

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Bruno Teloken Dutra

**DESENVOLVIMENTO DE PLANILHA ELETRÔNICA PARA
DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS RÍGIDOS DE FUNDAÇÃO
SOBRE ESTACAS**

Santa Maria, RS
2022

Bruno Teloken Dutra

**DESENVOLVIMENTO DE PLANILHA ELETRÔNICA PARA DIMENSIONAMENTO
DE BLOCOS RÍGIDOS DE FUNDAÇÃO SOBRE ESTACAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil,
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito para obtenção
do título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Profº Dr Magnos Baroni

Santa Maria, RS
2022

Bruno Teloken Dutra

**DESENVOLVIMENTO DE PLANILHA ELETRÔNICA PARA DIMENSIONAMENTO
DE BLOCOS RÍGIDOS DE FUNDAÇÃO SOBRE ESTACAS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil,
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito para obtenção
do título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em Fevereiro de 2022:

Profº Dr. Magnos Baroni

Prof Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Prof Dr. André Lubeck

Santa Maria, RS
2022

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Stanley Paim Dutra e Claudia Adriana Teloken Dutra, que sempre me apoiaram e me incentivaram a buscar meus objetivos e sonhos. Sem o apoio deles eu nunca poderia estar aqui hoje, finalizando meu curso de graduação.

À minha namorada Eduarda Thesing Sehn, que sempre esteve ao meu lado e me apoiou em todas minhas escolhas, fazendo eu sentir orgulho de todas minhas conquistas.

Aos meus amigos que fiz durante minha trajetória na Universidade pelos momentos de camaradagem e cooperação.

Ao meu orientador Magnos Baroni pela disposição em me orientar e dedicação como professor, quem considero um profissional exemplar do curso de Engenharia Civil da UFSM.

À banca examinadora composta pelos professores Almir Barros da Silva Santos Neto e André Lubeck pela contribuição que tiveram na minha trajetória na graduação e disposição e tempo dedicado à correção e comentários acerca desse trabalho.

À Universidade Federal de Santa Maria e todo corpo docente com quem tive contato pelo conhecimento e pela oportunidade de fazer parte desse espaço e dessa história.

RESUMO

DESENVOLVIMENTO DE PLANILHA ELETRÔNICA PARA DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS RÍGIDOS DE FUNDAÇÃO SOBRE ESTACAS

AUTOR: Bruno Teloken Dutra
ORIENTADOR: Magnos Baroni, DSc.

O presente trabalho de conclusão de curso apresenta a elaboração de uma planilha digital em Excel para dimensionamento de blocos rígidos de fundação em concreto armado. Primeiramente, introduz-se o assunto pertinente a fundações de modo geral, expondo também a sua importância para as edificações. Aprofunda-se então no assunto de blocos rígidos de fundação, bem como o modelo biela-tirante e suas etapas do dimensionamento. O dimensionamento é realizado pelo método de Bielas e Tirantes e contempla 4 configurações de blocos com as seguintes abordagens: duas estacas (em linha), três estacas (triangular), quatro estacas (quadrangular) e cinco estacas (retangular). O trabalho também realiza um exemplo numérico manual resolvido para cada configuração. Posteriormente apresenta-se a planilha digital Excel, onde é explicado seu funcionamento e como deve ser feita a sua utilização. Ao final, os mesmos exemplos numéricos anteriormente calculados são realizados utilizando a ferramenta desenvolvida. Comparando os exemplos calculados de maneira manual com os inseridos na planilha digital, conclui-se então que a ferramenta apresenta os mesmos resultados, atendendo assim a proposta do trabalho.

Palavras-chave: Fundações. Blocos rígidos de fundação. Método biela-tirante. Dimensionamento. Planilha digital.

ABSTRACT

DEVELOPMENT OF A DIGITAL SPREADSHEET FOR RIGID FOUNDATION BLOCKS SIZING

AUTHOR: Bruno Teloken Dutra

ADVISOR: Magnos Baroni

This undergraduate thesis presents the elaboration of a digital spreadsheet on Excel for sizing rigid foundation blocks in reinforced concrete. First we introduce the subject about foundations in general, exposing its importance also for edifications. Then we delve deeper talking about pile caps and the strut-and-tie model and the dimensioning steps. The dimensioning is approached using the strut-and-tie method and addresses 4 blocks configurations: two-piles (in line), three-piles (triangular), four-piles (quadrangular) and five-piles (rectangular). This paper also executes a numeric example for each configuration. Then we present the digital spreadsheet, explaining how it works and how it should be used. Lastly, the same numeric examples previously manually calculated are implemented using the developed tool. Comparing both types of examples we can conclude that the spreadsheet presents the same results, attending to the paper proposal.

Keywords: Foundations. Pile caps. Strut-and-tie method. Dimensioning. Digital Spreadsheet.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 – Fundações profundas: tubulão e estaca
- Figura 2 – Etapas de execução de broca
- Figura 3 – Etapas de execução de estaca Strauss
- Figura 4 – Etapas de execução de estaca Franki
- Figura 5 – Estaca raiz
- Figura 6 – Estaca escavada com fluido estabilizante
- Figura 7 – Bloco Rígido
- Figura 8 – Funcionamento estrutural básico do bloco
- Figura 9 - Modelo de treliça (A) espacial e (B) plana
- Figura 10 – Bloco sobre duas estacas com formação das bielas comprimidas
- Figura 11 – Comportamento de bloco parcialmente carregado
- Figura 12 – Disposições construtivas: (A) duas estacas, (B) três estacas, (C) quatro estacas e (D) três ou mais estacas alinhadas
- Figura 13 – Blocos com estacas alinhadas na direção do pilar: (A) recomendado e (B) não recomendado
- Figura 14 – Distância entre estacas de blocos contíguos
- Figura 15 – Tensões junto ao pilar e à estaca
- Figura 16 – Ancoragem da armadura principal junto à estaca
- Figura 17 – Excentricidade por falta de locação ou cravação
- Figura 18 – Largura fictícia
- Figura 19 – Bielas (A) situação idealizada e (B) situação real
- Figura 20 – Reações nas estacas em um bloco sob uma força normal N e um momento M
- Figura 21 – Entrada de dados na planilha Excel
- Figura 22 – Campo de resultados na planilha Excel
- Figura 23 – Consulta dos cálculos do dimensionamento
- Figura 24 – Exemplo de erro na aba “Cálculo”
- Figura 25 – Exemplo de erro na aba “Dados e Resultados”
- Figura 26 – Pilar “P2” e bloco “B2”
- Figura 27 – Exemplo de 2 estacas: entrada de dados
- Figura 28 – Exemplo de 2 estacas: dimensões do bloco

Figura 29 – Exemplo de 2 estacas: demonstração dos cálculos “a”

Figura 30 – Exemplo de 2 estacas: demonstração dos cálculos “b”

Figura 31 – Exemplo de 2 estacas: resultados

Figura 32 – Pilar “P3” e bloco “B3”

Figura 33 – Exemplo de 3 estacas: entrada de dados

Figura 34 – Exemplo de 3 estacas: dimensões do bloco

Figura 35 – Exemplo de 3 estacas: demonstração dos cálculos “a”

Figura 36 – Exemplo 3 estacas demonstração dos cálculos “b”

Figura 37 – Exemplo de 3 estacas: resultados

Figura 38 – Pilar “P4” e bloco “B4”

Figura 39 – Exemplo de 4 estacas: entrada de dados

Figura 40 – Exemplo de 4 estacas: dimensões do bloco

Figura 41 – Exemplo 4 estacas: resultados

Figura 42 – Pilar “P5” e bloco “B5”

Figura 43 – Exemplo 5 estacas: entrada de dados

Figura 44 – Exemplo 5 estacas: dimensões do bloco

Figura 45 – Exemplo 5 estacas: resultados

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos de estaca

Tabela 2 – Elementos de transição

Tabela 3 – Diferenças entre blocos rígidos e flexíveis

Tabela 4 – Inclinações das bielas

Tabela 5 – Tensões no concreto e aço na ruptura junto ao pilar nos blocos ensaiados por Blévoit e Frémy (1967)

Tabela 6 – Tensões no concreto e aço na ruptura junto às estacas nos blocos ensaiados por Blévoit e Frémy (1967)

Tabela 7 – Valores de $\alpha * l_b$

LISTA ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

h – Altura

d – Altura útil

cm – Centímetros

m – Metro

MPa – Mega Pascal

kN – Kilo Newton

ϕ_e – Diâmetro da estaca

θ – Ângulo

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade

f_{yd} – Tensão de escoamento simplificada do aço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	11
1.1	OBJETIVO GERAL	12
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Fundações	14
2.1.1	Fundações profundas.....	14
2.1.2	Fundações em estacas	15
2.1.3	Tipos de estaca.....	16
2.1.3.1	Estacas pré moldadas em concreto armado	16
2.1.3.2	Estaca broca	16
2.1.3.3	Estaca Strauss	17
2.1.3.4	Estaca Franki	18
2.1.3.5	Estaca Raiz	20
2.1.3.6	Estaca Hélice	20
2.1.3.7	Estaca escavada com lama	21
2.2	Elementos de transição.....	22
2.2.1	Blocos sobre estacas.....	22
2.2.2	Blocos rígidos e comportamento estrutural	24
2.3	Método biela-tirante.....	25
2.3.1	Definição do método	26
2.3.2	Ensaio de Blévo e Frémy	27
2.3.3	Inclinação das bielas	28
2.3.4	Recomendações de dimensionamento do bloco.....	29
2.3.5	Verificação das tensões de compressão.....	31
2.3.5.1	Junto ao pilar.....	32
2.3.5.2	Junto às estacas	33
2.3.6	Cálculo das armaduras	33
2.3.6.1	Armadura principal	33
2.3.6.2	Armaduras complementares	35
2.3.6.2.1	Armadura de pele	35
2.3.6.2.2	Armadura complementar em malha.....	37
2.3.6.2.3	Armadura de suspensão.....	37

2.4	Blocos com carga excêntrica	38
3	METODOLOGIA	40
3.1	Metodologia de cálculo de um bloco de 2 estacas	40
3.2	Metodologia de cálculo de um bloco de 3 estacas	44
3.3	Metodologia de cálculo de um bloco de 4 estacas	48
3.4	Metodologia de cálculo de um bloco de 5 estacas	52
3.5	Apresentação da planilha digital em formato Excel	57
4	RESULTADOS	61
4.1	Bloco de 2 estacas	61
4.1.1	Cálculo manual	62
4.1.2	Cálculo automatizado	65
4.2	Bloco de 3 estacas	68
4.2.1	Cálculo manual	68
4.2.2	Cálculo automatizado	72
4.3	Bloco de 4 estacas	76
4.3.1	Cálculo manual	76
4.3.2	Cálculo automatizado	81
4.4	Bloco de 5 estacas	82
4.4.1	Cálculo manual	83
4.4.2	Cálculo automatizado	87
5	CONCLUSÃO	89
5.1	Sugestão para trabalhos futuros:	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

1 INTRODUÇÃO

Segundo CAMPOS (2015), “O elemento de fundação profunda é aquele que transmite carga ao terreno por meio da resistência da base ou de ponta e da superfície lateral, conhecida como resistência de fuste, ou ainda pela combinação das duas”. CARVALHO (2009) explica que, quando se lida com um terreno com resistência adequada nas camadas mais profundas, quando existem esforços horizontais significativos que devem ser resistidos ou quando é verificada grande quantidade de água no terreno, utilizam-se estacas ou tubulões como elementos de fundação.

