

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**

Escola de Engenharia

Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e

Aço

Tatiana Aparecida Rodrigues Costa

**ANÁLISE DE BLOCOS SOBRE DUAS E TRÊS ESTACAS ATRAVÉS DO MÉTODO  
DAS BIELAS E TIRANTES E MÉTODO NUMÉRICO**

Belo Horizonte

2018

Tatiana Aparecida Rodrigues Costa

**ANÁLISE DE BLOCOS SOBRE DUAS E TRÊS ESTACAS ATRAVÉS DO MÉTODO  
DAS BIELAS E TIRANTES E MÉTODO NUMÉRICO**

**Versão Final**

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Orientador: Prof. Dr. Ney Amorim Silva

Belo Horizonte

2018



## ATA DA DEFESA

### **“ANÁLISE DE BLOCOS SOBRE DUAS E TRÊS ESTACAS ATRAVÉS DO MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES E MÉTODO NUMÉRICO”**

**TATIANA APARECIDA RODRIGUES COSTA**

Trabalho Final defendido perante a banca examinadora, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço”

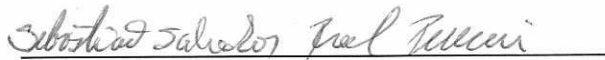
Aprovada em 07 de dezembro 2018.

Por:

Prof. Dr. Ney Amorim da Silva  
Avaliador 1 – Orientador

  
Nota: 93

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira  
Avaliador 2

  
Nota: 93

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, por ter me dado a vida e me permitido vivenciar esta experiência única ao longo dessa pós-graduação.

Agradeço aos meus pais Irdeu e Maria Helena, por todo apoio e incentivo. Aos meus irmãos Camila, Thaís e Mateus por toda ajuda e pelo apoio nos momentos de dificuldade.

À Kathleen, pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Christiano, pela companhia durante as aulas e por todas as caronas.

A todos da Adonai Engenharia, pelo apoio e pelo suporte técnico com os dados para desenvolver o estudo de caso.

Ao professor Ney Amorim, por todas as dicas, durante o desenvolvimento deste trabalho.

Enfim agradeço a todos que de maneira direta ou indireta, me ajudaram durante todo este curso.

## Resumo

Este estudo apresenta um comparativo entre duas metodologias utilizadas para o cálculo e dimensionamento de blocos sobre estacas. Para a análise em questão considerou-se dois blocos sobre duas e três estacas, dimensionados pelo método das bielas e tirantes e utilizando o *software* SAP2000®. Os blocos em questão são submetidos à força de compressão centrada. Para realização desse estudo a metodologia adotada foi a pesquisa exploratória desenvolvida a partir de levantamentos bibliográficos, análises de exemplos e coletas de dados. Teve-se como objetivo avaliar se existe grandes diferenças no dimensionamento realizado através das duas metodologias. Constatou-se que, para a situação dada, de blocos sobre duas e três estacas submetidos à força de compressão centrada, houve algumas diferenças no comportamento dos blocos, quando dimensionados pelo método das bielas e tirantes, ou pelo método numérico, com as condições de contorno observadas.

Palavras-Chave: Comparativo; Blocos; Bielas; Tirantes.

## **Abstract**

This study presents a comparison between two methodologies used for the calculation and design of pile caps. For the analysis in question, two blocks on two and three piles were considered, dimensioned by the strut and tie method, and using the SAP2000® software. The blocks in question are subjected to a centered compressive force. To carry out this study, the methodology adopted was exploratory research developed from bibliographic surveys, analysis of examples, and data collection. The objective was to assess whether there are large differences in the design performed through the two methodologies. It was verified that, for the given situation, of blocks on two and three piles submitted to the centered compression force, there were some differences in the behavior of the blocks, when dimensioned by the method of connecting rods and tie rods, or by the numerical method, with the conditions of observed contour.

**Keywords:** Comparative; blocks; connecting rods; tie rods.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1- Determinação do modelo de treliça pelo caminho das cargas .....                      | 15 |
| Figura 2 – Situações típicas de regiões D.....   | 16 |
| Figura 3 – Aplicação do caminho das cargas .....   | 17 |
| Figura 4 – Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiadas por Blévo (1967) .....               | 18 |
| Figura 5 – Definição da geometria dos blocos sobre duas estacas ensaiadas por Blévo (1967)..   | 18 |
| Figura 6 – Modelos de blocos sobre três estacas ensaiadas por Blévo (1967).....                | 19 |
| Figura 7 – Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévo (1967) .....             | 19 |
| Figura 8 – Modelos adotados nos ensaios de Mautoni (1967) .....                                | 20 |
| Figura 9 – Ruptura de bloco sobre duas estacas (Mautoni, 1972).....                            | 21 |
| Figura 10 – Arranjo das armaduras segundo Taylor e Clarke (1976) .....                         | 21 |
| Figura 11 – Ancoragem das barras das armaduras principais .....                                | 22 |
| Figura 12 – Rupturas dos blocos segundo Taylor e Clarke.....                                   | 22 |
| Figura 13 – Blocos com quatro e seis estacas e os respectivos arranjos de armaduras.....       | 23 |
| Figura 14 – Grupos de modelos experimentais .....  | 24 |
| Figura 15 – Disposição das estacas nos blocos .....  | 25 |
| Figura 16 – Esquema de forças no bloco sobre duas estacas .....                                | 26 |
| Figura 17 – Polígono de forças no blocos sobre duas estacas .....                              | 26 |
| Figura 18 – Área da biela de concreto comprimento, na base do pilar e no topo da estacas ..... | 28 |
| Figura 19 – Bloco sobre três estacas .....   | 30 |
| Figura 20 – Armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal .....                              | 32 |
| Figura 21 – Decomposição da força de tração $R_s$ na direção dos eixos das estacas.....        | 33 |
| Figura 22 – Bloco sobre duas estacas - forma.....  | 35 |
| Figura 23 – Bloco sobre duas estacas - armação .....   | 37 |
| Figura 24 – Desenho esquemático do bloco.....  | 38 |
| Figura 25 – Diagrama de momento fletor .....   | 38 |
| Figura 26 – Diagrama de esforço cortante.....  | 38 |
| Figura 27 – Bloco sobre três estacas - forma.....  | 40 |
| Figura 28 – Bloco sobre três estacas - armação.....  | 43 |
| Figura 29 - Forças internas nos elementos do tipo <i>shell</i> .....                           | 44 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 30 – Momentos Fletores nos elementos do tipo <i>shell</i> ..... | 45 |
| Figura 31 – Modelagem 3D, dos blocos sobre duas e três estacas .....   | 46 |
| Figura 32 – Momento fletor máximo – Bloco sobre duas estacas.....      | 47 |
| Figura 33 – Momento Fletor máximo – Bloco sobre três estacas .....     | 48 |
| Figura 34 - Tensões máximas – Bloco sobre duas estacas .....           | 49 |
| Figura 35 - Tensões máximas – Bloco sobre três estacas.....            | 49 |
| Figura 36 – Bloco sobre duas estacas – Tensão nas estacas.....         | 50 |
| Figura 37 - Bloco sobre duas estacas – Tensão nos pilares.....         | 51 |
| Figura 38 - Bloco sobre três estacas – Tensão nas estacas.....         | 51 |
| Figura 39 - Bloco sobre três estacas – Tensão nos pilares .....        | 52 |

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute's

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CEB – Comité Européen Du Béton

FIP – Fédération Internationale de lo Precontrainte

FTOLL – Two – Dimensional Frame Analysis Toll

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão

$f_{yk}$  = resistência característica ao escoamento do aço

NBR – Norma Brasileira

SAP – Structural Analysis Program

3D – Três Dimensões (X, Y e Z)

## SUMÁRIO

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b>                                      | <b>11</b> |
| 1.1      | Justificativa  | 12        |
| <b>2</b> | <b>OBJETIVOS</b>                                       | <b>12</b> |
| 2.1      | Objetivo geral   | 13        |
| 2.2      | Objetivos específicos                                  | 13        |
| <b>3</b> | <b>METODOLOGIA</b>                                     | <b>13</b> |
| <b>4</b> | <b>REVISÃO DA LITERATURA</b>                           | <b>14</b> |
| 4.1      | Método das Bielas                                      | 14        |
| 4.2      | Método do CEB-FIP (1970 e 1990)                        | 16        |
| 4.3      | Ensaios de Blévet                                      | 17        |
| 4.4      | Ensaios de Mautoni (1972)                              | 20        |
| 4.5      | Ensaios de Taylor e Clarke                             | 21        |
| 4.6      | Ensaios de Adebar, Kachma e Collins                    | 22        |
| 4.7      | Ensaios de Miguel                                      | 23        |
| <b>5</b> | <b>CÁLCULO ANÁLITICO DE BLOCOS</b>                     | <b>24</b> |
| 5.1      | Disposição das Estacas nos Blocos                      | 24        |
| 5.2      | Formulação para o cálculo analítico de blocos          | 25        |
| 5.2.1    | Bloco sobre duas estacas                               | 25        |
| 5.2.2    | Bloco sobre três estacas                               | 29        |
| <b>6</b> | <b>ESTUDO DE CASO</b>                                  | <b>34</b> |
| 6.1      | Dimensionamento através do Modelo de Bielas e Tirantes | 34        |
| 6.1.1    | Bloco sobre duas estacas                               | 34        |
| 6.1.2    | Dimensionamento do bloco sobre duas estacas à flexão   | 37        |

|            |   |           |
|------------|---|-----------|
| 6.1.3      | Bloco sobre 3 estacas                             | 39        |
| <b>6.2</b> | <b>Dimensionamento através do Método Numérico</b> | <b>44</b> |
| <b>7</b>   | <b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>                    | <b>50</b> |
| <b>8</b>   | <b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>                       | <b>52</b> |
| <b>9</b>   | <b>REFERÊNCIAS</b>                                | <b>54</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Para se definir qual modelo de fundações a ser adotado em uma determinada obra, deve-se entender os comportamentos do solo local, as condições de carregamentos, a disponibilidade de máquinas e mão de obra para a execução e os conhecimentos técnicos do projetista. Portanto, essa escolha deve ser feita levando em conta todos os aspectos técnicos e econômicos mais vantajosos.

Fundações são elementos que transmitem as cargas de uma superestrutura para as camadas resistentes do solo (subsolo) sem provocar ruptura do terreno de fundação ou recalques excessivos, elas podem ser classificadas em rasas ou profundas. (ALONSO, 1989).

De acordo com Oliveira (2009) quando as camadas superficiais do terreno não são capazes de suportar o carregamento aplicado, faz-se necessário o uso de fundações profundas. Segundo a NBR 6122:2010, os elementos de fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base ou por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas, deve estar assentado em profundidade superior ao dobro de sua dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m.

Quando se faz o uso de fundações profundas, sejam elas estacas ou tubulões, é necessário também o emprego de mais um elemento estrutural, o bloco de coroamento.

Conforme o item 22.7.1 da NBR 6118:2014, os blocos de coroamento são estruturas de volume utilizadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação e podem ser classificados como rígidos e flexíveis.

A NBR 6118:2014 aborda a classificação dos blocos, conforme informado acima e propõe modelos de cálculo, mas não disponibiliza um procedimento para verificação de dimensionamento dos blocos de coroamento, afirma Sakai (2010).

Segundo Munhoz (2004), os métodos utilizados para dimensionamento desses elementos são bastante simplificados e há muitos parâmetros diferentes adotados pelas normas. Ela afirma ainda que no Brasil os métodos usuais empregados para o dimensionamento de blocos sobre estacas são o Método do CEB-FIP (1970), que será abordado posteriormente e o Método das Bielas.

Com a finalidade de fazer um apanhado sobre o estudo de blocos sobre estacas, este trabalho pretende estudar a metodologia de cálculo de blocos rígidos (modelo de bielas e tirantes) e em seguida fazer um estudo comparativo de blocos sobre duas e três estacas submetidos à força concentrada, calculado através do método de bielas e tirantes e o método numérico (utilizando o *software* SAP 2000®).

Assim, o presente estudo pretende, com os seus resultados, promover resposta ao seguinte problema: considerando a situação dada, qual a diferença de resultado entre as duas metodologias de cálculo? Entretanto com essa pergunta norteadora pode-se questionar também: Qual é a melhor metodologia a ser adotada para situações semelhantes à esta?

### **1.1 Justificativa**

A principal razão para se estudar o verdadeiro comportamento dos blocos sobre estacas é o fato de que esse tipo de estrutura não permite o controle visual após a execução, como é permitido nos demais elementos de uma estrutura, tais como vigas, pilares e lajes.

Encontra-se grandes diferenças nas metodologias de cálculo analíticos bem como nas normas utilizadas no dimensionamento de blocos sobre estacas. (MUNHOZ, 2004)

Entretanto, este tipo de estrutura é muito utilizado em situações em que são aplicados grandes carregamentos e a capacidade das camadas superiores do solo não são muito resistentes.

Com o intuito de apresentar e analisar a metodologia de cálculo de blocos sobre estacas, neste trabalho foi abordado um estudo técnico e comparativo. Foi estudada a metodologia de bielas e tirantes para cálculo de blocos sobre estacas e foi feito um estudo de caso comparando um bloco sobre duas e três estacas dimensionado pelo método informado anteriormente com o modelo numérico.

## **2 OBJETIVOS**

A seguir, estão elencados os objetivos gerais e os objetivos específicos deste trabalho de conclusão de curso.

## 2.1 Objetivo geral

A pesquisa, realizada neste trabalho de conclusão de curso, teve o objetivo de apresentar o método de cálculo de bielas e tirantes para bloco sobre estacas (com diferentes geometrias e quantidades de estacas) e apresentar um estudo de caso de um mesmo bloco sobre duas e três estacas dimensionado através de métodos diferentes.

## 2.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos do trabalho:

- a) Apresentar a metodologia de bielas e tirantes para o cálculo de blocos sobre estacas.
- b) A partir da metodologia apresentada, demonstrar as formulações adotadas para o cálculo de blocos sobre duas e três estacas.
- c) Apresentar a situação do estudo de caso, definição da geometria dos blocos, carregamentos, características das estacas etc.
- d) Realizar o dimensionamento dos blocos utilizando as duas metodologias (bielas e tirantes e utilizando o *software* SAP 2000®).
- e) Analisar os resultados obtidos em cada metodologia de cálculo.
- f) Comparar os dois resultados e discutir as diferenças encontradas.

## 3 METODOLOGIA

De acordo com o objetivo da pesquisa, é possível classificá-la em três diferentes definições: exploratória, descritiva ou explicativa. A pesquisa do tipo exploratória proporciona maior conhecimento em um assunto de modo a torná-lo mais evidente, possibilitando a formulação de hipóteses. Um estudo descritivo deve apresentar as características do objeto de análise e pode identificar relações entre variáveis. Por fim, um trabalho explicativo deve identificar parâmetros para a ocorrência de fenômenos, isto é, aprofunda-se no conhecimento de uma realidade explicando a razão das coisas. (GIL, 2010).

A partir dessas definições, tem-se que a metodologia utilizada neste trabalho foi uma pesquisa exploratória. Segundo Gil (2010), esse tipo de estudo pode ser desenvolvido através de levantamento bibliográfico, análise de exemplos e coleta de dados, assumindo a estrutura de pesquisas bibliográficas e de estudos de caso.

