas.

Aliando-se o programa de dimensionamento elaborado (via software Mathcad) – com base nos resultados das comparações e verificações realizadas – às recomendações construtivas mencionadas, é possível o dimensionamento das armaduras principais de flexão de blocos sobre estacas metálicas submetidos a cargas centradas, produzindo resultados confiáveis e seguros.

REFERÊNCIAS

- Adebar, P., Kuchma, D., & Collins, M. P., 1990. Strut-and-tie models for the design of pile caps: an experimental study. *ACI Structural Journal*, vol. 87, n. 10, pp. 81–92.
- Adebar, P., & Zhou, L., 1996. Design of deep pile caps by strut-and-tie models. *ACI Structural Journal*, vol. 93, n. 41, pp. 437–448.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- Araújo, J. M., 2016. Design of rigid pile caps through an iterative strut-and-tie model. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 14, n. 8, pp. 397–407.
- Cavers, W. & Fenton, G. A., 2004. An evaluation of pile cap design methods in accordance with the Canadian design standard. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n. 31, pp. 109–119.
- Chantelot, G. & Mathern, A., 2010. *Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps*. Master's thesis, Chalmers University of Technology.
- CONCRETE REINFORCING STEEL INSTITUTE. *Design guide for pile caps*. 2015.
- Fusco, P. B., 2013. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. 2ª Ed. PINI.
- GAI Consultants Incorporated, 1982. *The steel pile pile cap connection*. American Iron and Steel Institute. (Sponsored report, Aug. 1982).

Sabnis, G. M., & Gogate, A. B., 1984. Investigation of thick slab (pile cap) behavior. *ACI Journal*, vol. 81, n. 5, pp. 35–39.

Santos, D. M., & Rahal, R. R., 2015. Exemplo de aplicação dos conceitos da seção 22. Revisão de Fernando Rebouças Stucchi., In Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural/Instituto Brasileiro do Concreto. *ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação*, pp. 433-479. 1ª Ed. IBRACON.

Sorentino, A. W., 2012. *Behavior and analysis of pile caps with poor Anchorage details*. Master's thesis, Oregon State Univesity.

Souza, R. A., 2004. *Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.