As fundações desempenham um papel de extrema importância nas edificações pois são indispensáveis em qualquer obra da engenharia, assim como também são responsáveis pela garantia de sua estabilidade e manutenção de sua funcionalidade.

Conforme CARVALHO (2009) aponta, os blocos são elementos estruturais volumétricos e de transição, responsáveis por transferir a carga dos pilares para o conjunto de estacas ou tubulões.

Esse trabalho abordará o escopo dos blocos rígidos, que apresentam a altura necessária para sua condição de rigidez. Para os mesmos, o método utilizado para o dimensionamento será o Método de Bielas e Tirantes, que considera os esforços sendo transferidos às estacas por meio de bielas comprimidas de concreto e tirantes tracionados, o que justifica a utilização de armaduras na região inferior do bloco.

A fim de otimizar o processo de dimensionamento de blocos rígidos de fundação, o presente trabalho contará com uma planilha digital de dimensionamento elaborada em formato Excel, de fácil entendimento e utilização para o usuário. O objetivo da mesma é servir de ferramenta a nível acadêmico para expor as etapas do dimensionamento de um bloco rígido de fundação para determinadas quantidades e disposições de estacas que mostram ser os modelos mais utilizados usualmente em projetos de engenharia de fundações por estacas.

1.1 OBJETIVO GERAL

Estudar e dimensionar blocos rígidos de fundação sobre estacas por meio da criação de uma planilha digital de dimensionamento, com o fim de complementar e pôr em prática esse conhecimento obtido na graduação de Engenharia Civil na área de Fundações.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaborar uma planilha digital para facilitar e auxiliar no dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas;
- Dimensionar blocos rígidos de fundação pelo método de Bielas e Tirantes;
- Realizar dimensionamentos manuais de exemplos práticos, comparando-os com os resultados obtidos na planilha digital;
- Criar um material que possa contribuir para o estudo de blocos rígidos de fundação sobre estacas, auxiliando no entendimento dos mesmos para demais alunos que estejam no processo de graduação no curso de Engenharia Civil.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está estruturado da seguinte forma:

Capítulo 1: são apresentados a introdução, objetivo geral, objetivo específico e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2: trata-se de uma revisão bibliográfica abordando os principais temas de estudo do trabalho, como as fundações profundas, tipos de estacas, blocos sobre estacas, modelo biela-tirante, ensaios de Blévyot e Frémy, etapas do dimensionamento pelo método das Bielas e Tirantes e abordagem em teoria de blocos com carga excêntrica.

Capítulo 3: refere-se à realização da metodologia de um passo a passo do dimensionamento de blocos de duas, três, quatro e cinco estacas e a apresentação da planilha digital Excel e seu funcionamento.

Capítulo 4: apresenta um exemplo resolvido manualmente para cada um dos tipos de bloco apresentados, bem como os resultados obtidos por meio da planilha digital Excel para os mesmos, ilustrando sua comparação a fim de validar a ferramenta.

Capítulo 5: consiste na apresentação da conclusão da monografia com o fechamento das ideias propostas e sugestão para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

As fundações de uma edificação são muito importantes pois devem garantir, de maneira permanente, a estabilidade da obra que suporta, levando em conta um adequado fator de segurança empregado. Como resume CARVALHO (2009), o projeto de fundações completo envolve os seguintes itens:

- estudo do terreno: tipo de solo, deformabilidade, resistência, consistência, compacidade, plasticidade, granulometria, etc.;
- estudo dos recalques;
- nível freático;
- situação geográfica da edificação: presença de galerias, outras edificações de entorno, etc.;
- escolha do tipo, profundidade, dimensões: função da estrutura a ser suportada e condições do terreno;
- análise das ações: do edifício, do solo acima, peso próprio, empuxos (terra, hidrostático);
- dimensionamento dos diversos elementos.

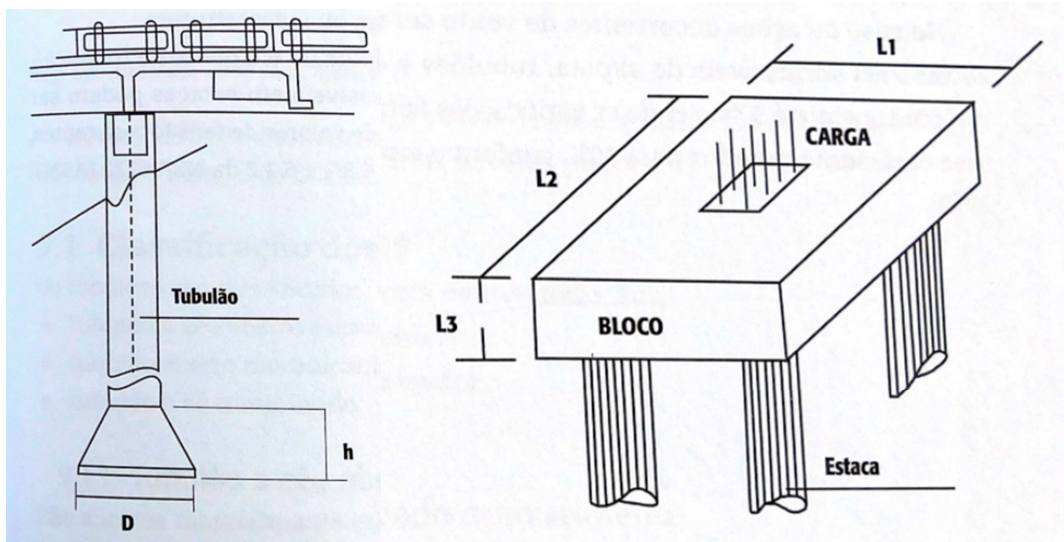
FALCONI (2019) afirma que os critérios para escolha das fundações dependem de aspectos técnicos, econômicos e de mercado.

As fundações podem ser classificadas em profundas e superficiais, em que as características do solo e da edificação a ser executada sobre o mesmo determina a escolha entre um tipo ou outro (CARVALHO, 2009).

2.1.1 Fundações profundas

De acordo com CAMPOS (2015), o elemento de fundação profunda é aquele que transmite carga ao terreno por meio da resistência da base ou de ponta e da superfície lateral, conhecida como resistência de fuste, ou ainda pela combinação das duas. Nesse tipo de fundação estão inclusas as estacas e tubulões, como mostrado na figura 1.

Figura 1 – Fundações profundas: tubulão e estaca



Fonte: CAMPOS (2015)

O autor afirma que esse tipo de fundação pode ser utilizado tanto em solos coesivos, como é o caso dos solos argilosos, como em solos não coesivos, como é o caso de solos compostos por partículas grandes, como pedras, pedregulhos, cascalhos e areias.

2.1.2 Fundações em estacas

As estacas podem ser agrupadas em dois grandes grupos: as pré-moldadas e as moldadas in loco. Como citado em CAMPOS (2015), elas também podem ser classificadas de acordo com seu processo executivo:

- aquelas que, ao serem executadas, deslocam horizontalmente o solo, dando lugar à estaca que vai ocupar o espaço, são chamadas de estacas cravadas de deslocamento;
- aquelas que, ao serem executadas, substituem o solo, removendo-o e dando lugar à estaca que vai ocupar o espaço do solo removido são chamadas de estacas escavadas de substituição.

A tabela 1 exemplifica diferentes estacas, expondo suas classificações.

Tabela 1 – Tipos de estaca

Estacas	Pré-moldada	Madeira	De deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	Moldada in loco	Broca	De substituição
		Strauss	
		Franki	De deslocamento
		Raiz	Sem deslocamento
		Hélice	De substituição
		Escavada com lama	

Fonte: CAMPOS (2015)

2.1.3 Tipos de estaca

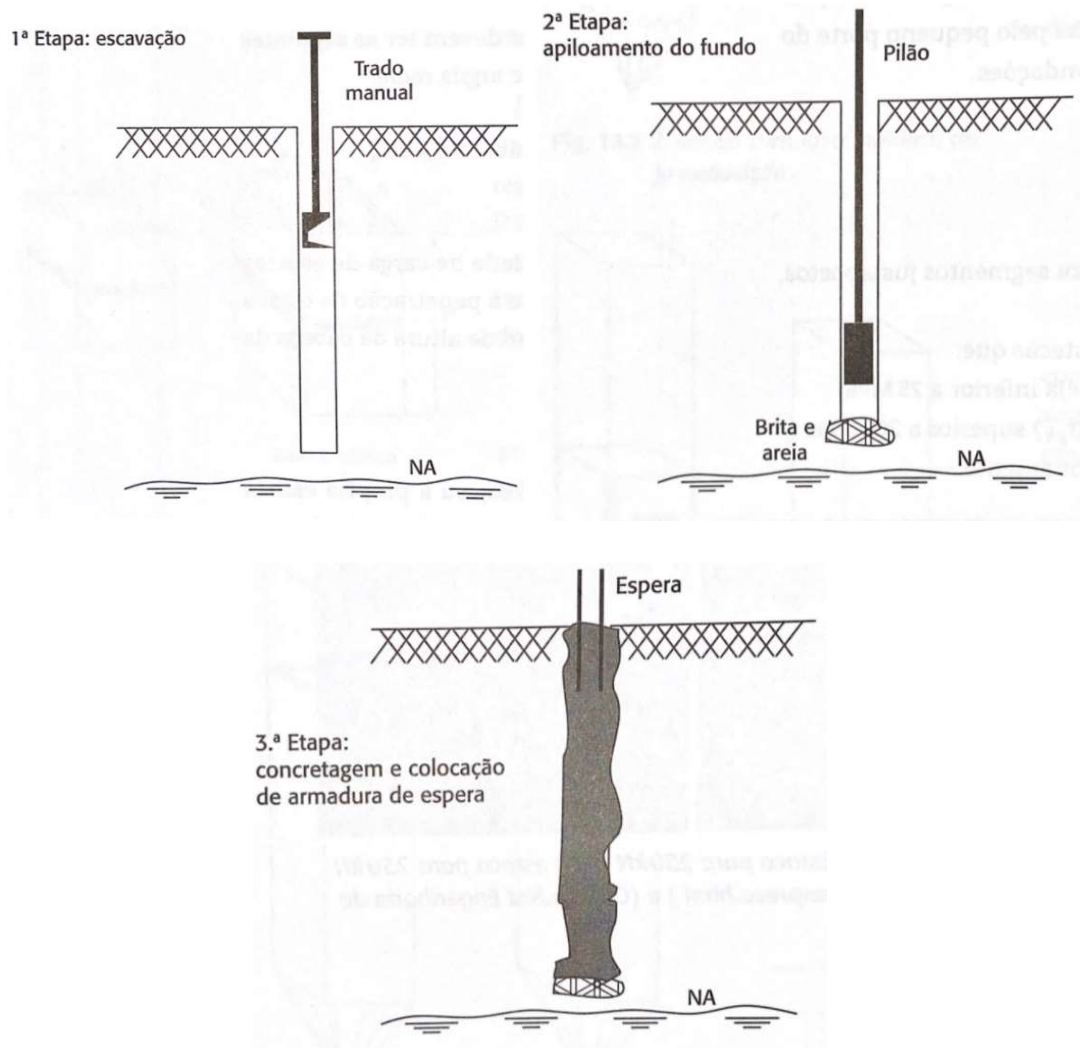
2.1.3.1 Estacas pré moldadas em concreto armado

De acordo com CAMPOS (2015) as estacas pré moldadas em concreto armado podem ter diversas seções, como quadrada, ortogonal, circular vazada ou não e são cravadas no solo com o auxílio do equipamento de bate-estacas. A NBR 6122 (ABNT, 2010) define que “as estacas pré moldadas de concreto são constituídas por de segmentos de concreto pré-moldados ou pré-fabricados e introduzidas no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou vibratório.