Dado o objetivo desta pesquisa, foi realizado um estudo sobre a metodologia de bielas e tirantes para o cálculo de blocos sobre estacas e uma comparação de blocos sobre duas e três estacas calculados através de dois métodos distintos. Gil (2010) afirma que um estudo de caso trata de uma análise profunda de um objeto, de modo a conseguir seu amplo conhecimento.

Em princípio, foi realizada uma revisão bibliográfica do tema em questão a partir de material publicado, tais como normas técnicas nacionais e internacionais, livros científicos, teses, dissertações, artigos de periódicos, anais de eventos, e outros materiais disponibilizados na internet em meios acadêmicos, o que constituirá o referencial teórico deste estudo.

Com base nos resultados obtidos, foi possível avaliar as diferenças entre as duas metodologias.

## **4 REVISÃO DA LITERATURA**

Nos itens a seguir serão apresentados os principais métodos adotados para o dimensionamento de blocos sobre estacas, além de importantes estudos e ensaios realizados com o objetivo de se obter a formulação para o cálculo analítico de blocos sobre estacas.

### **4.1 Método das Bielas**

O modelo de bielas e tirantes é usado para dimensionamento de elementos e estruturas que não estão sujeitos às regras de cisalhamento e a teoria tradicional da flexão, afirma Buttignol (2011). Segundo Munhoz (2004), o método das bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos, foi concebido através do estudo dos resultados experimentais de modelos ensaiados por Blévoit (1967). Estes estudos consideram uma treliça no interior do bloco, formada por barras comprimidas e tracionadas. Nesse modelo, a armadura do bloco tem a função de resistir às forças de tração e o concreto resiste às de compressão. Em resumo, essa análise constitui-se na verificação da tensão de compressão nas bielas e no cálculo da força de tração e é indicado para os casos de cargas concentradas, entretanto, pode ser usado para ações excêntricas.

De acordo com Oliveira (2013), para se aplicar o método das bielas e tirantes em um elemento estrutural, é conveniente a classificação das regiões em contínuas e descontínuas.

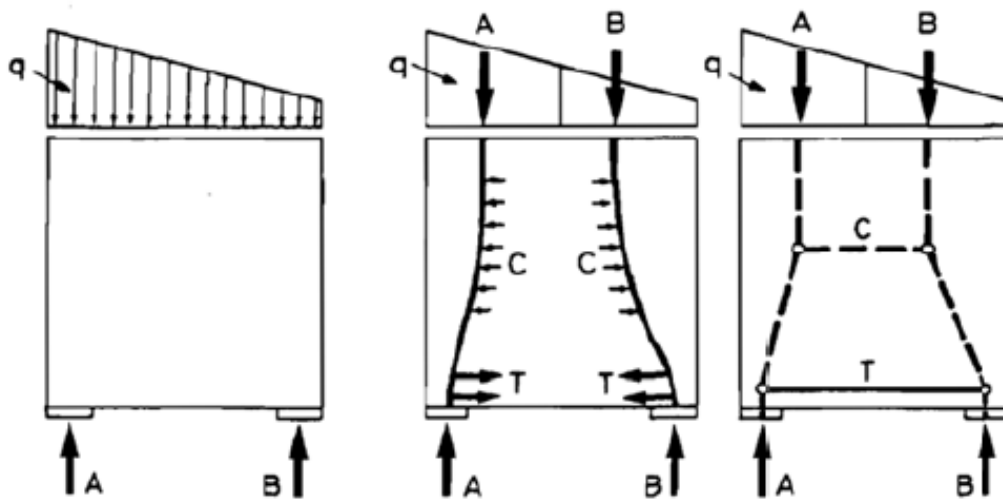
Segundo Schlaich e Schäfer (1991) citado por Oliveira (2013), as regiões B apresentam distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal. Já as regiões descontínuas, (D), são regiões onde a distribuição de tensões é não-linear, ou seja, existe uma grande variação de tensões. A causa do aparecimento dessas regiões pode ser as descontinuidades estáticas (ações concentradas e reações) e geométricas (mudanças repentinas na geometria).

De acordo com Silva e Giongo (2000) citado por Oliveira (2009), a divisão através das regiões B e D, pode ser feita através do caminho das tensões próximas às regiões descontínuas.

Portanto, o modelo de bielas e tirantes pode ser desenvolvido através do fluxo de tensões dentro da estrutura, pelo caminho percorrido pelo carregamento. Esse caminho das forças no interior da estrutura, se dá por regiões de tensões de tração e compressão, que serão representadas no modelo por bielas e tirantes. (OLIVEIRA, 2013).

A figura abaixo mostra o modelo de treliça através do processo do caminho de carga, onde o trecho C se refere às bielas e o trecho T aos tirantes.

**Figura 1- Determinação do modelo de treliça pelo caminho das cargas**

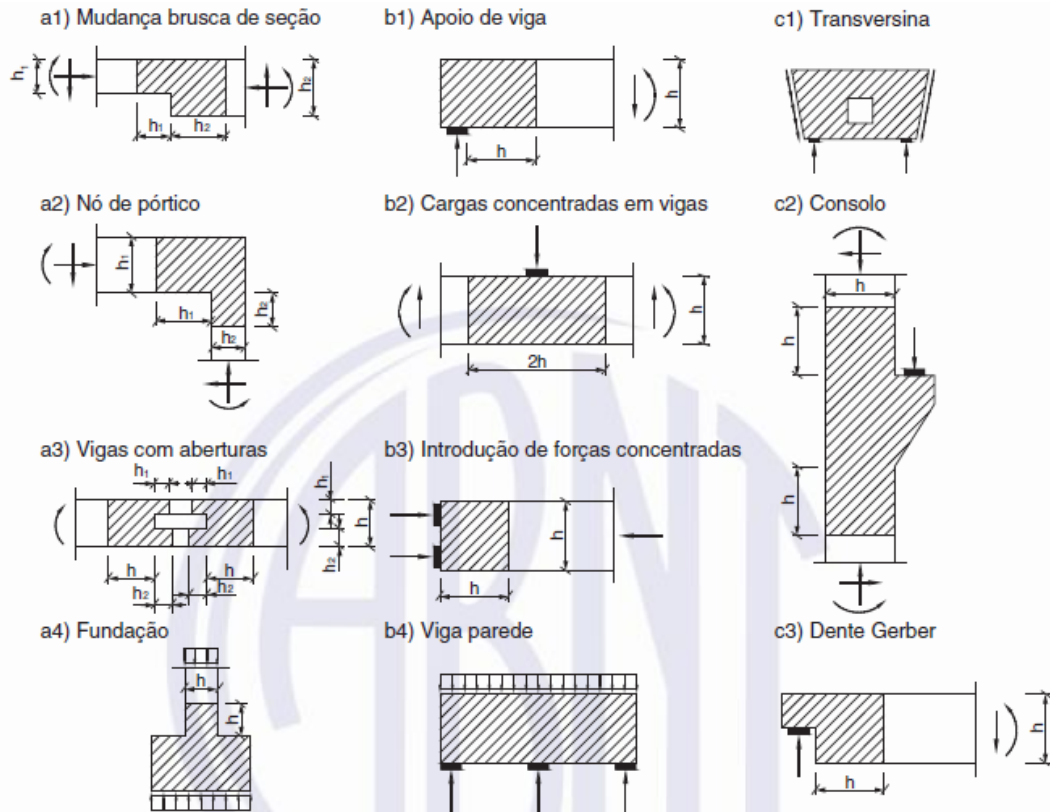


Fonte: OLIVEIRA, 2013.

Em complemento, a NBR 6118:2014 (item 22.2) define que as regiões B de um elemento estrutural são aquelas que apresentam uma distribuição linear das deformações, já as regiões D são aquelas em que essas hipóteses de distribuição não são aplicáveis.

A figura abaixo retirada da NBR 6118, apresenta ocorrências de regiões D (parte hachurada), em cenários onde as deformações lineares são causadas por descontinuidade geométrica, descontinuidade estática e descontinuidade geométrica e estática.

**Figura 2 – Situações típicas de regiões D**



Fonte: NBR 6118, 2014.

## 4.2 Método do CEB-FIP (1970 e 1990)

De acordo com Miguel (2000), o boletim número 73 apresentado no CEB-FIP (1970) refere-se a blocos sobre estacas que possuem a distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, no intervalo de um terço e a metade da altura do bloco.

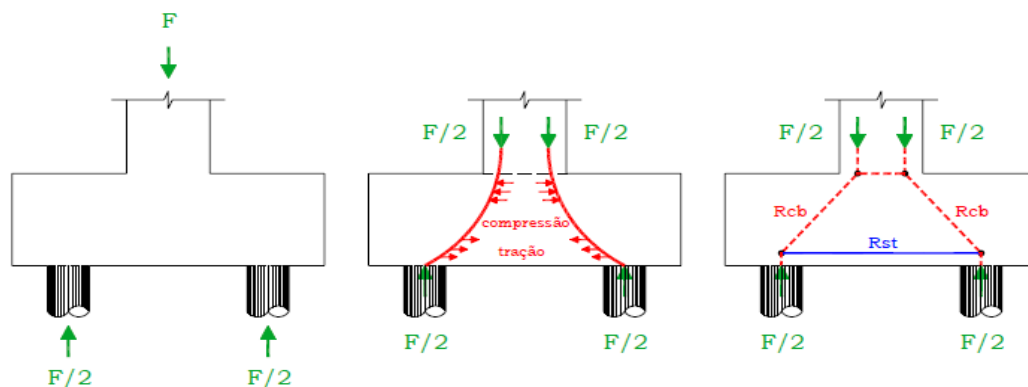
Segundo Oliveira (2013), para a determinação da armadura inferior de tração e a verificação da força cortante, esse método recomenda um procedimento de cálculo à flexão dos blocos, entretanto essa metodologia aplica-se apenas ao dimensionamento de blocos rígidos.

Munhoz (2004) afirma que as ponderações do Código CEB-FIP (1990), podem ser utilizadas para as verificações de compressão nas bielas, no modelo de bielas e tirantes, uma vez que, as regiões nodais têm geometria diferente das que foram propostas por Blévtot (1967). Usando o

procedimento do caminho das cargas, o modelo de bielas e tirantes pode ser empregado considerando o fluxo de tensões na estrutura.

Campos (2007), afirma que de acordo com o código apresentado no boletim CEB-FIP (1990), o caminho percorrido pelas trajetórias de tensões elásticas são mais consideráveis para as bielas do que para os tirantes, assim a disposição desses podem acompanhar a parte inferior do bloco e a disposição das armaduras podem acompanhar as considerações práticas. A figura a seguir mostra o caminhamento da carga em um bloco sobre duas estacas.

**Figura 3 – Aplicação do caminho das cargas**



Fonte: CAMPOS, 2007.

### 4.3 Ensaios de Blévo

Foram realizados vários ensaios por diferentes pesquisadores para se estudar o comportamento dos blocos sobre estacas.

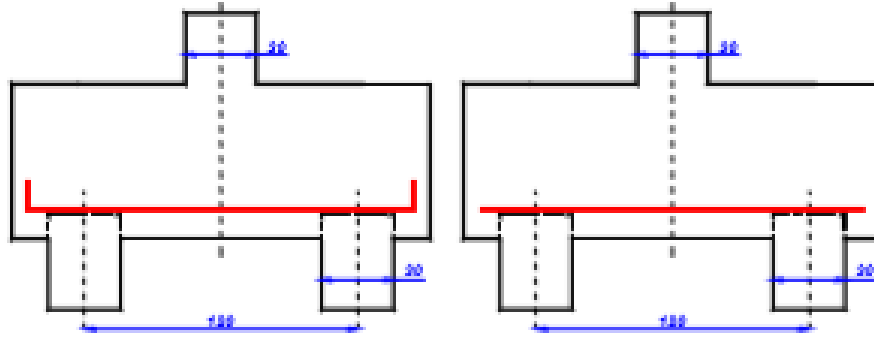
De acordo com Miguel (2000) em 1967 Blévo realizou ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à força concentrada, com o objetivo de analisar o estado de formação de fissuras e o estado limite último, verificando a aplicabilidade da teoria das bielas para esses elementos estruturais. Foi modificada a disposição das armaduras dos blocos para analisar a sua influência.

O princípio do estudo de Blévo foi a análise de que a principal causa de ruína de grande parte dos modelos de blocos sobre estacas se dá por causa do fendilhamento do concreto, com o aumento do fluxo de tensões observado na teoria de bielas e tirantes, afirmou Buttignol (2011).

Munhoz (2004) diz que, sobre o modelo de bloco sobre duas estacas observado por Blévo, antes da ruína ocasionada pelo esmagamento da biela de concreto junto ao pilar e junto à estaca houve

a formação de várias fissuras. Foram apresentados dois modelos de disposição das armaduras diferentes, conforme mostra a imagem abaixo.

**Figura 4 – Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiadas por Blévoit (1967)**



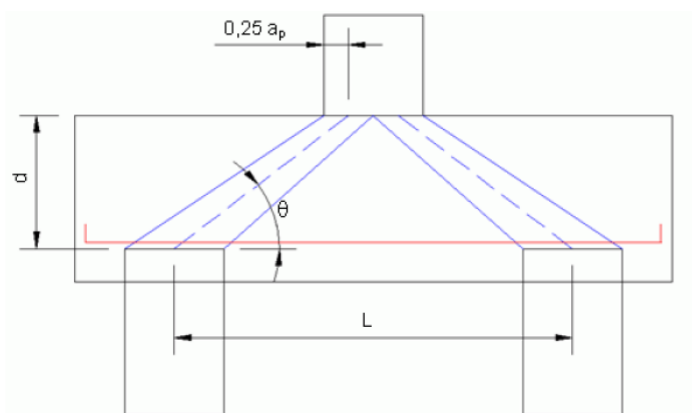
Fonte: MUNHOZ, 2004.

Nos modelos com armadura sem ganchos aconteceu ainda o escorregamento na ancoragem. Conforme as conclusões formuladas, Blévoit (1967) recomenda que a inclinação das bielas em blocos sobre duas estacas, deve estar no intervalo:

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

A figura abaixo apresenta a recomendação de Blévoit para o ângulo de inclinação das bielas, seguindo essa orientação as alturas dos blocos têm altura útil no intervalo de 52,5 cm e 74,9 cm, como afirma Oliveira, 2009.

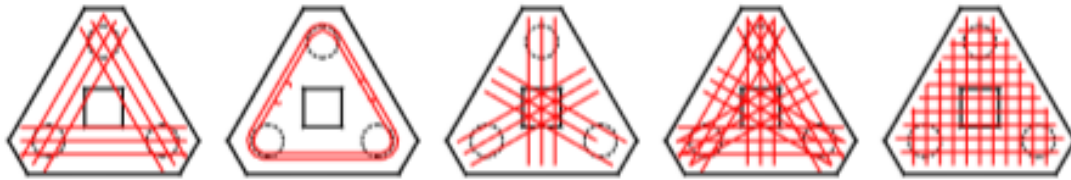
**Figura 5 – Definição da geometria dos blocos sobre duas estacas ensaiadas por Blévoit (1967)**



Fonte: OLIVEIRA, 2009.

Para os blocos sobre três estacas foram utilizados diferentes arranjos para as armaduras, completando 5 disposições diferentes para as armaduras, conforme ilustrado na figura a seguir.

**Figura 6 – Modelos de blocos sobre três estacas ensaiadas por Blévoit (1967)**

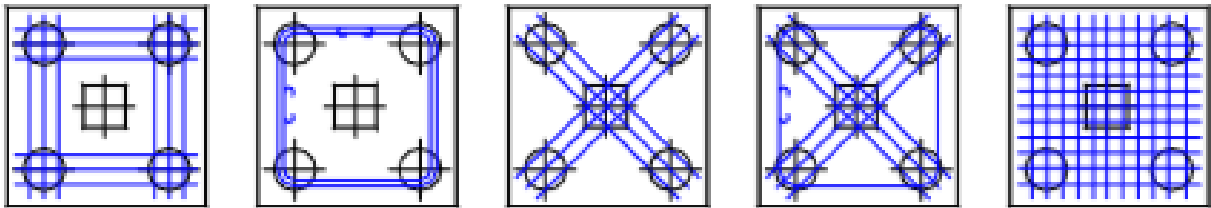


Fonte: MUNHOZ, 2004.

De todos os modelos de armaduras observados o que apresentou o pior resultado foi a distribuição da armadura em malha (5ª figura do bloco). Os melhores desempenhos foram observados nos dois primeiros arranjos.

Os ensaios realizados com os blocos sobre quatro estacas foram feitos com cinco arranjos de armaduras diferentes conforme ilustra a figura a seguir.

**Figura 7 – Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévoit (1967)**



Fonte: MUNHOZ, 2004.

Os modelos de disposição de armaduras que tiveram eficiência semelhante foram o primeiro e quarto, além disso o último modelo apresentou eficiência de 80 %.

Em todos os modelos, tanto para os blocos de duas e três estacas, quanto os blocos de quatro estacas não foi observado ruína causada por punção. (MIGUEL, 2000). E todos os resultados observados foram coerentes com os modelos apresentados pelo método das bielas.

Ao fim do estudo realizado por Blévoit, foram apresentados esquemas para os projetos de blocos sobre duas, três e quatro estacas utilizando a teoria de bielas e tirantes. Foi apresentado também um roteiro para o cálculo de blocos sobre cinco e seis estacas a partir de uma combinação ao modelo de blocos sobre quatro estacas, afirmou Oliveira (2013).

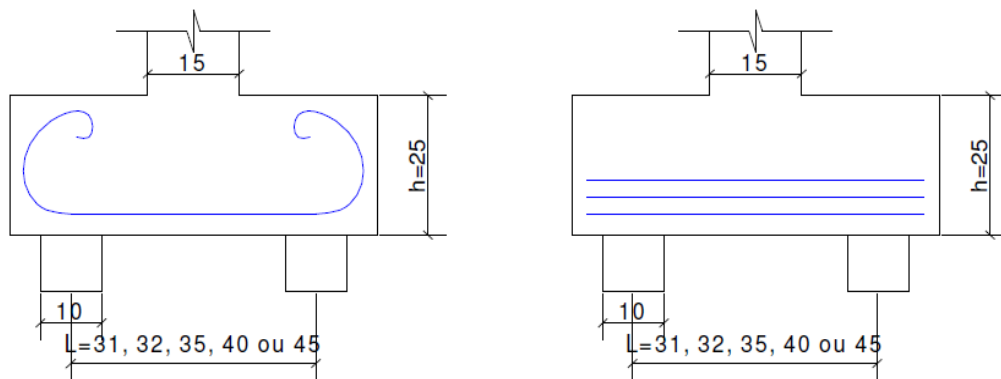
Em síntese, os principais intuítos do estudo de Blévoit foram verificar os comportamentos de ruínas dos blocos, explorar as diversas disposições de armaduras e definir os coeficientes de segurança que levavam à aplicação correta do método das bielas, (OLIVEIRA, 2013).

#### 4.4 Ensaios de Mautoni (1972)

Com o objetivo de caracterizar os mecanismos de ruptura e determinar os valores das forças últimas, através dos modelos de bielas, Mautoni ensaiou 20 blocos com dois arranjos de armaduras diferentes. (OLIVEIRA, 2013).

Os modelos foram criados para um estudo de blocos sobre dois apoios, com as armaduras em laçada contínua horizontal e “armadura em bigode”, conforme ilustrado na figura abaixo.

**Figura 8 – Modelos adotados nos ensaios de Mautoni (1967)**



Fonte: OLIVEIRA, 2009.

Como pode ser observado na figura anterior, na armadura do tipo “bigode”, a extremidade da barra é inclinada e há a formação de ganchos nas extremidades, já na armadura em laçada contínua as barras são dispostas em camadas.

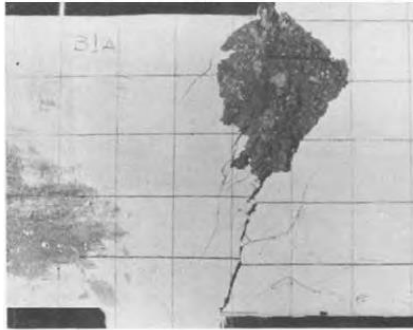
Munhoz (2009), afirma que Mautoni fez as seguintes observações quanto às armaduras ensaiadas, a armadura em laçada contínua apresenta dificuldades de execução, além da redução da altura útil do bloco, já a armadura do tipo “bigode” possui grande consumo de aço e pode apresentar dificuldades na ancoragem.

As principais conclusões do trabalho de Mautoni, foram a criação de um método para determinar a força de ruína de um bloco e a explicação do mecanismo de colapso. (MUNHOZ, 2004).

Após a realização dos ensaios Mautoni (1972) percebeu que grande parte dos blocos sofriam ruptura frágil por fendilhamento das bielas comprimidas na zona nodal e que antes da ruína houve formação de fissuras paralelas às bielas, afirmou Buttignol (2011).

A figura abaixo mostra a zona de ruptura de um bloco conforme o modelo ensaiado por Mautoni (1972).

**Figura 9 – Ruptura de bloco sobre duas estacas (Mautoni, 1972)**



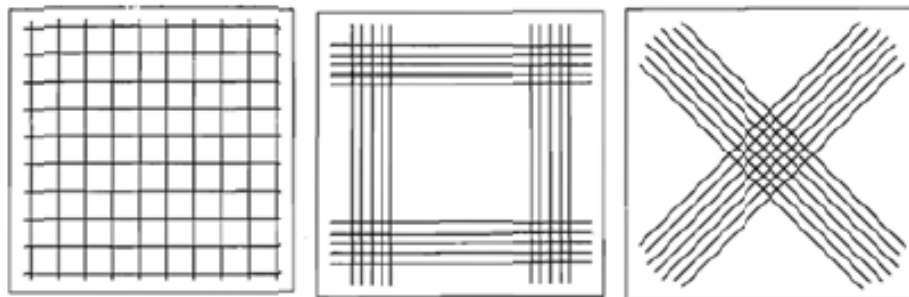
**Fonte: BUTTIGNOL, 2011.**

Em suma, Mautoni (1972), observou que a ruína do bloco foi causada por cisalhamento no plano comprimido, esse tipo de ruína se caracteriza como frágil o que não é conveniente, pois o melhor seria se ocorresse o escoamento das armaduras do tirante, causando uma ruptura dúctil, (OLIVEIRA, 2009).

#### **4.5 Ensaios de Taylor e Clarke**

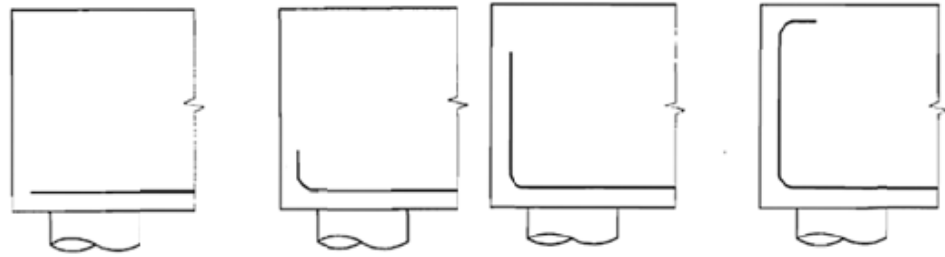
Taylor e Clarke (1976) ensaiaram blocos quadrados sobre quatro estacas, para analisar o comportamento desses frente ao detalhamento das armaduras. Eles criaram modelos com três disposições diferentes para as armaduras, além disso, analisaram também diferentes tipos de ancoragens, com afirma Oliveira (2013).

**Figura 10 – Arranjo das armaduras segundo Taylor e Clarke (1976)**



**Fonte: OLIVEIRA, 2013.**

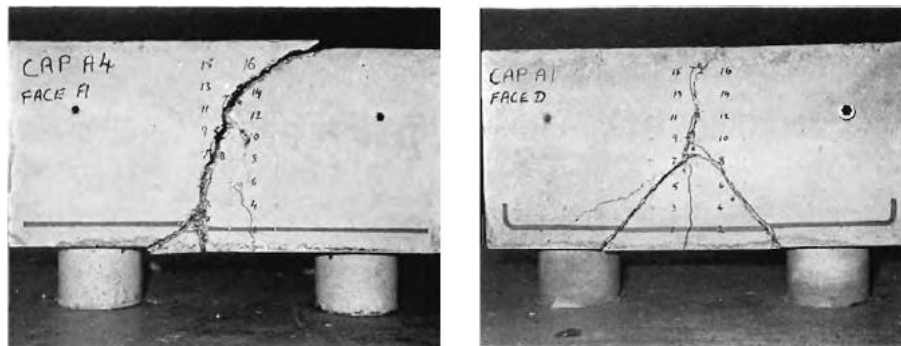
**Figura 11 – Ancoragem das barras das armaduras principais**



Fonte: OLIVEIRA, 2013.

Após os ensaios Taylor e Clarke concluíram que o arranjo das armaduras paralelas ao lado do bloco, sobre as cabeças das estacas, aumentou em 15 % a força última do bloco em relação à armadura disposta em malha, a armadura diagonal apresentou o mesmo comportamento estrutural da armadura em malha e que ruptura ocorreu por cisalhamento através da partição do bloco ao meio e por punção. (BUTTIGNOL, 2011). A figura abaixo ilustra a ruptura do bloco das duas formas descritas anteriormente.

**Figura 12 – Rupturas dos blocos segundo Taylor e Clarke**



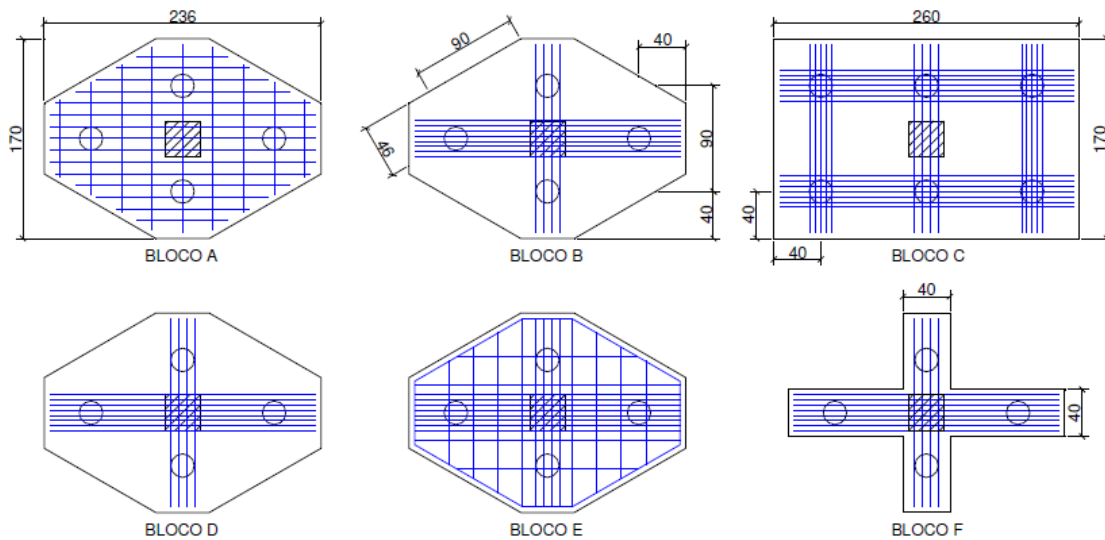
Fonte: BUTTIGNOL, 2011.

Com os estudos realizados por Taylor e Clarke, pode se concluir que o arranjo das armaduras e o tipo de ancoragem adotada, influenciam diretamente no comportamento estrutural do bloco.

#### **4.6 Ensaios de Adebar, Kachma e Collins**

Com o objetivo de avaliar se o modelo de blocos sobre quatro e seis estacas era efetivamente viável, Adebar, Kuchma e Collins (1990) fizeram ensaios em seis blocos de concreto. Foram utilizados diferentes arranjos de armaduras, conforme é apresentado na figura a seguir. (OLIVEIRA, 2013).

**Figura 13 – Blocos com quatro e seis estacas e os respectivos arranjos de armaduras**



Fonte: OLIVEIRA, 2009.

De acordo com Munhoz (2004) os modelos ensaiados por Adebar e outros, foram dimensionados pelo Método das Bielas e pelos Critérios do ACI 318(1983), com alterações do arranjo das armaduras, conforme foi mostrado na figura acima.

Adebar, Kuchma e Collins (1990) propuseram um modelo aprimorado para o dimensionamento de blocos sobre estacas, eles sugeriram um tirante perpendicular à biela, para absorver as tensões de tração perpendiculares ao eixo da biela, (OLIVEIRA, 2013).

Após a realização do estudo Adebar e outros, concluíram que os resultados obtidos nos ensaios não foram compatíveis com a metodologia prescrita pelo ACI 318 (1983), uma vez que, esse método desconsidera o arranjo e a quantidade de armadura longitudinal, além da altura útil do bloco. Através do modelo de bielas e tirantes o comportamento estrutural dos blocos, foi melhor representado, (OLIVEIRA, 2009).

#### 4.7 Ensaios de Miguel

Os estudos realizados por Miguel (2000), consistiram na análise de blocos rígidos sobre três estacas, submetidos à ação de força concentrada, com variação do diâmetro das estacas de 20 cm e 30 cm. O principal objetivo desse estudo foi a verificação do crescimento de fissuras e o modo de ruptura, através de ensaios experimentais feitos em escala real. Além disso, com o auxílio do método dos elementos finitos, foi realizada uma análise numérica considerando os mesmos elementos estruturais, sem levar em conta a presença de armaduras, (MIGUEL, 2000).

Os ensaios realizados foram feitos em nove modelos de blocos conforme informado na figura abaixo.