2.1.3.2 Estaca broca

É uma fundação profunda perfurada com trado manual, preenchida com concreto, com comprimento mínimo de 3,0m, utilizada para pequenas construções, com cargas limitadas a 100 kN (NBR 6122, 2019). As brocas têm uma profundidade média recomendada de 5 a 6m, e são recomendadas para terrenos secos, acima do nível d'água, para evitar estrangulamento da estaca. (CAMPOS, 2015). A figura 2 ilustra as etapas de execução de uma estaca broca.

Figura 2 – Etapas de execução de broca

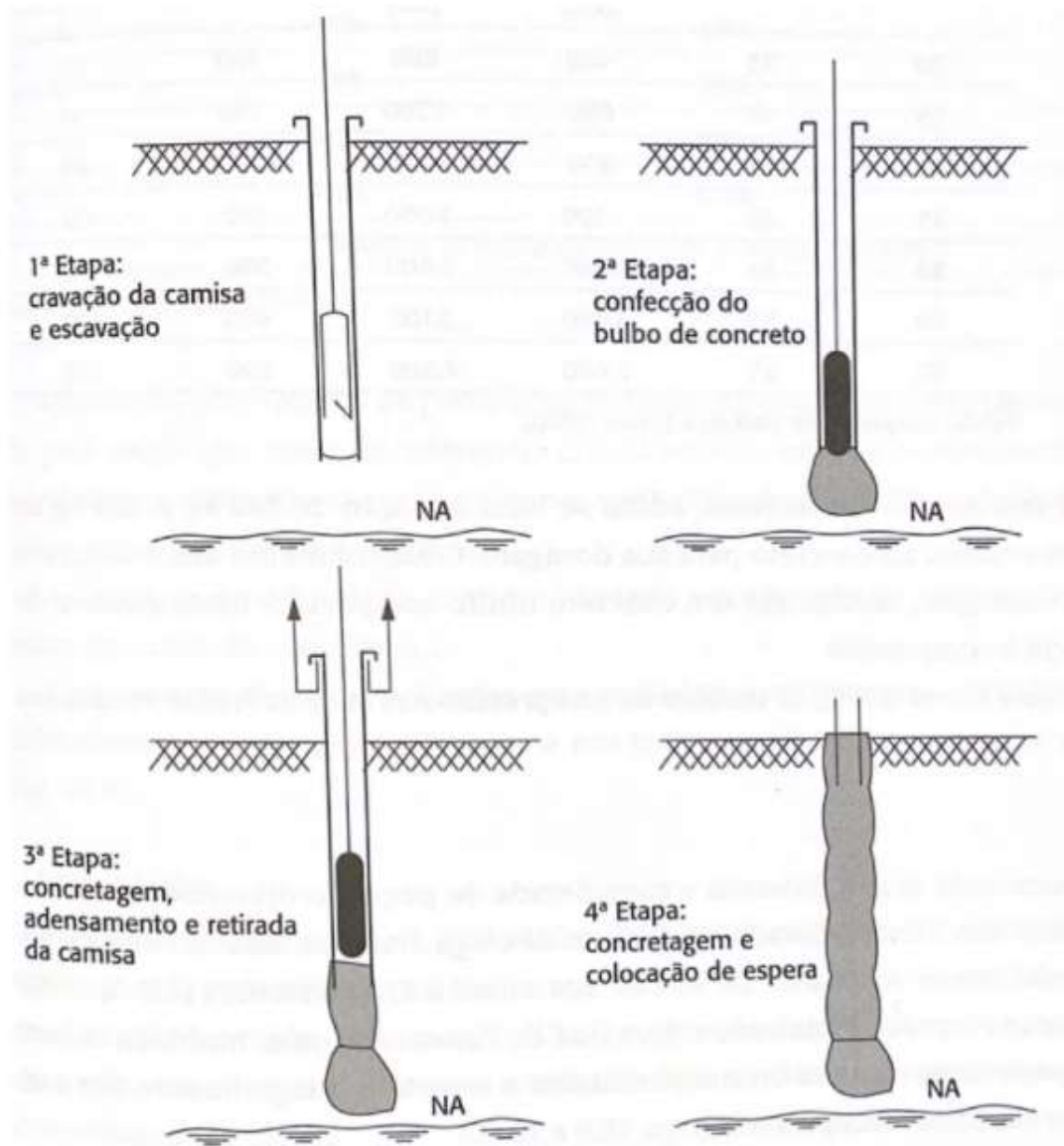


Fonte: CAMPOS (2015)

2.1.3.3 Estaca Strauss

É uma estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se gradativamente o lançamento e apiloamento do concreto, com retirada simultânea do revestimento (NBR 6122, 2019). É uma estaca que pode ser armada ao longo de todo seu comprimento se necessário, até com colocação de estribos (CAMPOS, 2015). A figura 3 ilustra as etapas de execução de uma estaca Strauss.

Figura 3 – Etapas de execução de estaca Strauss

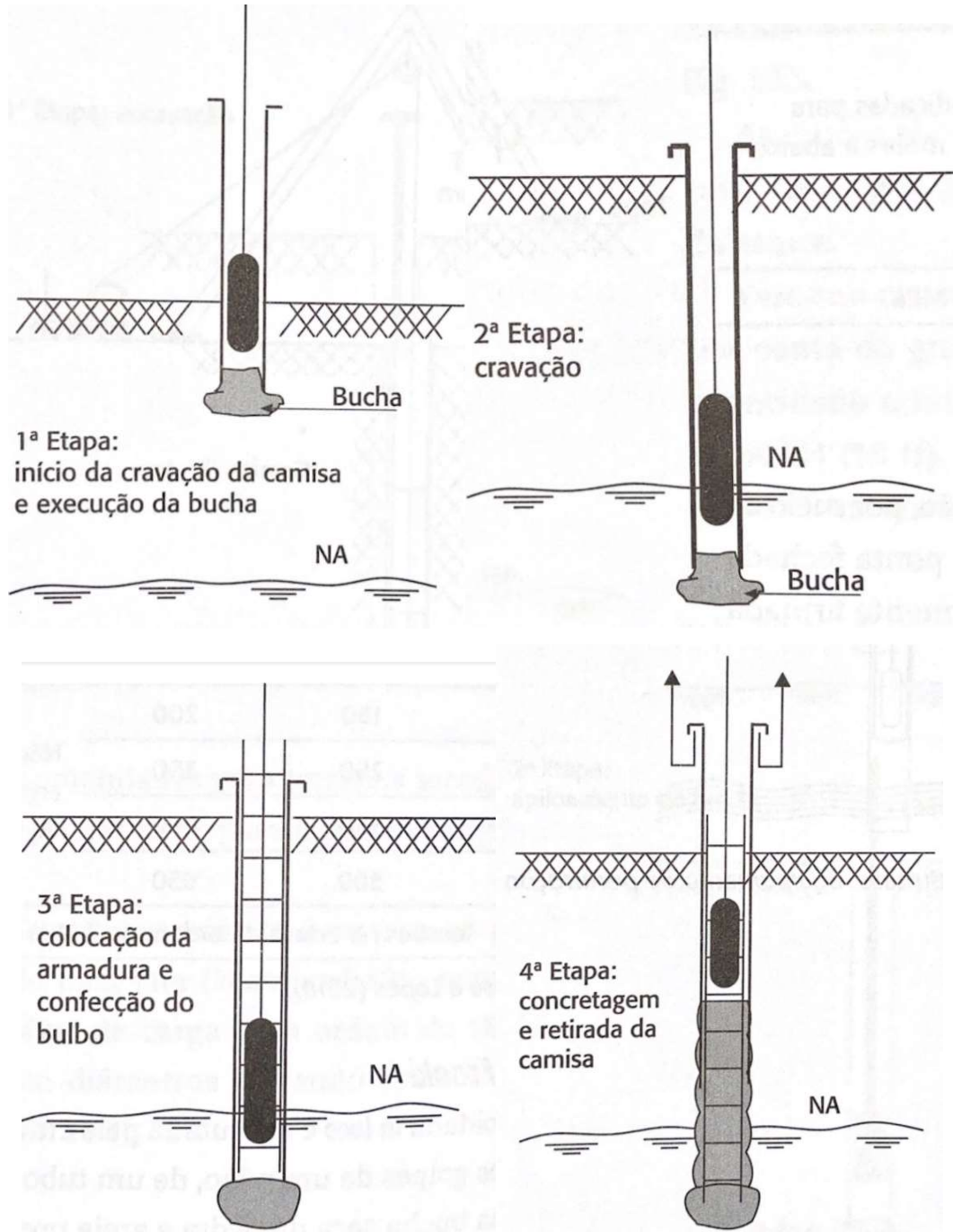


Fonte: CAMPOS (2015)

2.1.3.4 Estaca Franki

É uma estaca moldada in loco executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Esta estaca possui base alargada e é integralmente armada (NBR 6122, 2019). A figura 4 ilustra as etapas de execução de uma estaca Franki.

Figura 4 – Etapas de execução de estaca Franki

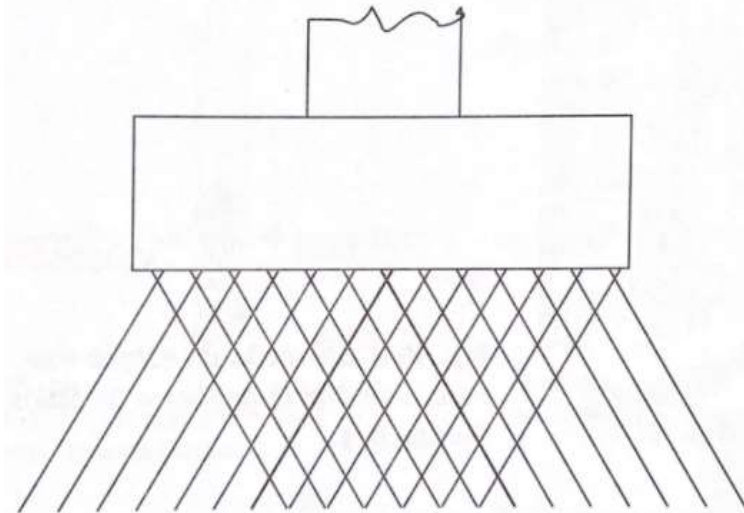


Fonte: CAMPOS (2015)

2.1.3.5 Estaca Raiz

É uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada in loco, executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis (NBR 6122, 2019). Essas estacas têm sido utilizadas para consolidar maciços, pois, por serem de pequenos diâmetros, são cravadas inclinadas e em todas as direções, como mostrado na figura 5 (CAMPOS, 2015).