**Figura 14 – Grupos de modelos experimentais**

| Série                  | Grupo 1 - B30 (D = 30 cm)                         | Grupo 2 - B20 (D = 20 cm) |         |
|------------------------|---|---------------------------|---------|
| série A1<br>(3 blocos) | Armadura principal unindo as estacas              |                           |         |
|                        | B30A1/1   | B20A1/1                   | B20A1/2 |
| série A2<br>(2 blocos) | Armadura principal + Armadura passando pelo pilar |                           |         |
|                        | B30A2   | B20A2                     |         |
| série A3<br>(2 blocos) | Armadura principal + Armadura em malha            |                           |         |
|                        | B30A3   | B20A3                     |         |
| série A4<br>(2 blocos) | Armadura principal + Armadura em "gaiola"         |                           |         |
|                        | B30A4   | B20A4                     |         |

Fonte: MIGUEL, 2000.

As principais conclusões obtidas por Miguel após a realização dos ensaios e a análise numérica, foram que o Método das Bielas elaborado por Blévoit (1967) apontou margem de segurança mínima de 12%. O rompimento por fendilhamento das bielas de compressão se deu em todos os modelos, provocados pelo aumento vertiginoso do fluxo de tensões na mesma, aliado ao escoamento das armaduras principal e/ou secundária. Nesse sentido, Miguel (2000) sugere ainda valores limites de tensões nas zonas nodais para que não aconteça colapso por fendilhamento das bielas comprimidas:

$$\sigma_{zns} \leq 0,40 \cdot f_{cm} \text{ (zona nodal superior)}$$

$$\sigma_{zni} \leq 0,50 \cdot f_{cm} \text{ (zona nodal inferior para bloco com } D = 20 \text{ cm)}$$

$$\sigma_{zni} \leq 0,30 \cdot f_{cm} \text{ (zona nodal inferior para bloco com } D = 30 \text{ cm)}$$

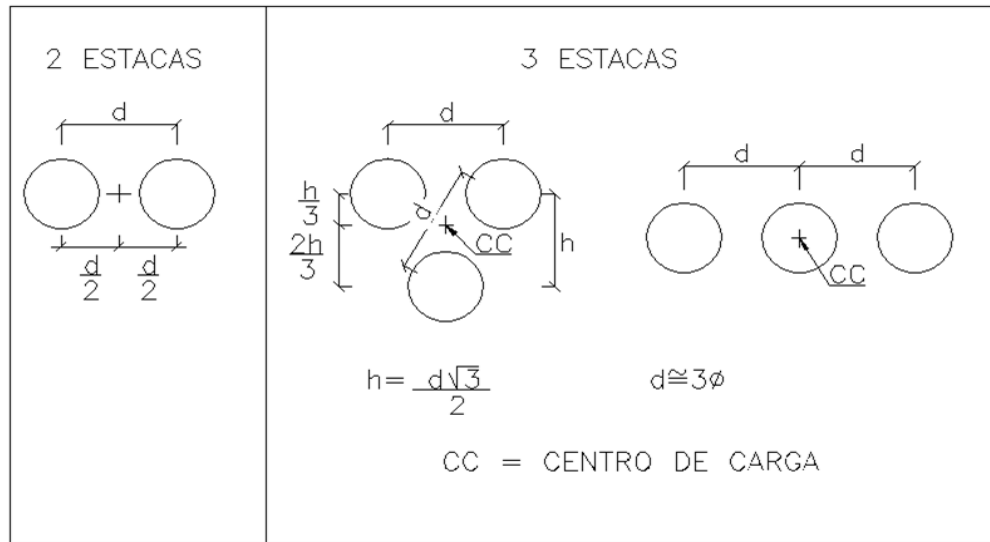
## 5 CÁLCULO ANÁLITICO DE BLOCOS

### 5.1 Disposição das Estacas nos Blocos

O projetista de fundações tem autonomia para adotar qualquer tipo de arranjo das estacas no bloco, para garantir o perfeito funcionamento da estrutura.

Segundo Alonso (1989) a disposição das estacas em um bloco deve ser feita de maneira a sempre se ter um bloco de coroamento com o menor volume possível. Ele padronizou algumas disposições mais comuns de estacas em blocos. A figura a seguir apresenta algumas dessas disposições usadas frequentemente.

**Figura 15 – Disposição das estacas nos blocos**



Fonte: Adaptado de ALONSO, 1989.

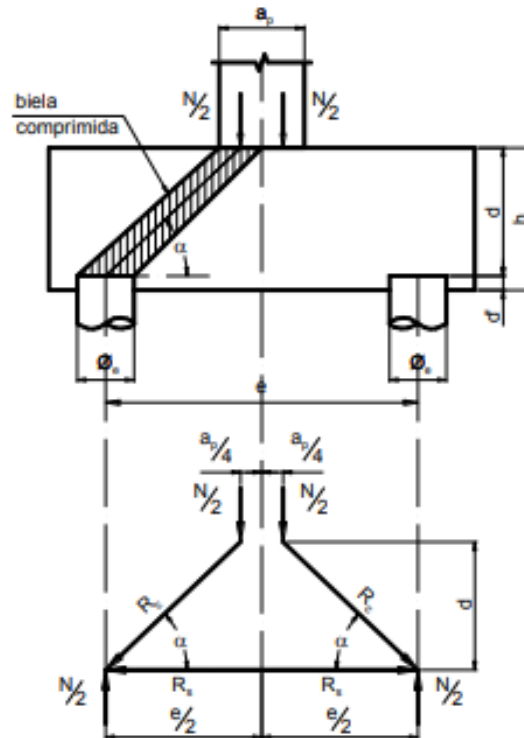
## 5.2 Formulação para o cálculo analítico de blocos

### 5.2.1 Bloco sobre duas estacas

Segundo Bastos (2014), as formulações para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas podem ser feitas como mostrado a seguir.

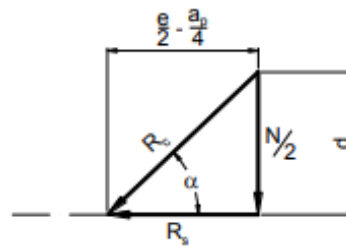
As figuras abaixo apresentam um bloco sobre duas estacas, com a biela de concreto comprimida e os esquemas das forças atuantes sobre as estacas.

Figura 16 – Esquema de forças no bloco sobre duas estacas



Fonte: BASTOS, 2014.

Figura 17 – Polígono de forças no blocos sobre duas estacas



Fonte: BASTOS, 2014.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_s}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

$$R_s = \frac{N(2e - a_p)}{8d}$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_c}$$

$$R_s = \frac{N}{2\text{sen } \alpha}$$

Altura útil

As bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção, desde que  $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ , onde  $\alpha$  pode ser calculado por:

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

Substituindo  $\alpha$  pelos ângulos  $40^\circ$  e  $55^\circ$  tem-se o intervalo de variação para  $d$ :

$$0,419 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Segundo Machado (1985), deve-se ter  $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ ,

$$d_{\text{mín}} = 0,5 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

$$d_{\text{máx}} = 0,71 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

De acordo com a NBR 6118 2014 (item 22.7.4.1.4), “ O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco”.

$$d > l_{b,\phi\text{pil}}$$

Onde,  $l_{b,\phi\text{pil}}$  é o comprimento de ancoragem da armadura do pilar

A altura do bloco é:

$$h = d + d'$$

com

$$d' \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} \end{cases}$$

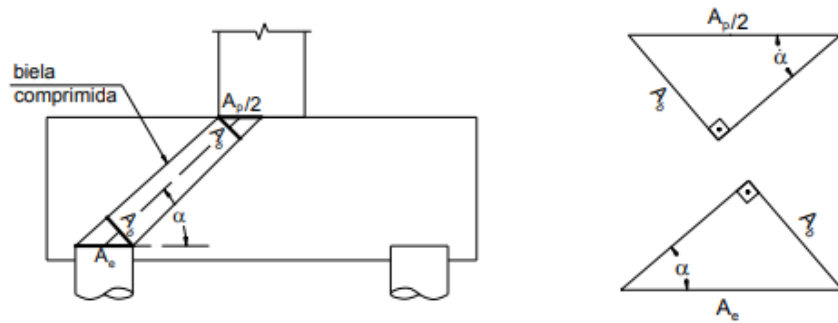
Onde  $a_{\text{est}}$  = lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de seção circular:

$$a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

Verificação das Bielas

A seção das bielas varia ao longo da altura do bloco, e por isso, são verificadas as seções junto ao pilar e junto às estacas. Conforme mostrado na figura a seguir.

**Figura 18 – Área da biela de concreto comprimido, na base do pilar e no topo da estacas**



Fonte: BASTOS, 2014.

$$\text{No pilar: } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{2} \operatorname{sen} \alpha$$

$$\text{Na estaca: } \operatorname{sen} \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \operatorname{sen} \alpha$$

Onde:  $A_b$  = área da biela;

$A_p$  = área do pilar;

$A_e$  = área da estaca;

Considerando a equação básica de tensão  $\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$ , a tensão de compressão na biela relativa ao pilar e à estaca, é:

No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha \frac{A_p}{2}} = \frac{N_d}{2 A_p \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \alpha A_e} = \frac{N_d}{2 A_e \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

Para evitar esmagamento do concreto, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes (máximas ou últimas). Blévtot considerou:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 K_R f_{cd}$$

$K_R = 0,90$  a  $0,95$  = coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes (efeito Rush<sup>1</sup>).

Armadura Principal

<sup>1</sup> “O Efeito Rush é a diminuição da resistência do concreto com o aumento do tempo na aplicação da carga”. (BASTOS, 2004, p. 77)

Como Blévoit verificou que, nos ensaios, a força medida na armadura principal foi 15% superior à indicada pelo cálculo teórico, considera-se  $R_s$ , acrescida de 15%:

$$R_s = \frac{1,15 N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

A armadura principal, disposta sobre o topo das estacas, é:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} \frac{1,15 N}{8df_{yd}} (2e - a_p)$$

Armaduras Complementares (Superior e de Pele)

De acordo com a NBR 6118 2014, “em blocos com duas ou mais estacas em uma única linha, é obrigatório a colocação de armaduras laterais e superiores”.

$$A_{s,sup} = 0,2 A_s$$

Armadura de pele (lateral) e estribos verticais em cada face lateral:

$$\left(\frac{A_{s,sup}}{s}\right)_{\min/face} = \left(\frac{A_s}{s}\right)_{\min/face} = 0,075B \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Onde B = largura do bloco em cm

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \geq \begin{cases} d \\ 3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

e  $s \geq 8$  cm, (recomendação prática)

Espaçamento dos estribos verticais:

$$\text{Sobre as estacas } s \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases}$$

Nas outras posições além das estacas:  $s \geq 20$ cm

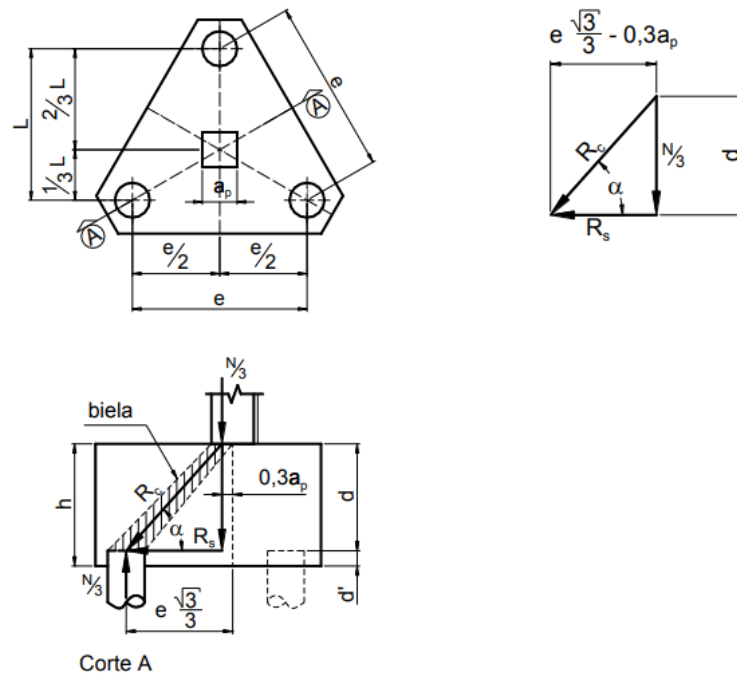
## 5.2.2 Bloco sobre três estacas

De acordo com Bastos (2014), o dimensionamento do bloco sobre três estacas obedece a formulação que será apresentada a seguir.

O pilar é suposto de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco.

O esquema de forças é analisado segundo uma das medianas do triângulo formado.

**Figura 19 – Bloco sobre três estacas**



Fonte: BASTOS, 2014.

Do polígono de forças mostrado na figura anterior:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - a_p}$$

$$R_s = \frac{N}{9} \left( \frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right)$$

$$R_c = \frac{N}{3 \operatorname{sen} \alpha}$$

Na direção das medianas do triângulo formado tomando os centros das estacas como vértices.

Para pilares retangulares ( $a_p \cdot b_p$ ) pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p}$$

Altura útil

Blévoit indicou ângulos  $\alpha$  entre:

$$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

$$0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p)$$

Com  $\alpha$  assumindo valores de  $45^\circ$  e  $55^\circ$  resulta:

$$0,58 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Portanto:

$$d_{\min} = 0,58 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

$$d_{\max} = 0,825 \left( e - \frac{a_p}{2} \right)$$

A altura do bloco é:

$$h = d + d'$$

com

$$d \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ a_{\text{est}} \\ 5 \end{cases}$$

Onde  $a_{\text{est}}$  = lado de uma estaca de seção quadrada, com mesma área da estaca de seção circular:

$$a_{\text{est}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

Verificação das bielas

A seção ou área das bielas varia ao longo da altura do bloco e por isso, são verificadas as seções junto ao pilar e junto às estacas. Fazendo de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, porém considerando  $A_p/3$  ao invés de  $A_p/2$ , tem-se:

$$\text{Área da biela na posição relativa à base do pilar: } A_b = \frac{A_p}{2} \text{sen } \alpha$$

$$\text{Área da biela na posição relativa ao topo da estaca: } A_b = A_e \text{sen } \alpha$$

Onde: Onde:  $A_b$  = área da biela;

$$A_p = \text{área do pilar};$$

$$A_e = \text{área da estaca};$$

Considerando a equação básica de tensão  $\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$ , a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é: No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{3 \text{sen } \alpha \frac{A_p}{3} \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha}$$

Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 \text{sen } \alpha A_e \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{3 A_e \text{sen}^2 \alpha}$$

A tensão última, ou máxima, pode ser adotada com o seguinte valor empírico (experimental), adotado por Blévoit:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75K_R f_{cd}$$

A condição de segurança será atendida se:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil}$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil}$$

$$0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

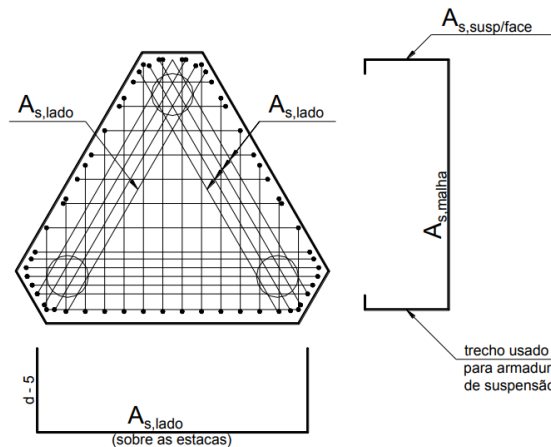
Armadura Principal

Existem diferentes modos de posicionamento e detalhamento da armadura principal nos blocos sobre três estacas, conforme descrito na sequência.

Armaduras Paralelas aos lados (sobre as estacas) e malha ortogonal

Esta é a configuração mais usada no Brasil. Apresenta a menor fissuração e a maior economia, conforme apresentada na figura abaixo.

**Figura 20 – Armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal**

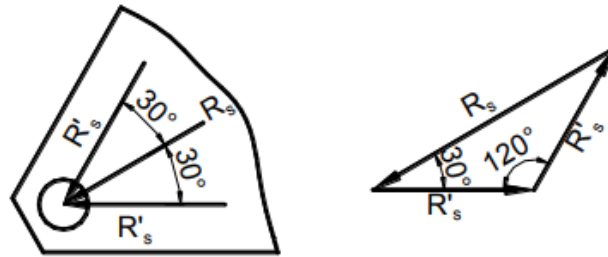


Fonte: BASTOS, 2014.

A força  $R_s$  atua na direção das medianas do triângulo, cujos vértices são os centros das três estacas, e devem ter sua componente  $R'_s$  determinada segundo os eixos das estacas. Considerando o esquema de forças mostrado na figura 17, pela lei dos senos tem-se:

$$\frac{R_s}{\sen 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sen 30^\circ} \rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

**Figura 21 – Decomposição da força de tração  $R_s$  na direção dos eixos das estacas**



Fonte: BASTOS, 2014.

A armadura para resistir à força  $R'_s$ , que é paralela aos lados do bloco, é:

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,\text{lado}} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)$$

De acordo com a NBR 6118 2014 (item 11.7.4.1.2), “para controlar a fissuração deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais”.

$$A_{s,\text{malha}} = \frac{1}{5} A_{s,\text{lado}} \geq A_{s,\text{sup/face}} \text{ (em cada direção)}$$

Armadura de suspensão

Tem a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas, que podem ocorrer pelo fato de formarem-se bielas de concreto comprimido que transferem partes da carga do pilar para as regiões inferiores do bloco, entre as estacas, e que se apoiam nas armaduras paralelas aos lados. Disso surgem tensões de tração que devem ser resistidas pela armadura de suspensão, a qual suspende as forças de tração para a região superior do bloco, e daí caminham para as estacas. Segundo a NBR 6118 2014 (item 22.7.4.1.3), “se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre as estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a se equilibrada.”

$$A_{s,\text{susp,tot}} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}}$$

A armadura de suspensão por face do bloco é:

$$A_{s,\text{susp,face}} = \frac{A_{s,\text{susp,tot}}}{3}$$

## 6 ESTUDO DE CASO

A seguir serão apresentados e dimensionados os blocos sobre duas e três estacas, através dos modelos de bielas e tirantes.

O estudo em questão se limita ao dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento, não levando em considerações os efeitos causados pelo dimensionamento geotécnico.

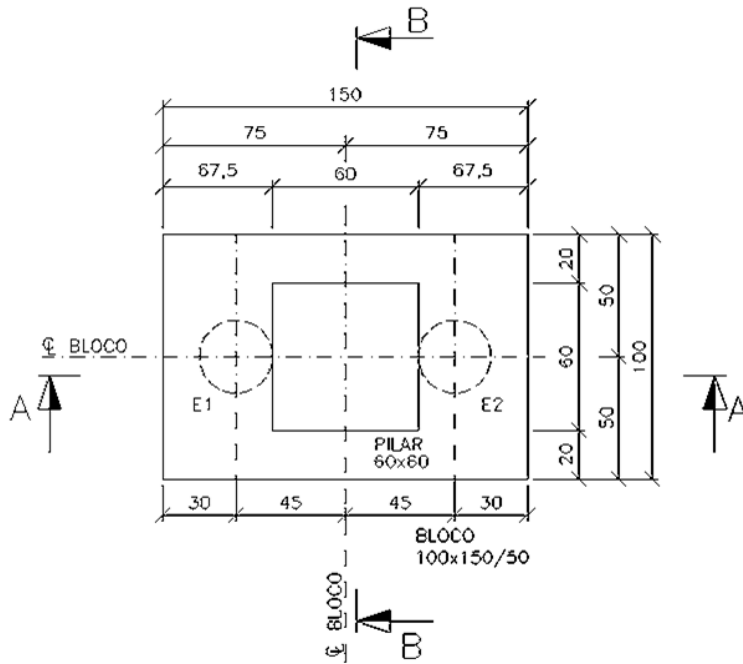
### 6.1 Dimensionamento através do Modelo de Bielas e Tirantes

#### 6.1.1 Bloco sobre duas estacas

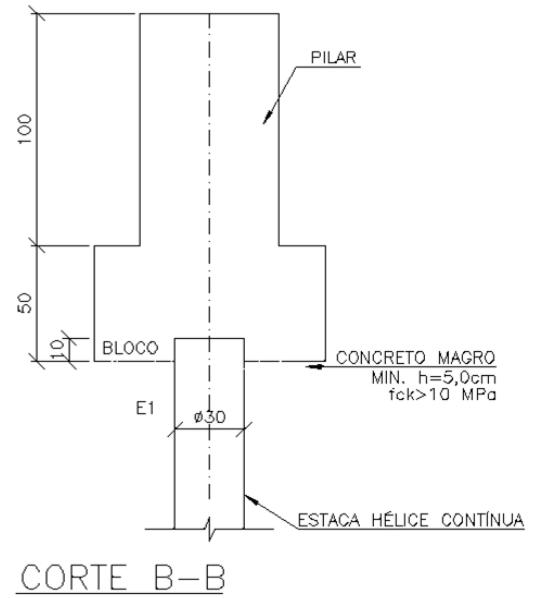
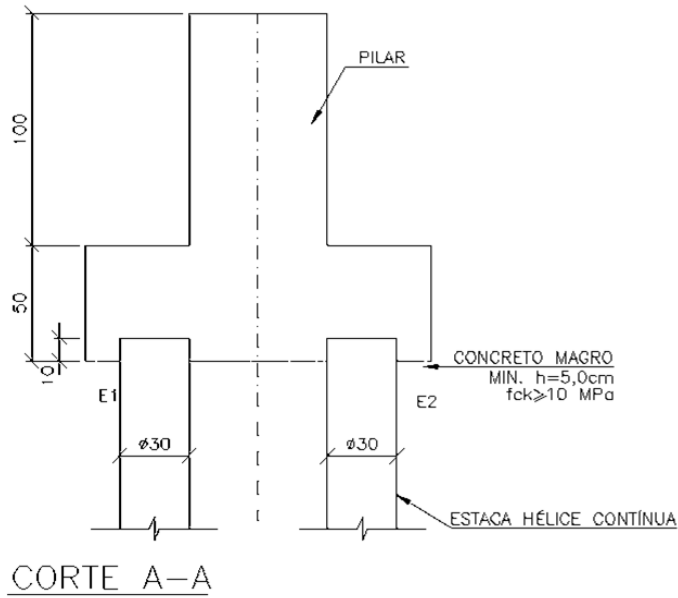
Abaixo são mostradas as características do bloco a ser dimensionado:

|                         |                          |
|-------------------------|--------------------------|
| Tipo de estaca          | Hélice Contínua          |
| $\phi$ estaca           | 30 cm                    |
| Pilar                   | 60 x 60 cm               |
| Carga de compressão     | 50515,00 kgf             |
| Concreto                | $f_{ck} = 30$ MPa        |
| Classe de Agressividade | CAA-III                  |
| Comprimento das Estacas | 8,00 m                   |
| $\sigma_{adm}$ do solo  | 2,00 kgf/cm <sup>2</sup> |

**Figura 22 – Bloco sobre duas estacas - forma**



FORMA – BLOCO



Fonte: Elaborado pela Autora

**-Altura útil**

$$d_{\min} = 0,5 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \rightarrow 0,5 \left( 90 - \frac{60}{2} \right) = 30 \text{ cm}$$

$$d \text{ adotado} = 40 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 0,71 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \rightarrow 0,71 \left( 90 - \frac{60}{2} \right) = 42,60 \text{ cm}$$

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{\text{est}}}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times \phi_e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 30}{5} = 5,32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d' \text{ adotado} = 10 \text{ cm}$$

$$h = d + d' \rightarrow h = 40 + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{40}{\frac{90}{2} - \frac{60}{4}} \rightarrow \alpha = 53,13^\circ \rightarrow \text{Ok! } 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

### Verificação das bielas:

Áreas das bielas nos pilares e estacas:

$$A_b = \frac{A_p}{2} \text{ sen } \alpha \rightarrow A_b = \frac{60 \times 60}{2} \times \text{sen } 53,13^\circ = 1440 \text{ cm}^2$$

$$A_b = A_e \text{ sen } \alpha \rightarrow A_b = \frac{\pi \times 30^2}{4} \times \text{sen } 53,13^\circ = 565,50 \text{ cm}^2$$

Tensão de compressão na biela relativa ao pilar e à estaca:

$$\sigma_{c,b,pil} = \frac{Nd}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{50515 \times 1,4}{(60 \times 60) \times \text{sen}^2 53,13^\circ} = 30,70 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{c,b,est} = \frac{Nd}{2 \times A_e \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{50515 \times 1,4}{2 \times \left( \frac{\pi \times 30^2}{4} \right) \times \text{sen}^2 53,13^\circ} = 78,16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 \times k_R \times f_{cd}$$

$$k_R = 0,90$$

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 \times 0,90 \times \frac{300}{1,4} = 270 \text{ kgf/cm}^2$$

### Armadura Principal:

A armadura principal disposta sobre a cabeça das estacas, é:

$$A_s = \frac{1,15 \times Nd}{8 \times d \times f_{yd}} \times (2e - a_p) \rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 50515}{8 \times 40 \times \left( \frac{5000}{1,15} \right)} \times [(2 \times 90) - 60] = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 10 \text{ c/10 cm}$$

### Armaduras Complementares:

Armadura de pele e estribos verticais em cada face lateral:

$$\left(\frac{A_{sp}}{S}\right) \text{mín, face} = \left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \text{mín, face} = 0,75B(\text{cm}^2/\text{m}) = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

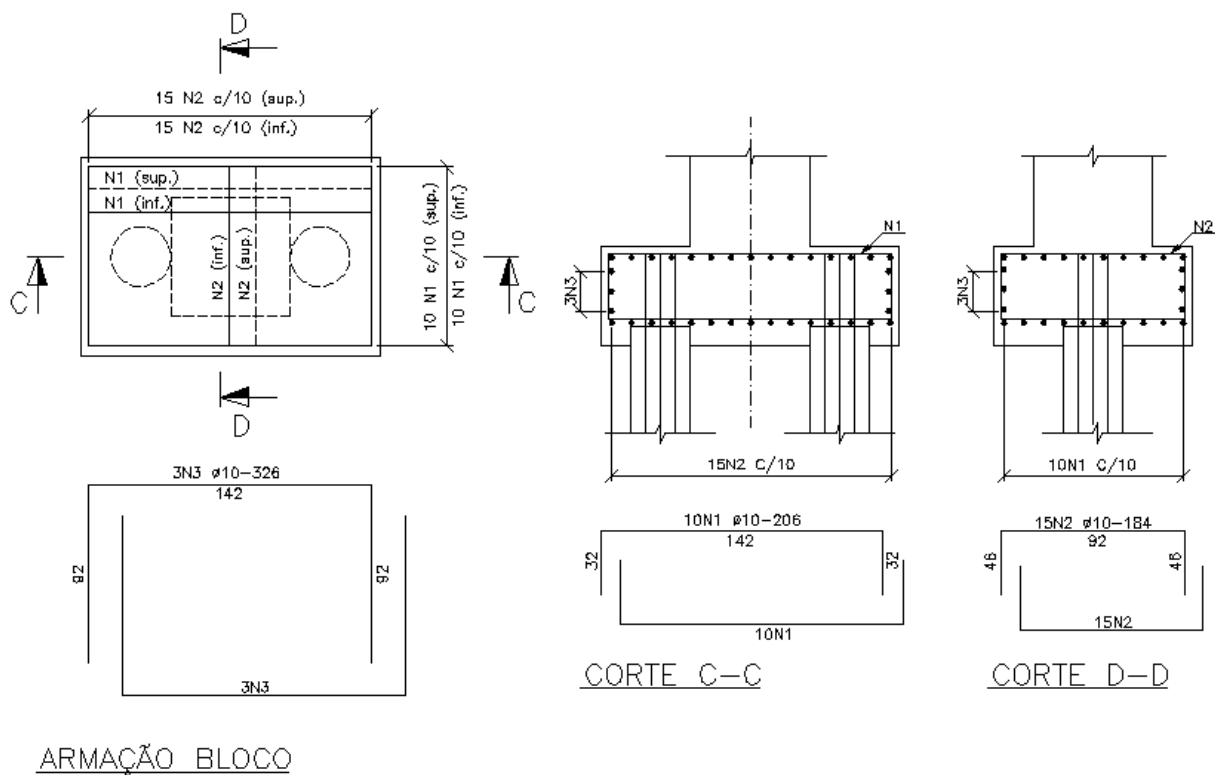
Espaçamento da armadura de pele:

$$S_{adotado} = 10 \text{ cm}$$

Espaçamento dos estribos verticais:

$$S_{adotado} = 10 \text{ cm}$$

**Figura 23 – Bloco sobre duas estacas - armação**

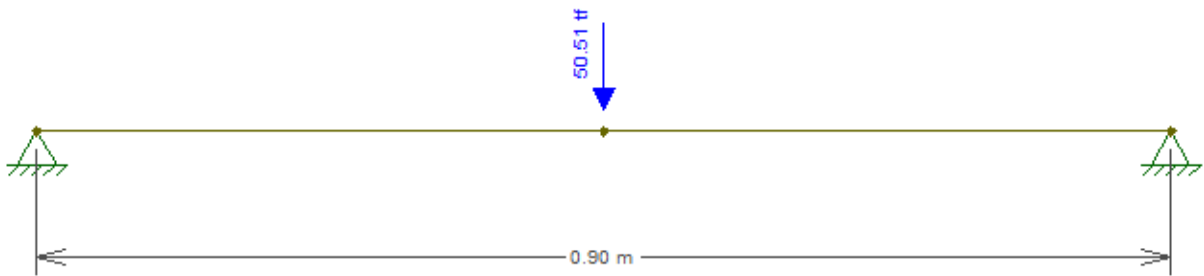


Fonte: Elaborado pela Autora

### 6.1.2 Dimensionamento do bloco sobre duas estacas à flexão

A seguir será apresentado o dimensionamento do bloco sobre duas estacas pela teoria da flexão. O bloco foi calculado fazendo analogia à uma viga biapoiada. As figuras a seguir apresentam os resultados dos esforços, obtidos com auxílio do *software* FTOLL.