Figura 5 – Estaca raiz



Fonte: CAMPOS (2015)

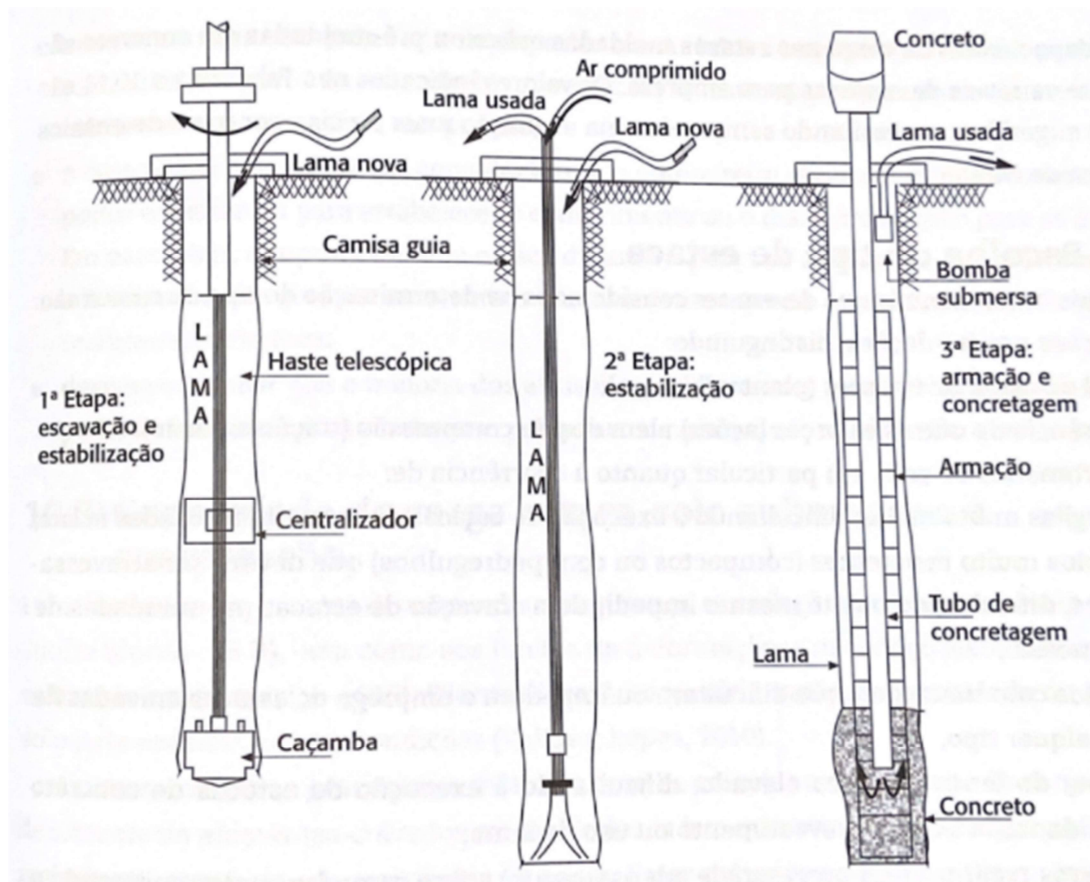
2.1.3.6 Estaca Hélice

É uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca (NBR 6122, 2019).

2.1.3.7 Estaca escavada com lama

É definida como estaca escavada com fluido estabilizante e se caracteriza por ser uma estaca moldada in loco, sendo a estabilidade da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água, quando houver revestimento metálico (NBR 6122, 2019). A figura 6 ilustra as etapas de execução da estaca escavada com fluido estabilizante.

Figura 6 – Estaca escavada com fluido estabilizante



Fonte: CAMPOS (2015)

2.2 Elementos de transição

São considerados elementos de transição aqueles que se encontram entre a superestrutura e as estacas ou tubulões. Os blocos são elementos denominados volumétricos, enquanto as lajes são elementos denominados laminares. (CAMPOS, 2015). No Quadro 2 apresenta-se uma melhor classificação destes elementos.

Tabela 2 – Elementos de transição

Elementos de fundação	Elementos de transição de carga da superestrutura para estruturas de fundação profunda	Bloco	Bloco apoiado sobre estacas ou tubulões
		Radier	Placa ou laje apoiada diretamente no solo
		Laje	Laje apoiada sobre estacas ou tubulões

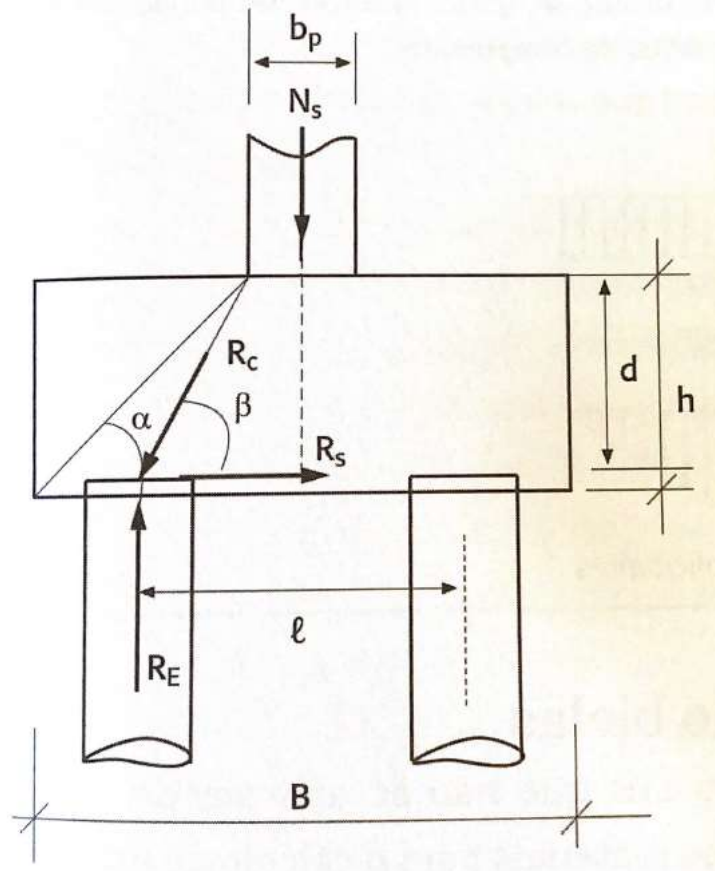
Fonte: Campos (2015)

2.2.1 Blocos sobre estacas

Diferentemente das sapatas, que transferem as cargas diretamente para o solo, os blocos são elementos estruturais considerados de transição, uma vez que transferem as cargas dos pilares para um conjunto de estacas ou tubulões. (CARVALHO, 2009).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define blocos sobre estacas como “estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”.

Figura 7 – Bloco Rígido



Fonte: CAMPOS (2015)

Segundo CARVALHO (2009) as cargas sob os blocos são forças concentradas, resultantes das reações das estacas, e não é considerada nenhuma contribuição do solo como fundação direta. Uma vez que toda carga é distribuída para as estacas, as tensões no solo não tem qualquer influência no dimensionamento.

2.2.2 Blocos rígidos e comportamento estrutural

De acordo com CAMPOS (2015) as diferenças entre os blocos rígidos e flexíveis podem ser apresentados no Quadro 3.

Tabela 3 – Diferenças entre blocos rígidos e flexíveis

Bloco Rígido	Bloco Flexível
$h \geq \frac{B - b_p}{3}$	$h < \frac{L - b_p}{3}$
<p>Considerando, ainda, que as cargas aplicadas nos blocos sejam distribuídas diretamente às estacas, pode-se considerar que são rígidos os blocos quando:</p> $h \geq \frac{L - b_p}{3}$ <p>em que:</p> <p>h é a altura do bloco;</p> <p>B é a dimensão do bloco em determinada direção;</p> <p>L é o vão entre eixos de estacas;</p> <p>b_p é a dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco.</p>	
<p>No caso de blocos e estacas rígidas, com estacas espaçadas entre $(2,5 \text{ a } 3,0)d_E$, pode-se admitir plena a distribuição de cargas nas estacas.</p> <p>Admite-se, portanto, que o bloco seja rígido (comportamento de treliça) e considera-se a hipótese de as estacas serem elementos resistentes apenas à força axial, desprezando-se os esforços de flexão.</p>	<p>Para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas apoiadas em substrato muito rígido, a hipótese de que a distribuição de carga se dá plenamente às estacas deve ser revista.</p> <p>Já no caso de considerar os blocos como flexíveis, a análise realizada é mais completa, desde a distribuição das ações nas estacas dos tirantes internos de tração nos blocos até a necessidade de verificação à punção, conforme o item 22.5.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).</p>

Fonte: adaptado de CAMPOS (2015)

Conforme o item 22.7.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) o comportamento estrutural dos blocos rígidos se caracteriza por:

a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);

b) forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;

c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

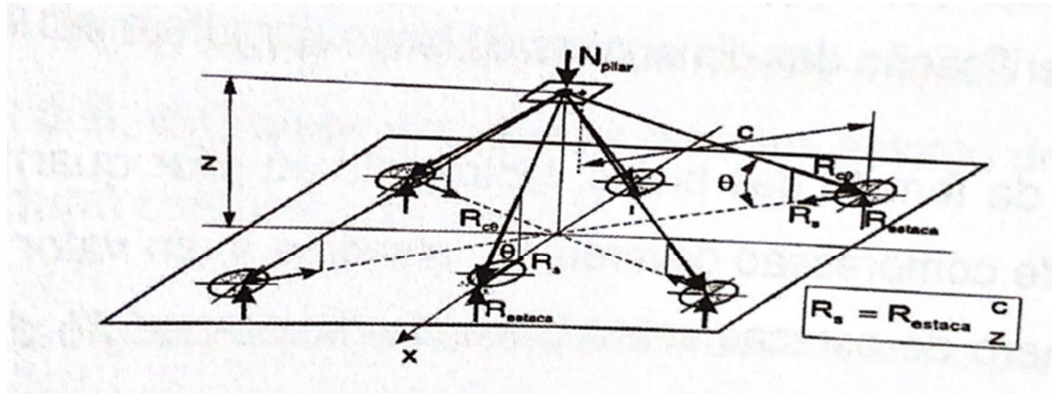
Os blocos de fundação, segundo FUSCO (1995), devem ser peças suficientemente rígidas, de modo que sua deformabilidade não afete os esforços atuantes no terreno de fundação nem na superestrutura acima dos mesmos.

2.3 Método biela-tirante

Segundo o item 22.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais para o cálculo e dimensionamento dos blocos. Devem ser considerados os efeitos de fendilhamento na região de contato entre o pilar e o bloco, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

O trabalho apresentará o desenvolvimento do modelo biela-tirante para o dimensionamento dos blocos sobre estacas.