**Figura 24 – Desenho esquemático do bloco**



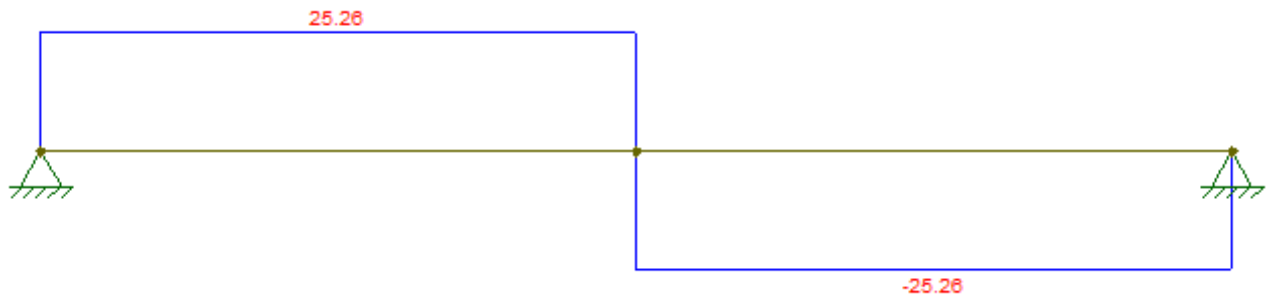
Fonte: Elaborado pela Autora

**Figura 25 – Diagrama de momento fletor**



Fonte: Elaborado pela Autora

**Figura 26 – Diagrama de esforço cortante**



Fonte: Elaborado pela Autora

**Armadura de Flexão:**

$$f_c = 0,85 \times f_{cd}$$

$$f_c = 0,85 \times \frac{3,0}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Momento} \rightarrow M = 11370 \text{ kN.cm}$$

$$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2} \rightarrow \frac{11370 \times 1,4}{1,82 \times 150 \times 50^2} = 0,0233 < KL = 0,295$$

$$A_s = \frac{f_c \times b \times d}{f_{yd}} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K})$$

$$A_s = \frac{1,82 \times 150 \times 50}{43,5} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0233})$$

$$A_s = 7,41 \text{ cm}^2$$

Armadura adotada  $\phi 8$  c/10 cm

### Armadura de Cisalhamento:

Esforço Cortante  $\rightarrow V = 252,60 \text{ kN}$

$$\tau_{wd} = \tau_{wd,\text{máx}} = \frac{V_{sd,\text{máx}}}{b_w \times d} = \frac{252,60 \times 1,4}{150 \times 50} = 0,047 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{wd2} = 0,509 \text{ kN/cm}^2 > \tau_{wd}$$

Portanto, a biela de concreto não romperá.

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w$$

$$\rho_w = 100 \times \frac{\tau_{wd} - \tau_{c0}}{39,15} \rightarrow \rho_w = 100 \times \frac{0,047 - 0,0869}{39,15} = -0,102 < \rho_{\text{mín}}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,116$$

Como  $\rho_w < \rho_{\text{mín}}$ , isso implica em armadura transversal mínima, ou seja:

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{mín}} \times b_w$$

$$A_{s,\text{min}} = 0,116 \times 150 = 17,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Após esse dimensionamento pode-se perceber que a armadura de flexão não apresentou grandes diferenças se comparado aos resultados obtidos pelo método das bielas e tirantes, entretanto a armadura de cisalhamento mostrou grande diferença.

### 6.1.3 Bloco sobre 3 estacas

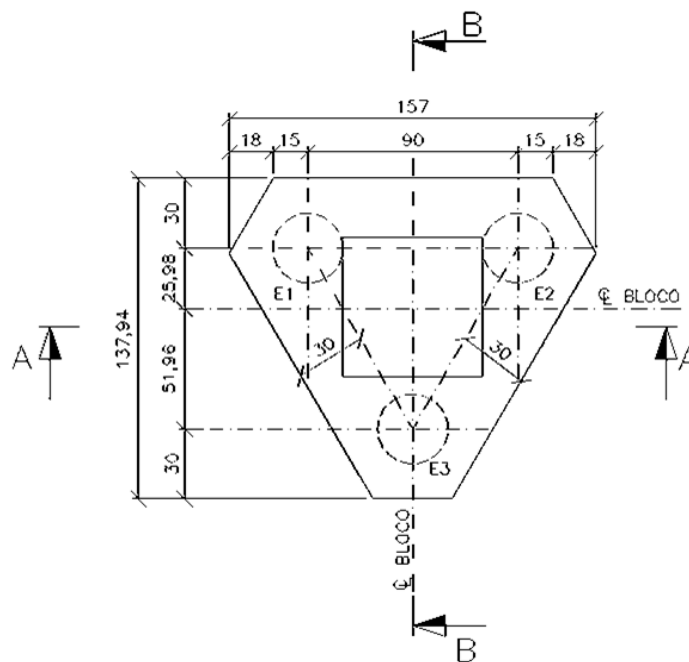
Abaixo são mostradas as características do bloco a ser dimensionado:

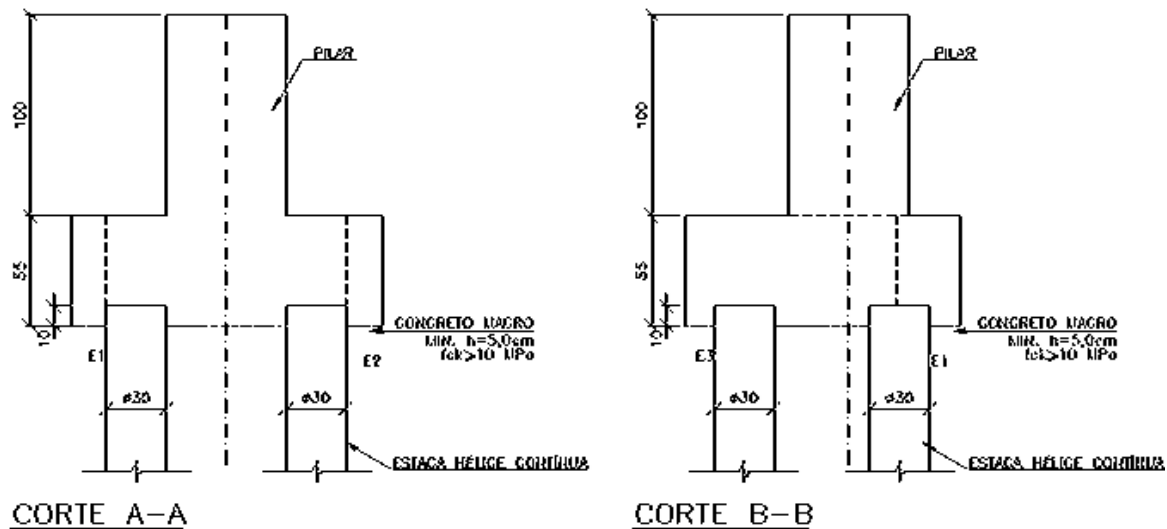
Tipo de estaca

Hélice Contínua

|                         |                         |
|-------------------------|-------------------------|
| $\phi$ estaca           | 30 cm                   |
| Pilar                   | 60 x 60 cm              |
| Carga de compressão     | 112680,00 kgf           |
| Concreto                | $f_{ck} = 30$ MPa       |
| Classe de Agressividade | CAA-III                 |
| Comprimento das Estacas | 8,00 m                  |
| $\sigma_{adm}$ do solo  | 2,00 kg/cm <sup>2</sup> |

**Figura 27 – Bloco sobre três estacas - forma**





Fonte: Elaborado pela Autora

### -Altura útil

$$d_{\min} = 0,58 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \rightarrow 0,58 \left( 90 - \frac{60}{2} \right) = 34,80 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\max} = 0,825 \left( e - \frac{a_p}{2} \right) \rightarrow 0,825 \left( 90 - \frac{60}{2} \right) = 49,50 \text{ cm}$$

$$d' \text{ adotado} = 10 \text{ cm}$$

$$h = d + d' = 55 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{d}{e \times \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times a_p} \rightarrow \text{tg} \alpha = \frac{45}{90 \times \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times 60} = 52,96^\circ \rightarrow \text{Ok!}$$

### Verificação das bielas:

- Junto ao pilar:

$$\sigma_{c,d,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} = \frac{112680 \times 1,4}{60^2 \times \text{sen}^2 52,96^\circ} = 68,78 \text{ kgf/cm}^2$$

- Junto à estaca:

$$\sigma_{c,d,est} = \frac{N_d}{3 \times A_e \text{ sen}^2 \alpha} = \frac{112680 \times 1,4}{3 \times \left( \frac{\pi \times 30^2}{4} \right) \times \text{sen}^2 52,96^\circ} = 116,76 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 \times kR \times fcd \rightarrow = 1,75 \times 0,90 \times \frac{300}{1,4} = 337,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ ok!}$$

### - Armadura Principal:

- Armaduras paralelas aos lados (sobre as estacas)

$$R_s = \frac{N}{9} \times \left( \frac{e\sqrt{3} - 0,9 \times ap}{d} \right) \rightarrow R_s = \frac{112680}{9} \times \left( \frac{90\sqrt{3} - 0,9 \times 60}{45} \right) = 28346,55 \text{ kgf}$$

$$R's = R_s \times \frac{\sqrt{3}}{3} = 16365,89 \text{ kgf}$$

$$As \text{ lado} = \frac{R'sd}{f_{yd}} = \frac{16365,89 \times 1,4}{(5000/1,15)} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Armadura adotada= 5 $\phi$ 12,5mm em cada estaca

- Armadura em malha

$$As, \text{ malha} = \frac{1}{5} As, \text{ lado}, \geq As, \text{ susp/face (em cada direção)}$$

$$As, \text{ malha} = \frac{1}{5} 5,27 = 1,05 \text{ cm}^2/\text{em cada direção}$$

Armadura adotada=  $\phi$ 10mm c/10 cm

- Armadura de suspensão:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}}$$

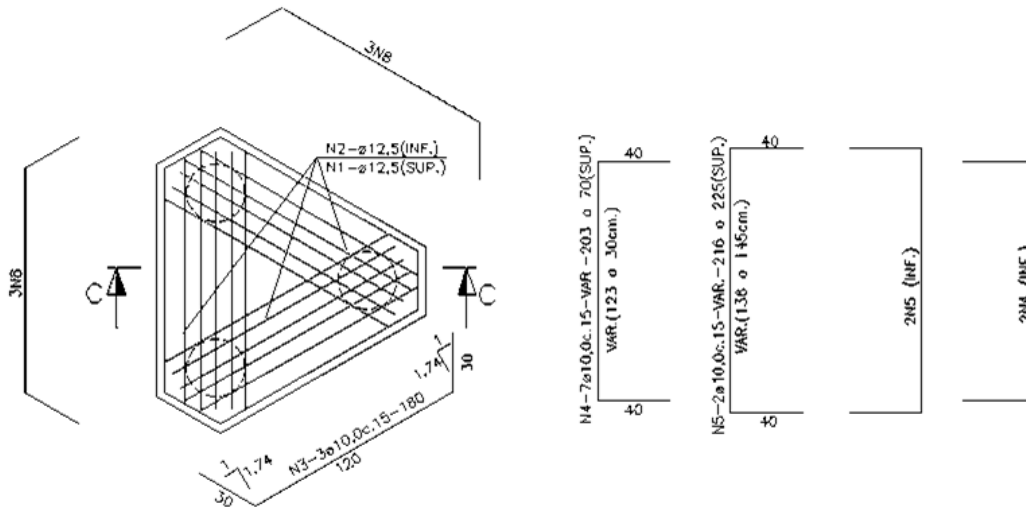
$$A_{s,susp,total} = \frac{N_d}{4,5 \times f_{yd}} = \frac{112680 \times 1,4}{4,5 \times (5000/1,15)} = 8,06 \text{ m}^2$$

Armadura de suspensão por face do bloco é:

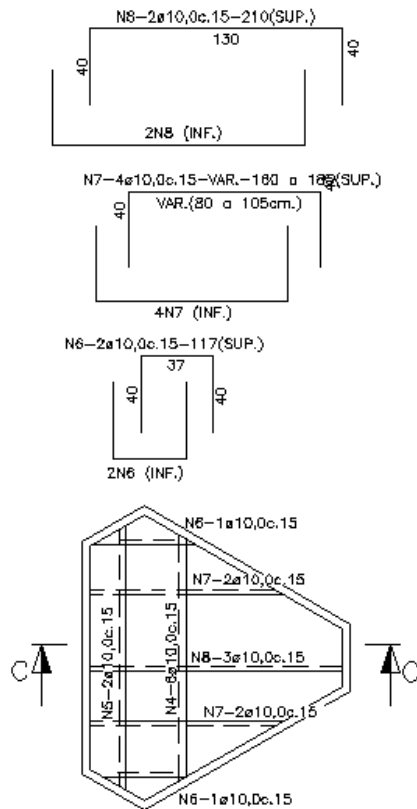
$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} = \frac{8,06}{3} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Adotado 5 $\phi$ 12,5 por face

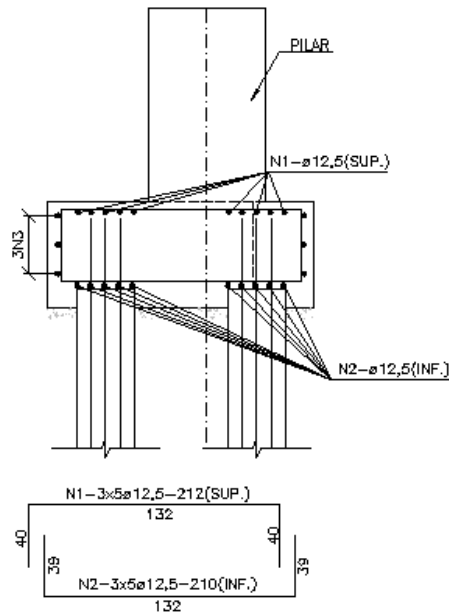
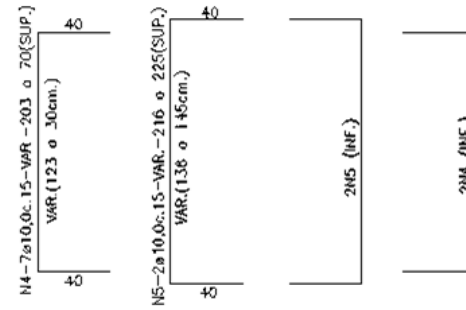
Figura 28 – Bloco sobre três estacas - armação



ARMAÇÃO BLOCO  
ESC. 1:25



ARMAÇÃO BLOCO  
ESC. 1:25



CORTE C-C

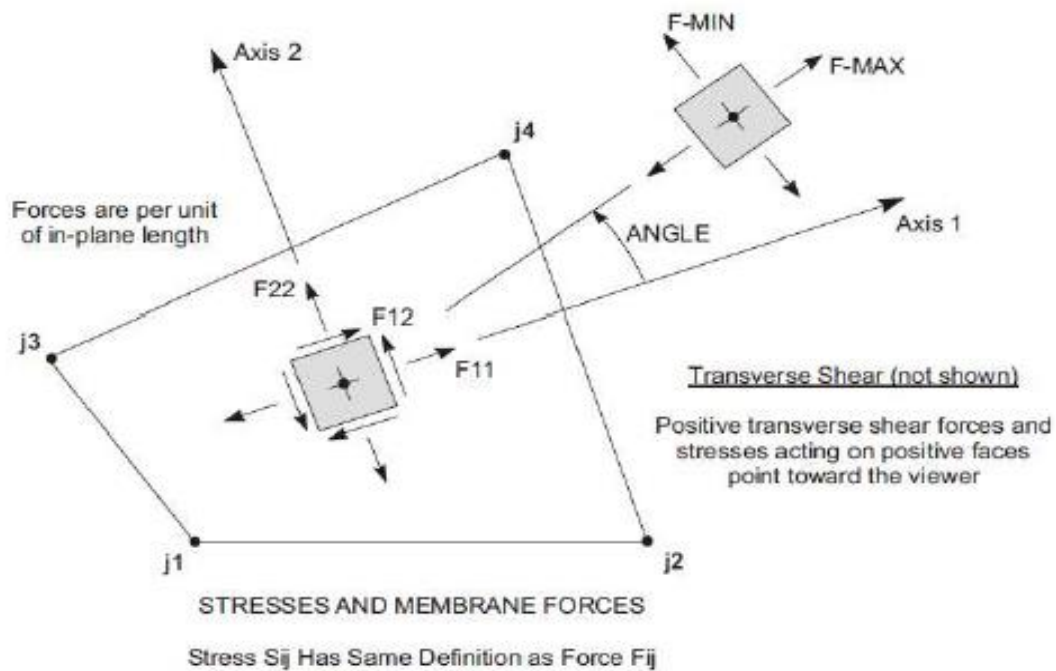
Fonte: Elaborado pela Autora

## 6.2 Dimensionamento através do Método Numérico

Com o objetivo de analisar o comportamento dos blocos através de um modelo numérico, os blocos deste estudo foram modelados em um programa de elementos finitos (SAP 2000®).

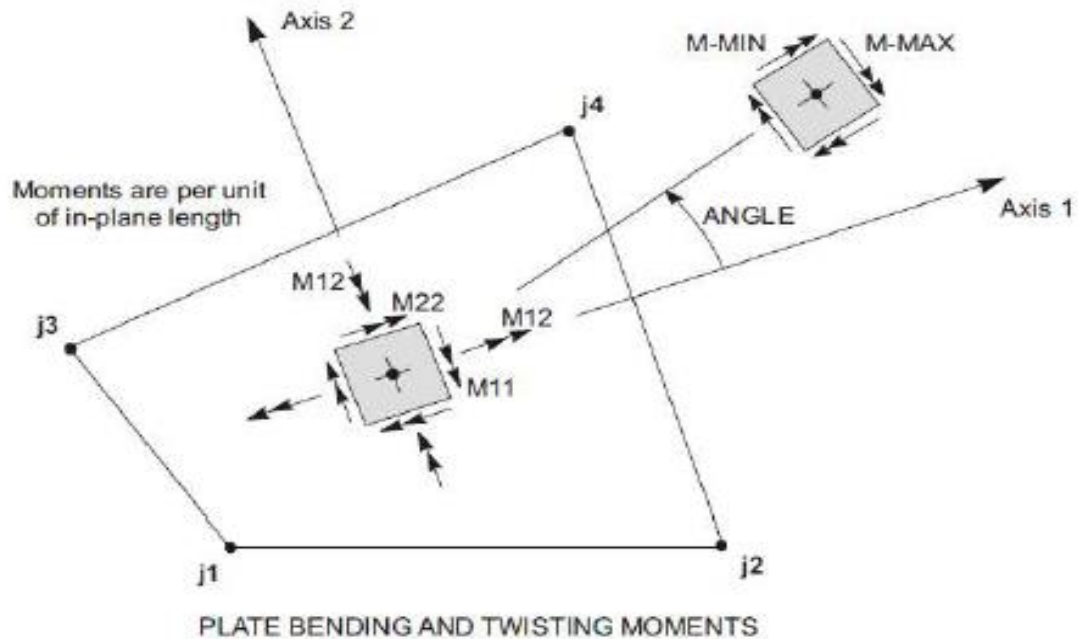
O SAP 2000® é um programa internacional, bastante conceituado, utilizado para análise estrutural de diversos tipos de elementos. Esse *software* adota como base o Método dos Elementos Finitos. Os elementos do *software* que serão utilizados para a modelagem serão os elementos *frame*, para os elementos reticulares (fuste e estacas) e *shell*, para os elementos planos bidimensionais (blocos). A seguir, apresenta-se a convenção de sinais para estes elementos, para uma melhor interpretação dos esforços solicitantes, a figura a seguir apresenta as convenções adotadas para os elementos do tipo *shell*.

**Figura 29 - Forças internas nos elementos do tipo *shell***



Fonte: SAP 2000®

**Figura 30 – Momentos Fletores nos elementos do tipo *shell***



Fonte: SAP 2000®

Segundo Oliveira (2013), na maioria das vezes, para se obter um modelo aprimorado, é necessário que se tenha grande disponibilidade de tempo para que o processamento do modelo seja feito várias vezes, até se chegar à um resultado ideal.

Para a modelagem dos blocos em questão, foram utilizados, elementos de placas, para representação do bloco e elementos de barras, para as estacas e pilares.

Todas as definições de materiais, bem como as seções de cada um dos elementos, foram adotadas conforme o item anterior. As estacas, foram consideradas travadas em todas as direções, para isso foram adotados coeficientes de molas, de acordo com a tensão admissível informada anteriormente.

As informações sobre o material dos elementos estruturais, foram inseridas no programa, conforme os dados abaixo:

Módulo de elasticidade (E) = 2699,18 kN/cm<sup>2</sup>

Coefficiente de Poisson (ν) = 0,20

Coefficiente de expansão térmica (A) = 9,90 x 10<sup>-6</sup>/°C

Módulo de cisalhamento (G) = 11246,57 kN/cm<sup>2</sup>

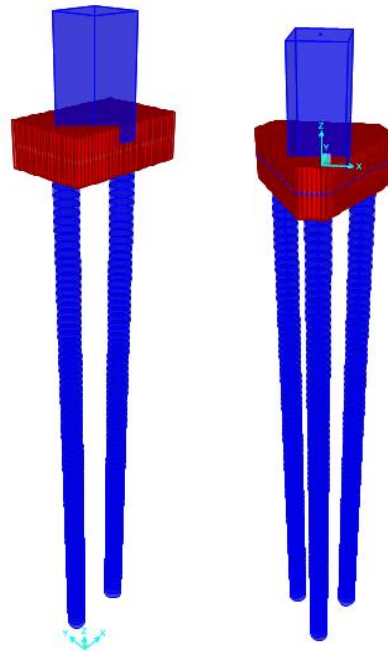
Massa específica do concreto (ρ) = 2,50 x 10<sup>-8</sup> kg/cm<sup>3</sup>

Peso específico do concreto ( $\gamma$ ) =  $2,549 \times 10^{-8}$  kN/cm<sup>3</sup>

Para o bloco de duas estacas, a área do bloco foi discretizada em uma malha quadrada de 5x5 cm<sup>2</sup>. Já o bloco de três estacas, por se tratar de uma geometria irregular, foi dividido em uma malha irregular, porém considerando o mesmo intervalo para cada elemento.

A figura abaixo apresenta a modelagem 3D, dos dois blocos.

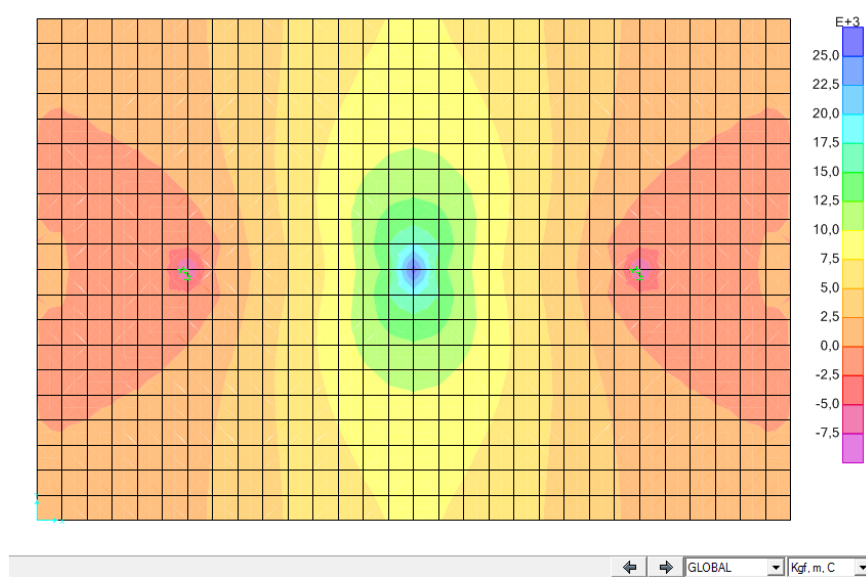
**Figura 31 – Modelagem 3D, dos blocos sobre duas e três estacas**



Fonte: Elaborado pela Autora

A seguir serão apresentados os diagramas dos momentos fletores para os dois blocos, obtidos através da análise dos elementos realizada no *software* SAP 2000®. E o dimensionamento estrutural desses elementos a partir dos esforços obtidos. As geometrias dos blocos foram as mesmas obtidas através do método das bielas e tirantes.

**Figura 32 – Momento fletor máximo – Bloco sobre duas estacas**



Fonte: Elaborado pela Autora

**Armadura de Flexão:**

$$f_c = 0,85 \times f_{cd}$$

$$f_c = 0,85 \times \frac{3,0}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Momento} \rightarrow M = 26517,38 \text{ kN.cm}$$

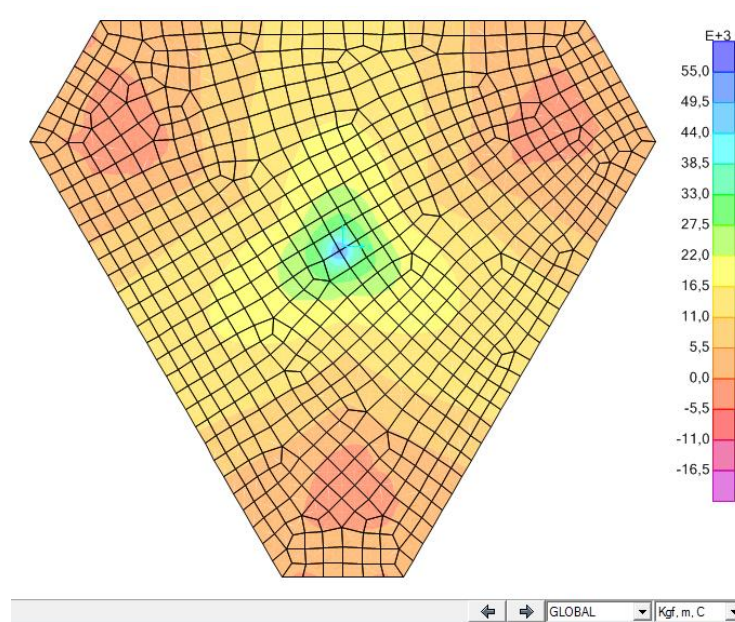
$$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2} \rightarrow \frac{26517,38 \times 1,4}{1,82 \times 150 \times 50^2} = 0,054 < KL = 0,295$$

$$A_s = \frac{f_c \times b \times d}{f_{yd}} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K})$$

$$A_s = \frac{1,82 \times 150 \times 50}{43,5} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054})$$

$$A_s = 17,43 \text{ cm}^2$$

**Figura 33 – Momento Fletor máximo – Bloco sobre três estacas**



Fonte: Elaborado pela Autora

#### Armadura de Flexão:

$$f_c = 0,85 \times f_{cd}$$

$$f_c = 0,85 \times \frac{3,0}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Momento} \rightarrow M = 53836,69 \text{ kN. cm}$$

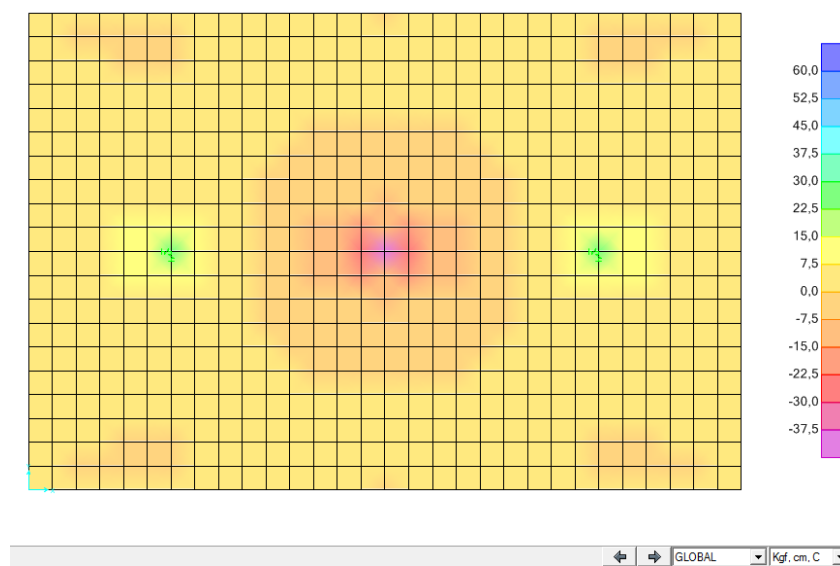
$$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2} \rightarrow \frac{53836,69 \times 1,4}{1,82 \times 157 \times 55^2} = 0,087 < KL = 0,295$$

$$A_s = \frac{f_c \times b \times d}{f_{yd}} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K})$$

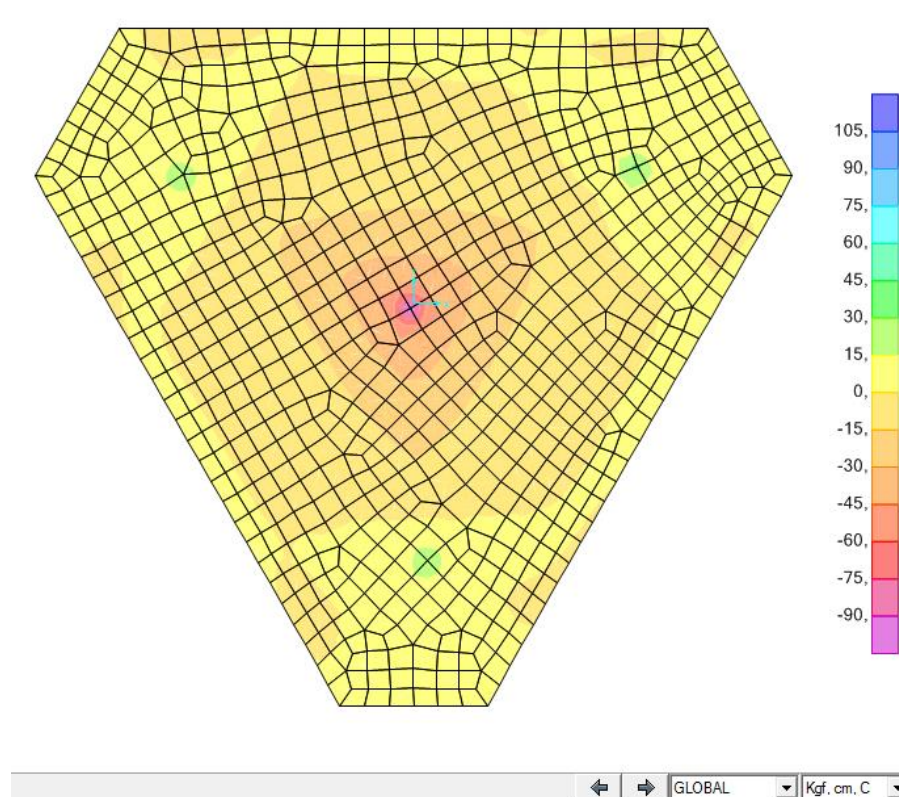
$$A_s = \frac{1,82 \times 157 \times 55}{43,5} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,087})$$

$$A_s = 32,95 \text{ cm}^2$$

As figuras a seguir apresentam as tensões obtidas nas regiões dos pilares e das estacas em cada um dos blocos.