Figura 8 – Funcionamento estrutural básico do bloco

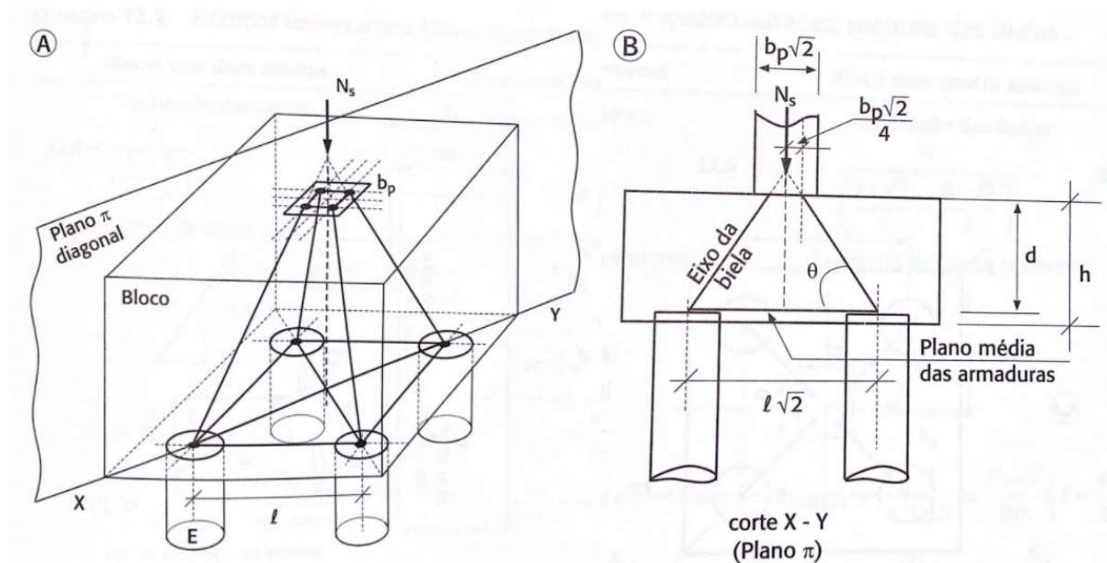


Fonte: CARVALHO (2009)

2.3.1 Definição do método

De acordo com CAMPOS (2015), o método das bielas consiste em admitir uma treliça espacial no interior do bloco, na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar. As extremidades das bielas são caracterizadas pela intersecção do eixo das estacas com o plano das armaduras de um lado e um ponto conveniente do pilar do outro.

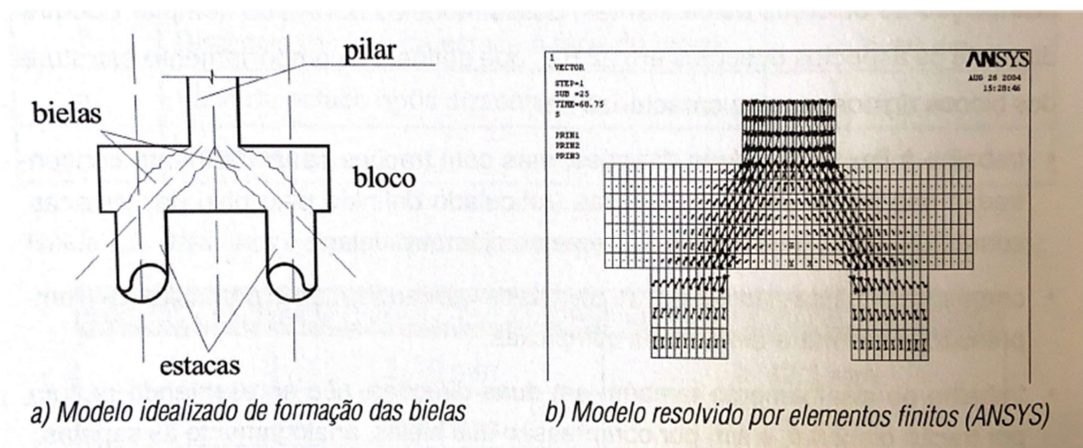
Figura 9 - Modelo de treliça (A) espacial e (B) plana



Fonte: CAMPOS, 2015

CARVALHO (2009) afirma que o método das bielas consiste em admitir que existam barras tracionadas, denominadas tirantes, constituídas pelas armaduras principais que ficam situadas essencialmente nas faixas definidas pelas estacas, logo acima do plano de arrasamento das estacas, junto a face inferior dos blocos, bem como barras comprimidas e inclinadas denominadas bielas, constituídas de concreto comprimido e responsáveis pela transmissão da carga dos pilares para as estacas.

Figura 10 – Bloco sobre duas estacas com formação das bielas comprimidas



Fonte: CARVALHO (2009)

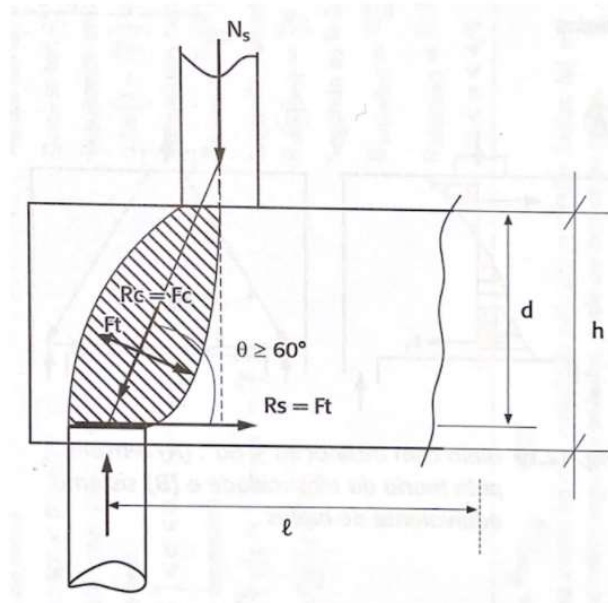
2.3.2 Ensaio de Blévy e Frémy

Blévy e Frémy (1967) realizaram ensaios contemplando blocos de duas, três e quatro estacas submetidas à força centrada e variando as disposições das armaduras. Primeiramente, a fim de reduzir a quantidade de opções a se examinar, realizaram ensaios em modelos de tamanho reduzido. Dessa forma, obtiveram resultados acerca de inclinação máxima e mínima de bielas e tipos de armação. Após essa primeira etapa, confirmaram os resultados obtidos por meio de testes em blocos de tamanho natural, realizados em menor número. (CAMPOS, 2015)

2.3.3 Inclinação das bielas

De acordo com CAMPOS (2015), a recomendação para a inclinação das bielas de compressão do concreto devem se encontrar entre 45° e 60° . A limitação inferior se deve ao fato de que, quando o ângulo é menor do que 45° , o bloco se comporta como viga, cujos esforços são calculados por flexão, uma vez que as forças, tanto na biela quanto no banzo inferior, aumentam. Dessa forma, seriam necessárias armaduras como estribos ou barras dobradas para resistir a esses esforços. Por outro lado, a limitação superior se dá ao fato de que, quando o ângulo é superior a 60° , podem surgir esforços de tração perpendiculares à biela e decorrentes do funcionamento de bloco parcialmente carregado. A figura 11 ilustra essa condição, onde seriam necessárias armaduras transversais para absorverem essa tração.

Figura 11 – Comportamento de bloco parcialmente carregado



Fonte: CAMPOS (2015)

Já CARVALHO (2009) afirma que o ângulo deve estar compreendido entre 45° e 55° .

A tabela 4 apresenta as equações para cálculo das inclinações das bielas.

Tabela 4 – Inclinações das bielas

Blocos com duas estacas	Blocos com três estacas	Blocos com quatro estacas
Inclinação das bielas $tg\theta = \frac{d}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}$	Inclinação das bielas $tg\theta = \frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b\right)}$	Inclinação das bielas $tg\theta = \frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}\right)}$

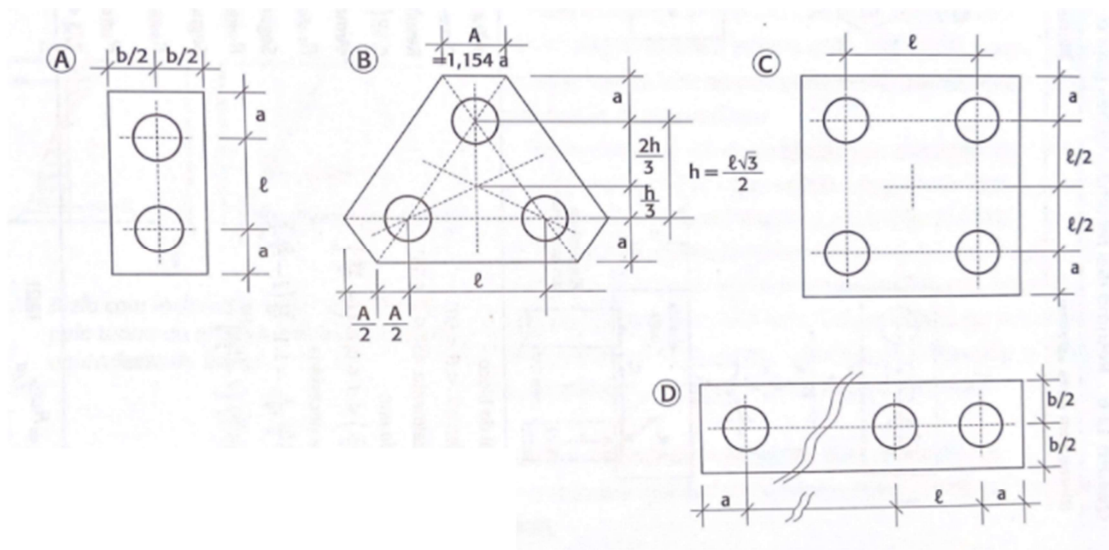
Fonte: adaptado de CAMPOS (2015)

2.3.4 Recomendações de dimensionamento do bloco

Segundo CAMPOS (2015), seguem-se recomendações quanto ao dimensionamento de blocos de fundação:

- A figura 12 ilustra quais as disposições construtivas recomendadas para diferentes blocos de fundação.

Figura 12 – Disposições construtivas: (A) duas estacas, (B) três estacas, (C) quatro estacas e (D) três ou mais estacas alinhadas



Fonte: CAMPOS (2015)

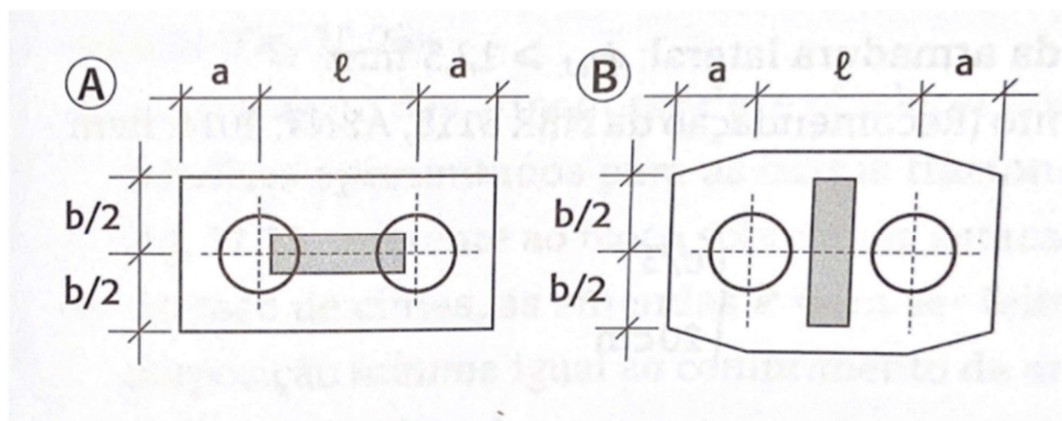
De acordo com o autor, a distância a entre a estaca e a borda do bloco mais próxima deve ser de $(1,0 \text{ a } 1,5)d_E$ ou ainda $d_E + 15\text{cm}$, sendo considerado o maior dos valores.

- A disposição das estacas deve ser feita de modo que se obtenha a menor dimensão de bloco possível. Embora a NBR 6122 (ABNT, 2010) não especifique a distância mínima entre estacas, o autor recomenda que sigam-se as seguintes orientações:

$$L \geq \begin{cases} 2,5d_E \rightarrow \text{para estacas pré moldadas} \\ 3,0d_E \rightarrow \text{para estacas moldadas in loco} \\ 60\text{cm} \end{cases}$$

- Para estacas alinhadas, sempre que possível as mesmas devem ser alinhadas também tanto com a maior dimensão do bloco quanto com a maior dimensão do pilar. A figura 13 ilustra a maneira recomendada e não recomendada da execução do bloco segundo esse parâmetro.

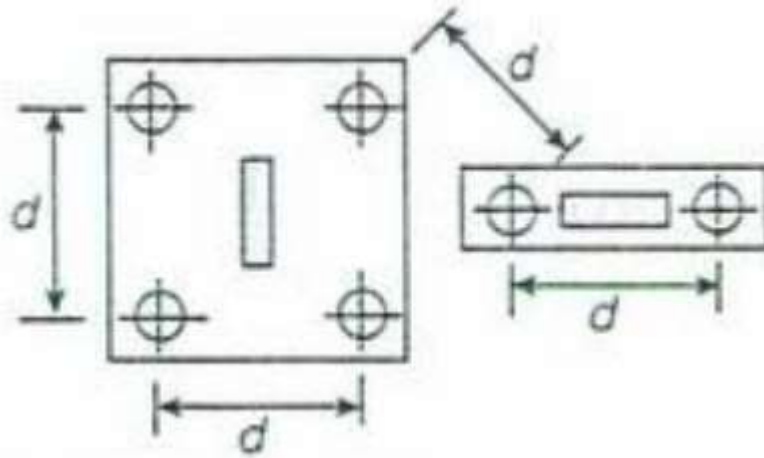
Figura 13 – Blocos com estacas alinhadas na direção do pilar: (A) recomendado e (B) não recomendado



Fonte: CAMPOS (2015)

- Deve-se respeitar o espaçamento entre estacas de blocos diferentes, de forma que a distância L respeite as mesmas condições do que para estacas em um mesmo bloco.

Figura 14 – Distância entre estacas de blocos contíguos



Fonte: ALONSO (2010)

2.3.5 Verificação das tensões de compressão

Segundo CARVALHO (2009), deve-se verificar as tensões que se desenvolvem nas bielas de compressão junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca. Independente da maior ou menor quantidade de armadura longitudinal no bloco, desde que o mesmo seja projetado dentro das dimensões recomendadas, quase sempre a sua capacidade de carga é garantida quanto às tensões nas bielas.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), quando em uma determinada seção atua uma força inclinada de compressão, com sua componente de cálculo N_{sd} aplicada em uma seção eficaz A_e , as condições de segurança devem ser calculadas pela seguinte equação:

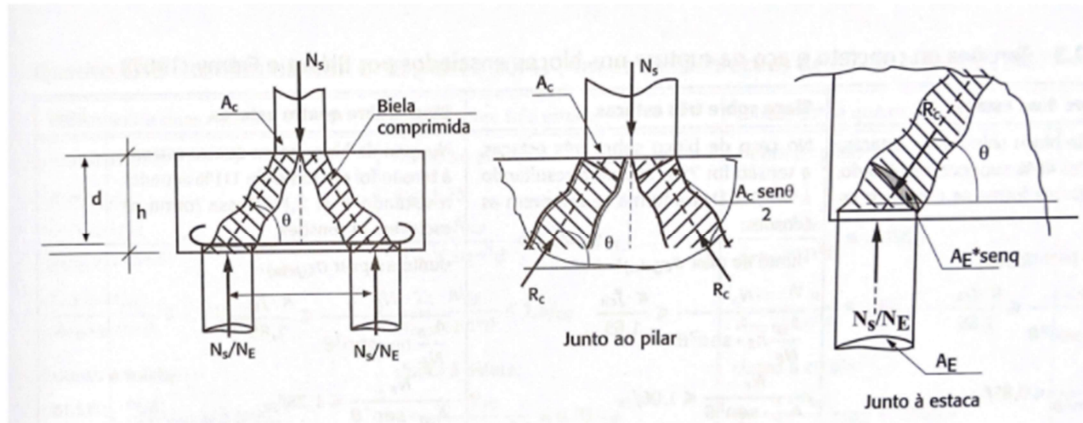
$$\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd} = 0,85f_{cd} \quad (2.0)$$

No caso da verificação dos blocos de concreto a seção eficaz A_e pode ser resumida em:

A_{cp} é a área comprimida junto ao pilar

A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca

Figura 15 – Tensões junto ao pilar e à estaca



Fonte: CAMPOS (2015)

2.3.5.1 Junto ao pilar

Segundo CAMPOS (2015), a tabela 5 apresenta as equações para verificação das tensões de compressão das bielas junto ao pilar, segundo os ensaios realizados por Blévet e Frémy.

Tabela 5 – Tensões no concreto e aço na ruptura junto ao pilar nos blocos ensaiados por Blévet e Frémy (1967)

Blocos sobre duas estacas	Blocos sobre três estacas	Blocos sobre quatro estacas
<ul style="list-style-type: none"> Junto ao pilar $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $k = 1,4$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85k * f_{cd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 1,20f_{cd}$	<ul style="list-style-type: none"> Junto ao pilar $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $k = 1,75$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85k * f_{cd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 1,50f_{cd}$	<ul style="list-style-type: none"> Junto ao pilar $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $k = 2,11$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85k * f_{cd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2\theta} \leq 1,80f_{cd}$
<p>Onde:</p> <p>A_{CP} é a área comprimida junto ao pilar</p>		

Fonte: adaptado de CAMPOS (2015)

2.3.5.2 Junto às estacas

Segundo CAMPOS (2015), a tabela 6 apresenta as equações para verificação das tensões de compressão das bielas junto às estacas, segundo os ensaios realizados por Blévet e Frémy.

Tabela 6 – Tensões no concreto e aço na ruptura junto às estacas nos blocos ensaiados por Blévet e Frémy (1967)

Blocos sobre duas estacas	Blocos sobre três estacas	Blocos sobre quatro estacas
<ul style="list-style-type: none"> Junto à estaca $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85f_{cd}$ $\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{\gamma_n}$	<ul style="list-style-type: none"> Junto à estaca $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85f_{cd}$ $\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{\gamma_n}$	<ul style="list-style-type: none"> Junto à estaca $\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd}$ $\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq 0,85f_{cd}$ $\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{\gamma_n}$
<p>Onde:</p> <p>A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca</p> <p>n_E é o número de estacas</p>		

Fonte: adaptado de CAMPOS (2015)

2.3.6 Cálculo das armaduras

2.3.6.1 Armadura principal

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, item 22.7.4.1.1), a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. Deve ser garantida, também, a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir das faces internas das estacas.

De acordo com o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o comprimento de ancoragem pode ser calculado pela expressão 2.1:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm) \quad (2.1)$$

Em que:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT,2014);

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT,2014), e gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (2.2)$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (2.3)$$

em que $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014)

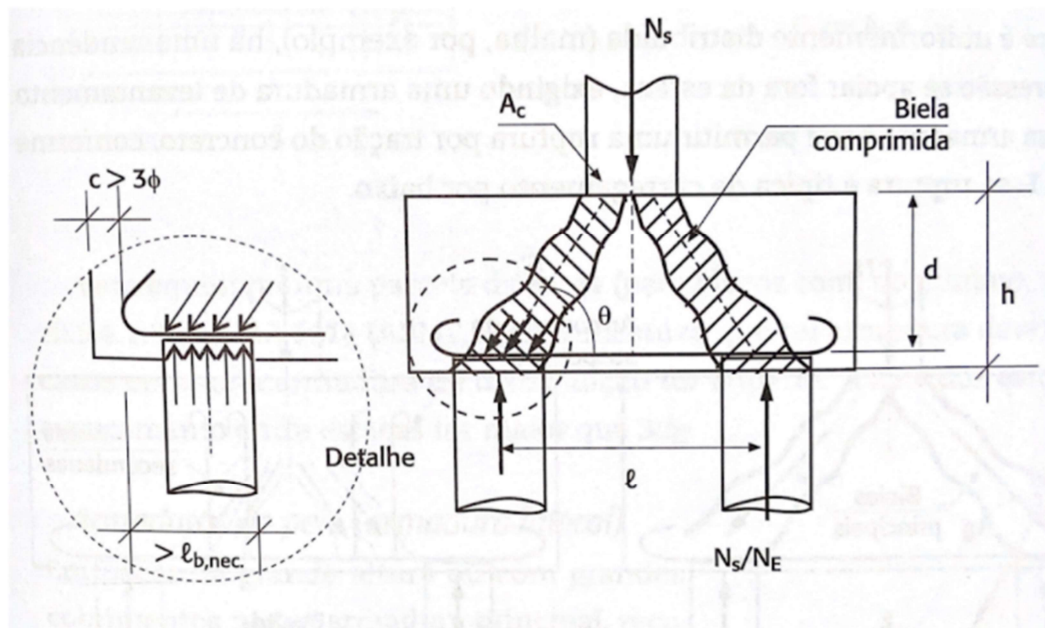
$$f_{ctd} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15f_{ck}^{2/3} \quad (2.4)$$

Tabela 7 – Valores de $\alpha * l_b$

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ
$\geq l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$				

Fonte: CAMPOS (2015)

Figura 16 – Ancoragem da armadura principal junto à estaca



Fonte: CAMPOS (2015)

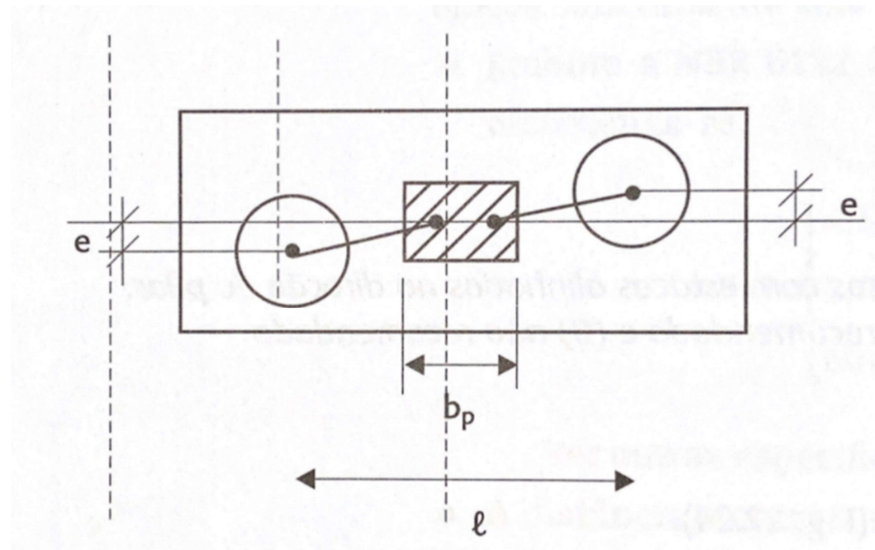
2.3.6.2 Armaduras complementares

De acordo com CAMPOS (2015), apesar de, a princípio, somente as armaduras principais serem suficientes para absorver as imperfeições da obra, recomenda-se a presença de tais armaduras, principalmente no caso de blocos de duas estacas.