**Figura 34 - Tensões máximas – Bloco sobre duas estacas**

Fonte: Elaborado pela Autora

**Figura 35 - Tensões máximas – Bloco sobre três estacas**

Fonte: Elaborado pela Autora

## 7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a realização dos estudos pode-se observar os seguintes aspectos sobre os resultados obtidos.

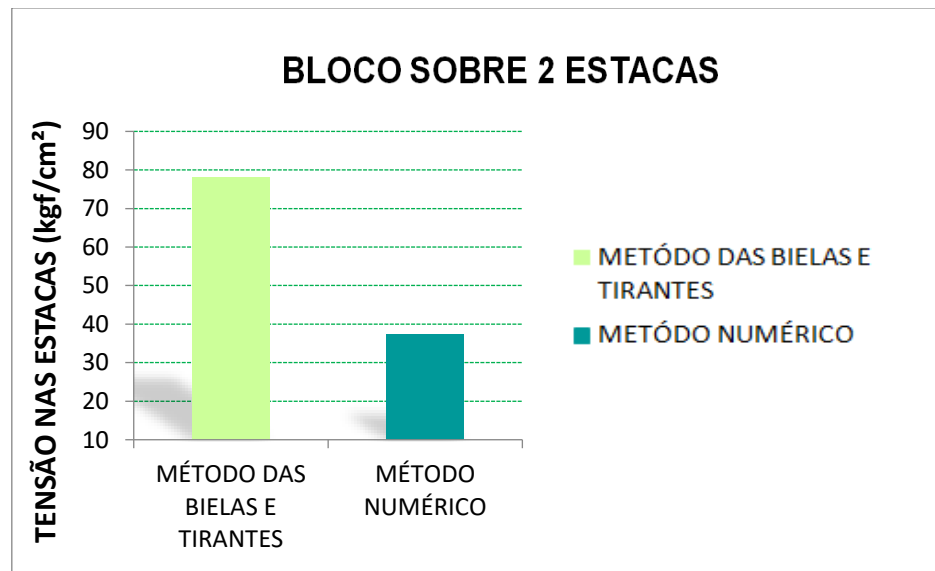
O bloco sobre duas estacas, foi dimensionado através de três formas diferentes, utilizando a metodologia de bielas e tirantes, calculado como uma viga biapoiada com a carga concentrada e através dos esforços retirados do *software* SAP2000®, a partir dos produtos dessas análises, observa-se uma variação nas armaduras encontradas, o modelo que apresenta menor área de aço é o da viga biapoiada, enquanto o terceiro apresenta maior taxa de armadura. As dimensões do bloco foram mantidas em todos os modelos, seguindo o dimensionamento proposto por Blévoit (1967).

O bloco sobre três estacas, foi dimensionado por dois modelos, seguindo o princípio das bielas e tirantes e através do *software*. Para este caso, também se observa grande variação das armaduras obtidas.

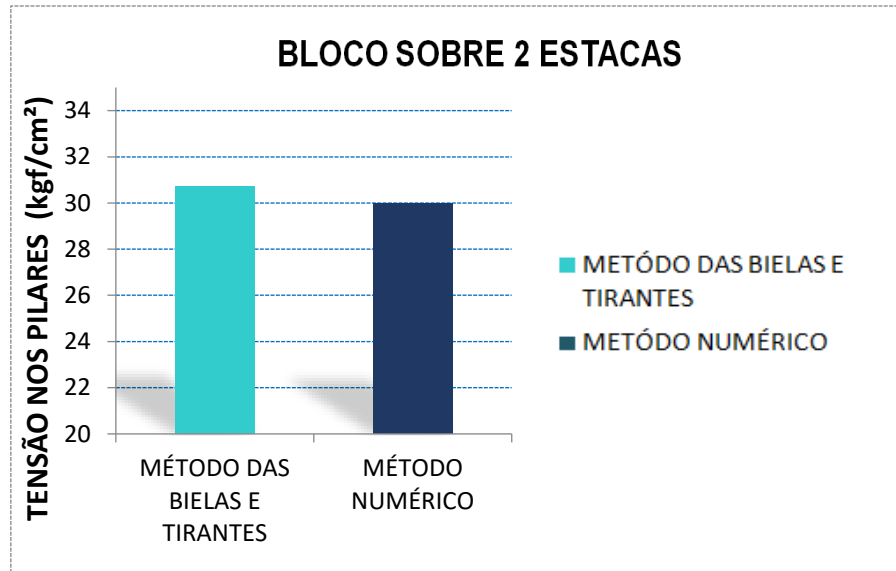
Sobre as análises dos campos de tensões de compressão, pode se observar divergências nos valores encontrados para as tensões nas regiões dos pilares e estacas.

Nas figuras abaixo se encontram os gráficos com as comparações dos valores de tensões encontrados para cada um dos métodos estudados para os blocos sobre duas e três estacas.

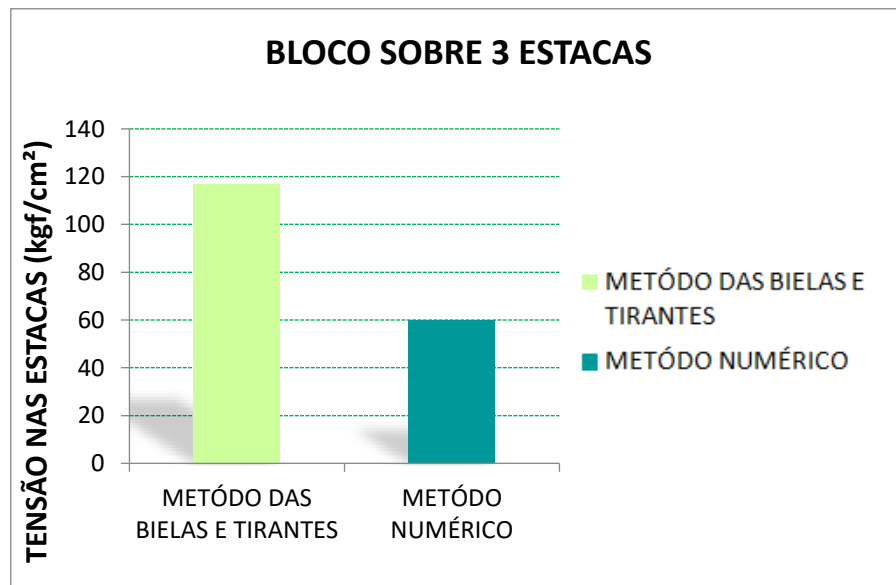
**Figura 36 – Bloco sobre duas estacas – Tensão nas estacas**



Fonte: Elaborado pela Autora

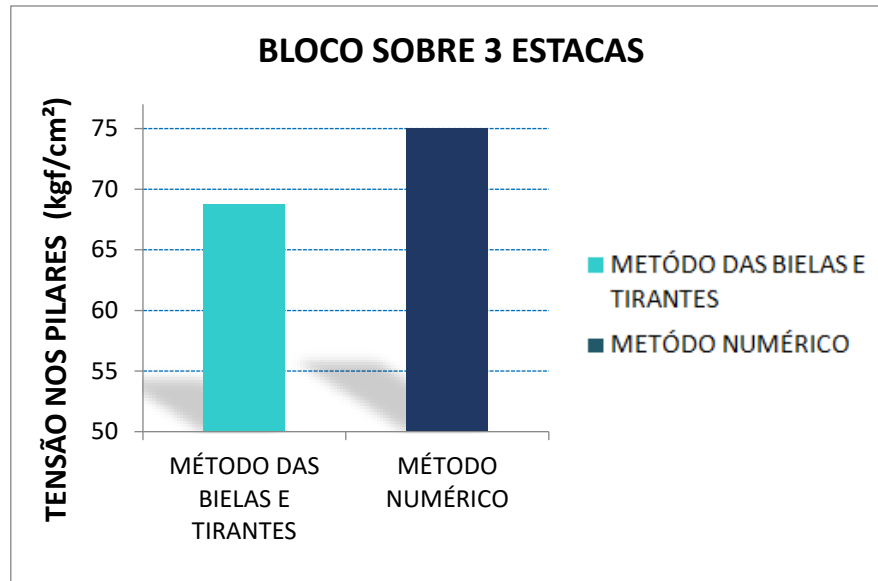
**Figura 37 - Bloco sobre duas estacas – Tensão nos pilares**

Fonte: Elaborado pela Autora

**Figura 38 - Bloco sobre três estacas – Tensão nas estacas**

Fonte: Elaborado pela Autora

**Figura 39 - Bloco sobre três estacas – Tensão nos pilares**



Fonte: Elaborado pela Autora

Com base nos dados apresentados nas figuras acima, pode-se observar que há uma grande diferença nos valores da tensão nas estacas nos dois métodos estudados, tanto para o bloco sobre duas estacas, quanto para o bloco sobre três estacas. Já os valores da tensão nos pilares não apresentaram grandes diferenças pelos dois métodos.

O modelo de bielas e tirantes por se tratar de formulações baseadas em ensaios representam melhor o comportamento estrutural dos blocos, além de apresentar um dimensionamento mais coerente com os esforços atuantes.

As diferenças de valores apresentadas no modelo numérico estudado podem ser explicadas por vários fatores, tais como, não levar em consideração a fissuração dos elementos estruturais, os vínculos utilizados entre os elementos (bloco/ estacas, bloco/pilar) para o lançamento estrutural no *software*, a área de contato entre os elementos estruturais e outros.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o desenvolvimento deste trabalho pode-se observar que para a situação estudada, de blocos sobre duas e três estacas, submetidos à força de compressão centrada, houve algumas diferenças no comportamento dos blocos quando dimensionados pelo método das bielas e tirantes, e pelo método numérico, com as condições de contorno observadas.

O método das bielas, por se tratar de uma formulação simples e de verificações relativamente curtas, pode ser automatizado por meio de planilhas eletrônicas ou pequenos programas, que podem ser empregados em situações como as que foram apresentadas neste estudo.

A modelagem a partir de um *software* de elementos finitos, exige um domínio básico do programa, para realizar a análise do elemento estrutural.

Para situações em que o carregamento é composto apenas, por carga de compressão centrada, o método das bielas e tirantes, se mostrou muito mais eficiente, tanto para o dimensionamento geométrico, quanto para o dimensionamento estrutural dos blocos.

Entretanto, em situações que existem outros tipos de carregamentos, como forças horizontais, carga de tração e momentos fletores, este método não apresenta formulações diretas, para o dimensionamento de tais elementos estruturais, podendo assim recorrer à programas mais sofisticados para a análise estrutural.

Sobre a análise de tensões, pode-se observar que utilizando os elementos de placas (“*Shell*”), há divergências entre os valores encontrados, se comparado ao método das bielas e tirantes. Se fossem utilizados elementos sólidos para a modelagem dos blocos e das estacas, essa diferença poderia não existir ou ser muito menor, além disso poderia ser realizada a análise do caminhamento das tensões nos blocos.

Recomenda-se, para estudos futuros, a abordagem de elementos de fundações, com a aplicação de esforços horizontais e de tração, além da análise utilizando o método dos elementos finitos, com o uso dos elementos sólidos, para modelagem dos blocos.

.

## 9 REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo: Edgard Blucher, 1989, 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

BASTOS, Paulo S. dos S. **Fundamentos do Concreto Armado**: Disciplina: 1288 - ESTRUTURAS DE CONCRETO I - NOTAS DE AULA. Universidade Estadual Paulista. Bauru: [s.n.], 2006. Disponível em: < <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf> >. Acesso em: 24 abr. 2018.

BASTOS, Paulo S. dos S. **Estruturas de Concreto Armado**: Disciplina: 2117 - ESTRUTURAS DE CONCRETO I - NOTAS DE AULA. Universidade Estadual Paulista. Bauru: [s.n.], 2014. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf> >. Acesso em: 24 abr. 2018.

BUTTIGNOL, Thomaz Eduardo Teixeira. **Análise Computacional de Blocos sobre Estacas**. 2011. 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011. Disponível em: <[file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/Buttignol\\_ThomazEduardoTeixeira\\_M%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/Buttignol_ThomazEduardoTeixeira_M%20(1).pdf)> Acesso em 15 março 2018.

CAMPOS, Leonardo Alves de. **Análise Experimental de Bloco de Fundação Sobre Duas Estacas, Sob Carga Centrada, Para Estrutura Pré-Fabricada**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em, Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007. Disponível em: <file:///C:/Users/Tatiana/Desktop/TCC%20UFMG/254972.pdf> > Acesso em 20 abril 2018.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 2013, 396 p.

GIL, Antônio C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2010, 184p.

MACHADO, Claudinei Pinheiro. **Edifícios de Concreto Armado – Fundações**. São Paulo: FDTE/EPUSP, 1985.

MIGUEL, Míriam Gonçalves. **Análises Experimental e Numérica de Blocos sobre Três Estacas**. 2000. 242 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: [file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2000DO\\_MiriamGMiguel.pdf](file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2000DO_MiriamGMiguel.pdf) > Acesso em 15 março 2018.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do Comportamento de Blocos de Concreto Armado sobre Estacas Submetidos à Ação de Força Centrada**. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em:< [file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2004ME\\_FabianaSMunhoz%20\(1\).pd\\_f](file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2004ME_FabianaSMunhoz%20(1).pd_f)> Acesso em 14 março 2018.

OLIVEIRA, Diôgo Silva de. **Análise do Comportamento Estrutural de Blocos de Concreto Armado sobre Cinco e Seis Estacas**. 2013. 234 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em:< [file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2013ME\\_DiogoSilvaOliveira%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/2013ME_DiogoSilvaOliveira%20(1).pdf)> Acesso em 15 março 2018.

OLIVEIRA, Letícia Marchiori de. **Diretrizes para Projeto de Blocos de Concreto Armado sobre Estacas**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: < [file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre%20\(4\).pdf](file:///C:/Users/Tatiana/Downloads/Diretrizes_para_projeto_de_blocos_de_concreto_armado_sobre%20(4).pdf)> Acesso em 15 março 2018.

SAKAI, Erika. **Análise de Blocos de Concreto Armado Sobre Estacas**. 2010. 107 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Construção Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010. Disponível em:< <https://repositorio.bc.ufg.br/tede/bitstream/tde/1340/1/ErikaSakai.pdf> > Acesso em: 20 outubro 2018.