2.3.6.2.1 Armadura de pele

A armadura de pele, lateral ou “costela” é obrigatória para blocos com altura total maior que 60cm, a fim de aumentar a vida útil da peça. Para blocos de duas estacas ela também deve ser empregada com a finalidade de auxiliar na absorção de possíveis momentos de torção decorrentes da falta de alinhamento do bloco com as estacas, como mostra a figura 17, e para dar ao bloco uma ruptura mais dúctil (CAMPOS, 2015).

Figura 17 – Excentricidade por falta de locação ou cravação



Fonte: CAMPOS (2015)

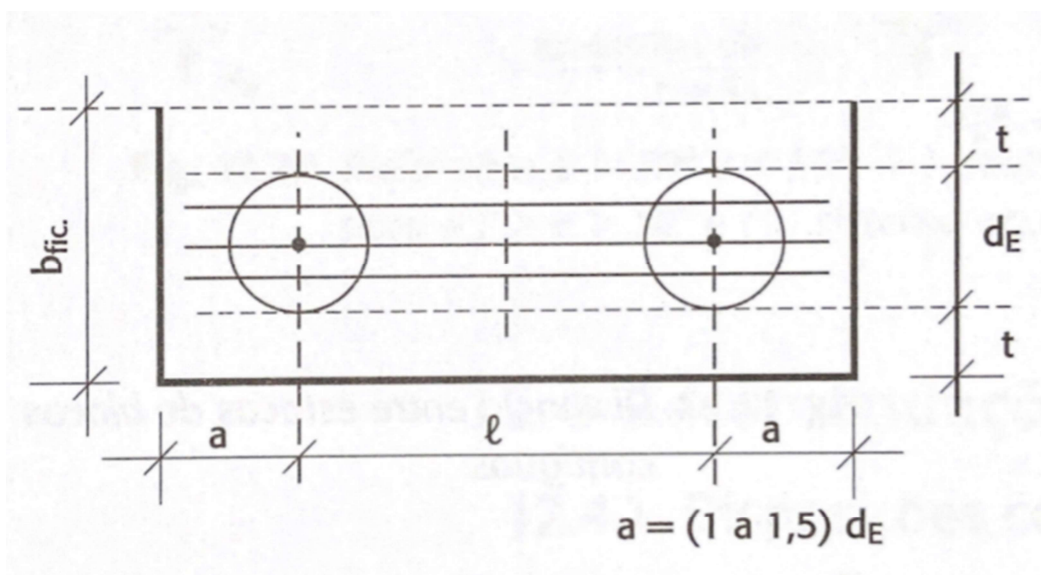
As recomendações para a área de aço e espaçamento são apresentadas por CAMPOS (2015).

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long} \\ 0,10\%A_{c,alma} \text{ (em cada face)} \end{cases}$$

A largura fictícia, exposta na figura 18, deve ser calculada pela equação 2.5:

$$b_{fic.} = d_E + 2t \quad (2.5)$$

Figura 18 – Largura fictícia



Fonte: CAMPOS (2015)

Para o espaçamento, deve ser seguido a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014, item 18.3.5).

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20cm \end{cases}$$

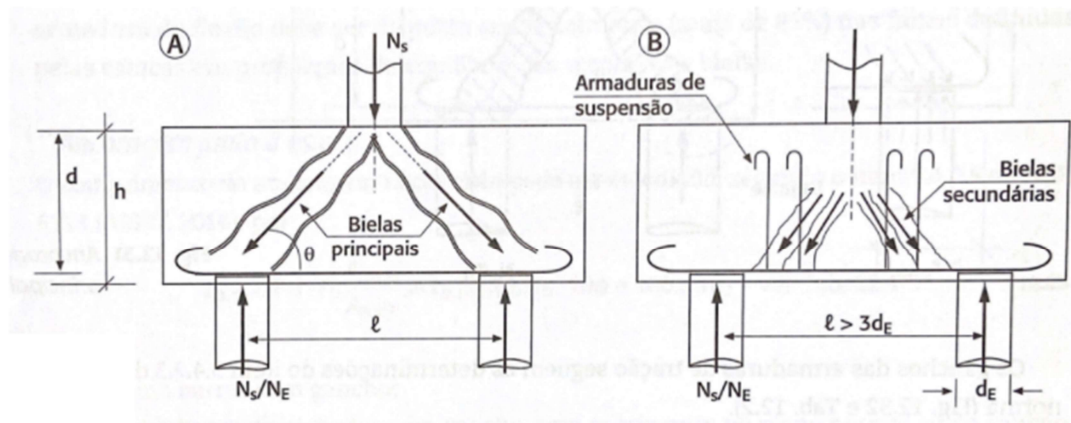
2.3.6.2.2 Armadura complementar em malha

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, item 22.7.4.1.2), “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”.

2.3.6.2.3 Armadura de suspensão

Quando a armadura é uniformemente distribuída, há uma tendência da biela de compressão se apoiar fora da estaca. Esse fato pode levar o bloco a sofrer uma ruptura por tração do concreto, conforme indica a figura 19. Assim exige-se uma armadura de levantamento para corrigir esse problema. CAMPOS (2015).

Figura 19 – Bielas (A) situação idealizada e (B) situação real



Fonte: CAMPOS (2015)

De acordo com o autor, embora o modelo de bielas parta do pressuposto de que toda carga vertical é transmitida às estacas por meio de bielas principais comprimidas, o comportamento real revela que, à medida que as estacas se distanciam entre si, a carga tende a descer a 45°, o que gera o surgimento de bielas secundárias entre as estacas. Nessas regiões, onde não existe apoio, deve-se levantar essa parcela de carga por meio dessas armaduras de suspensão, que podem ser calculadas da seguinte forma:

$$A_{s_{susp}} = \frac{N_{sd}}{1,5n_E * f_{yd}} \quad (2.6)$$

Onde: N_{sd} é a carga vertical oriunda da superestrutura acrescida do peso próprio do bloco.

O item 22.5.4.1.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que tal armadura deverá ser utilizada caso a armadura de distribuição for superior a 25% dos esforços totais, ou se o espaçamento entre estacas for maior que $3d_E$.

2.4 Blocos com carga excêntrica

Para blocos com carga centrada e momento aplicado, CAMPOS (2015) determina que o dimensionamento do bloco pode ser feito pelo método da flexão. Nesse método, determinam-se os esforços solicitantes M_s e V_s em cada direção e, em seguida, calculam-se as posições da linha neutra da peça fletida, calculando os pares R_{cd} e R_{sd} para cada direção, determinando-se as armaduras necessárias em cada uma por meio de um sistema de equilíbrio interno dos esforços resistentes.

Segundo (CARVALHO, 2009), em diversas situações não se pode desprezar o efeito do momento fletor na base do pilar, e este momento tem que ser transmitido para as estacas. O procedimento de cálculo a ser empregado nessa situação deve partir das hipóteses de que o bloco possui movimento de corpo rígido e, portanto, ou tem translação ou rotação em torno de um eixo, as estacas estão rotuladas e só tem capacidade de transmitir esforço axial e todas as estacas são da mesma dimensão e formato.

Caso o bloco tenha um pilar em que, no seu centro, aplica-se uma força normal N e um momento fletor M em somente uma direção, pode-se escrever:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum r_i^2} * r_i \quad (2.7)$$

Onde:

P_i é a carga vertical que ocorre na estaca i ;

n é o número de estacas existentes no bloco;

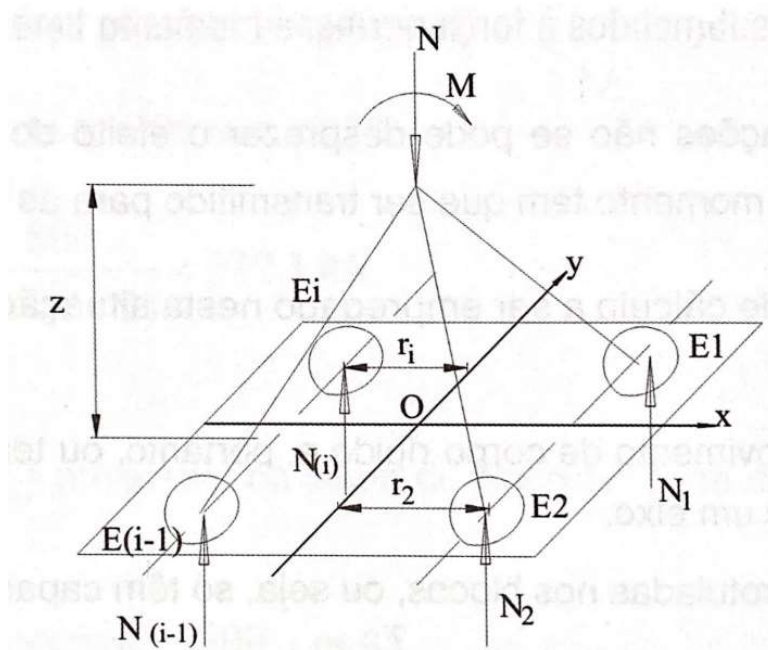
r_i é a distância do centro da estaca até o eixo de giro do bloco.

Caso o momento seja aplicado nas duas direções, a expressão geral das forças na estaca é dada por:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y}{\sum r_{xi}^2} * r_{xi} \pm \frac{M_x}{\sum r_{yi}^2} * r_{yi} \quad (2.8)$$

A figura 20 ilustra um esquema das reações nas estacas em um bloco sob uma força normal e um momento.

Figura 20 – Reações nas estacas em um bloco sob uma força normal N e um momento M



Fonte: CARVALHO, 2009

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será abordado o passo a passo do dimensionamento de blocos de duas, três, quatro e cinco estacas. Após isso, será apresentada a planilha digital em formato excel, mostrando seu formato e funcionamento.

3.1 Metodologia de cálculo de um bloco de 2 estacas

Dimensões do bloco

Considerando que serão executadas estacas moldadas in loco, o cálculo da distância entre estacas é dado pela equação 3.1, não podendo ser inferior a 60 cm, onde L é a distância entre estacas e d_E é o diâmetro das estacas:

$$L = 3,0 d_E \quad (3.1)$$

Essa distância L será então arredondada para cima em uma casa decimal, a fim de facilitar a execução. As dimensões totais dos lados do bloco podem ser expressas pelas equações 3.2 e 3.3:

$$A = L + \phi_e + 2 * b' \quad (3.2)$$

$$B = \phi_e + 2 * b' \quad (3.3)$$

O dimensionamento da altura do bloco se dá pela equação 0, onde h é a altura do bloco, d é a altura útil e c o cobrimento:

$$h = d + c \quad (3.4)$$

Limitando a inclinação das bielas entre 45° e 55° , como apresentado no capítulo 2, a altura útil é obtida pela equação 3.5:

$$tg45^\circ * \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) \quad (3.5)$$

em que L é a distância entre estacas e b é a menor dimensão do pilar.

Deve-se também respeitar o critério de bloco rígido, apresentado pela equação 3.6:

$$h = \frac{A - b_p}{3} \quad (3.6)$$

Deve-se então calcular a inclinação das bielas efetivas, utilizando a altura útil adotada para bloco, por meio da equação 3.7:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{d}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} \right) \quad (3.7)$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

A verificação das tensões de compressão nas bielas deve ser feita junto ao pilar e junto às estacas.

Para a verificação junto ao pilar, utiliza-se a equação 3.8:

$$\frac{\gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \operatorname{sen}^2 \theta} \leq 1,20 f_{cd} \quad (3.8)$$

em que:

A_{CP} é a área comprimida junto ao pilar

Para a verificação junto às estacas, utiliza-se a equação 3.9:

$$\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \operatorname{sen}^2 \theta} \leq \frac{0,43 f_{ck}}{\gamma_n} \quad (3.9)$$

em que:

A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca;

n_E é o número de estacas;

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Para o dimensionamento da armadura principal, será considerado a armadura disposta segundo os lados do bloco. Os esforços podem ser calculados pela equação 3.10 e a armadura de tração principal se dá pela equação 3.11:

$$R_{sd} = 1,15 * \frac{N_{sd}}{4d} * \left(L - \frac{b_p}{2} \right) \quad (3.10)$$

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad (3.11)$$

Deve-se verificar, também, se essa armadura adotada satisfaz o critério da armadura mínima, dado pela equação 3.12:

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (3.12)$$

O valor de b deve estar compreendido entre $0,85d_E \leq b \leq 1,20d_E$.

Emprega-se então uma quantidade de barras e bitola que satisfaçam a condição.

Deve ser verificado o comprimento de ancoragem da armadura principal, seguindo a equação 3.13:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.13)$$

Será utilizada uma armadura com gancho, onde o valor de $\alpha * l_b$ pode ser encontrado na tabela abaixo:

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ

O comprimento de ancoragem mínimo também deve ser verificado e o mesmo se dá pela relação $l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$.

$$l_b = \frac{\Phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (3.14)$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (3.15)$$

em que $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014).

$$f_{ctd} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15f_{ck}^{2/3} \quad (3.16)$$

Como comprimento de ancoragem efetivo no bloco temos a equação 3.17:

$$l_{b,ef} = (b' - c) + d_e \quad (3.17)$$

Armadura de pele

Para blocos com duas estacas sempre deve ser empregada a armadura de pele para aumento da vida útil da peça. A área de aço necessária se dá pela equação 3.18, onde deve ser empregado o maior valor entre os dois encontrados.

$$A_{S,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{S,long} \\ 0,10\%A_{c,alma} \text{ (em cada face)} \end{cases} \quad (3.18)$$

A $A_{c,alma}$ se dá pelo cálculo da equação 3.19:

$$A_{c,alma} = b_{fic} * h \quad (3.19)$$

em que b_{fic} é a largura fictícia, calculada pela equação $b_{fic} = d_E + 2b'$

em que b' é a distância entre a face da estaca e a face do bloco.

O espaçamento da armadura de pele se dá pela equação 3.20, sendo que deve ser utilizado o menor valor encontrado.

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20cm \end{cases} \quad (3.20)$$

Armadura complementar em malha

A armadura complementar em malha se dá pela adoção de 20% da armadura principal de tração, como indicada na equação 3.21:

$$A_{S,malha} = 0,20 * A_s \quad (3.21)$$

3.2 Metodologia de cálculo de um bloco de 3 estacas

Dimensões do bloco

Considerando que serão executadas estacas moldadas in loco, o cálculo da distância entre estacas é dado pela equação 3.22, não podendo ser inferior a 60 cm, onde L é a distância entre estacas e d_E é o diâmetro das estacas:

$$L = 3,0 d_E \quad (3.22)$$

Essa distância L será então arredondada para cima em uma casa decimal, a fim de facilitar a execução. As dimensões do bloco podem ser calculadas pelas equações 3.23 e 3.24:

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{\phi_e}{2} + b' \right) \quad (3.23)$$

$$B = L + A \quad (3.24)$$

O dimensionamento da altura do bloco se dá pela equação 3.25, onde h é a altura do bloco, d é a altura útil e c o cobrimento:

$$h = d + c \quad (3.25)$$

Limitando a inclinação das bielas entre 45° e 55°, como apresentado no capítulo 2, a altura útil é obtida pela equação 3.26:

$$tg45^\circ * \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b \right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b \right) \quad (3.26)$$

em que L é a distância entre estacas e b é a menor dimensão do pilar.

Deve-se também respeitar o critério de bloco rígido, apresentado pela equação 3.27:

$$h = \frac{B - b_p}{3} \quad (3.27)$$

Deve-se então calcular a inclinação das bielas efetivas, utilizando a altura útil adotada para bloco, por meio da equação 3.28:

$$\theta = tg^{-1} \frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b' \right)} \quad (3.28)$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

A verificação das tensões de compressão nas bielas deve ser feita junto ao pilar e junto às estacas.

Para a verificação junto ao pilar, utiliza-se a equação 3.29:

$$\frac{Y_n * N_{sd}}{A_{CP} * sen^2\theta} \leq 1,50f_{cd} \quad (3.29)$$

em que:

A_{CP} é a área comprimida junto ao pilar

Para a verificação junto às estacas, utiliza-se a equação 3.30:

$$\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{\gamma_n} \quad (3.30)$$

em que:

A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca;

n_E é o número de estacas;

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Para o dimensionamento da armadura principal, será considerado a armadura disposta segundo os lados do bloco. Os esforços podem ser calculados pela equação 3.31 e a armadura de tração principal se dá pela equação 3.32:

$$R_{sd,lados} = \frac{N_{sd}}{9d} \left(L - \frac{b_p}{2} \right) \quad (3.31)$$

$$A_s = \frac{R_{sd,lados}}{f_{yd}} \quad (3.32)$$

Deve-se verificar, também, se essa armadura adotada satisfaz o critério da armadura mínima, dado pela equação 3.33:

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (3.33)$$

O valor de b deve estar compreendido entre $0,85d_E \leq b \leq 1,20d_E$.

Emprega-se então uma quantidade de barras e bitola que satisfaçam a condição.

Deve ser verificado o comprimento de ancoragem da armadura principal, seguindo a equação 3.34:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.34)$$

Será utilizada uma armadura com gancho, onde o valor de $\alpha * l_b$ pode ser encontrado na tabela abaixo:

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ

O comprimento de ancoragem mínimo também deve ser verificado e o mesmo se dá pela relação $l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (3.35)$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (3.36)$$

em que $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014).

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 f_{ck}^{2/3} \quad (3.37)$$

Como comprimento de ancoragem efetivo no bloco temos a equação 3.38:

$$l_{b,ef} = (b' - c) + d_e \quad (3.38)$$

Armadura de pele

Para blocos com mais de 60cm de altura, emprega-se a armadura de pele para aumento da vida útil da peça. A área de aço necessária se dá pela equação 3.39, onde deve ser empregado o maior valor entre os dois encontrados.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3) A_{s,long} \\ 0,10\% A_{c,alma} (\text{em cada face}) \end{cases} \quad (3.39)$$

A $A_{c,alma}$ se dá pelo cálculo da equação 3.40:

$$A_{c,alma} = b_{fic} * h \quad (3.40)$$

em que b_{fic} é a largura fictícia, calculada pela equação $b_{fic} = d_E + 2b'$

em que b' é a distância entre a face da estaca e a face do bloco.

O espaçamento da armadura de pele se dá pela equação 3.41, sendo que deve ser utilizado o menor valor encontrado.

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20cm \end{cases} \quad (3.41)$$

Armadura complementar em malha

A armadura complementar em malha se dá pela adoção de 20% da armadura principal de tração, como indicada na equação 3.42:

$$A_{s,malha} = 0,20 * A_s \quad (3.42)$$

3.3 Metodologia de cálculo de um bloco de 4 estacas

Dimensões do bloco

Considerando que serão executadas estacas moldadas in loco, o cálculo da distância entre estacas é dado pela equação 3.43, não podendo ser inferior a 60 cm, onde L é a distância entre estacas e d_E é o diâmetro das estacas:

$$L = 3,0 d_E \quad (3.43)$$

Essa distância L será então arredondada para cima em uma casa decimal, a fim de facilitar a execução. A dimensão total do lado do bloco pode ser expressa pela equação 3.44:

$$A = L + \phi_e + 2 * b' \quad (3.44)$$

O dimensionamento da altura do bloco se dá pela equação 3.45, onde h é a altura do bloco, d é a altura útil e c o cobrimento:

$$h = d + c \quad (3.45)$$

Limitando a inclinação das bielas entre 45° e 55° , como apresentado no capítulo 2, a altura útil é obtida pela equação 3.46:

$$tg45^\circ * \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}\right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}\right) \quad (3.46)$$

em que L é a distância entre estacas e b é a menor dimensão do pilar.

Deve-se também respeitar o critério de bloco rígido, apresentado pela equação 3.47:

$$h = \frac{B - b_p}{3} \quad (3.47)$$

Deve-se então calcular a inclinação das bielas efetivas, utilizando a altura útil adotada para bloco, por meio da equação 3.48:

$$\theta = tg^{-1}\left(\frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} a_m\right)}\right) \quad (3.48)$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

A verificação das tensões de compressão nas bielas deve ser feita junto ao pilar e junto às estacas.

Para a verificação junto ao pilar, utiliza-se a equação 3.49:

$$\frac{Y_n * N_{sd}}{A_{CP} * sen^2\theta} \leq 1,80f_{cd} \quad (3.49)$$

em que:

A_{CP} é a área comprimida junto ao pilar

Para a verificação junto às estacas, utiliza-se a equação 3.50:

$$\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{\gamma_n} \quad (3.50)$$

em que:

A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca;

n_E é o número de estacas;

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Para o dimensionamento da armadura principal, será considerado a armadura disposta segundo os lados do bloco. Os esforços podem ser calculados pela equação 3.51 e a armadura de tração principal se dá pela equação 3.52:

$$R_{sd(lados)} = \frac{N_{sd}}{8d} \left(L - \frac{b_p}{2} \right) \quad (3.51)$$

$$A_s = \frac{R_{sd(lados)}}{f_{yd}} \quad (3.52)$$

Deve-se verificar, também, se essa armadura adotada satisfaz o critério da armadura mínima, dado pela equação 3.53:

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (3.53)$$

O valor de b deve estar compreendido entre $0,85d_E \leq b \leq 1,20d_E$.

Emprega-se então uma quantidade de barras e bitola que satisfaçam a condição.

Deve ser verificado o comprimento de ancoragem da armadura principal, seguindo a equação 3.54:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.54)$$

Será utilizada uma armadura com gancho, onde o valor de $\alpha * l_b$ pode ser encontrado na tabela abaixo:

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ

O comprimento de ancoragem mínimo também deve ser verificado e o mesmo se dá pela relação $l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (3.55)$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (3.56)$$

em que $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014).

$$f_{ctd} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15f_{ck}^{2/3} \quad (3.57)$$

Como comprimento de ancoragem efetivo no bloco temos a equação 3.58:

$$l_{b,ef} = (b' - c) + d_e \quad (3.58)$$

Armadura de pele

Para blocos com mais de 60cm de altura, emprega-se a armadura de pele para aumento da vida útil da peça. A área de aço necessária se dá pela equação 3.59, onde deve ser empregado o maior valor entre os dois encontrados.

$$A_{S,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{S,long} \\ 0,10\%A_{c,alma}(\text{em cada face}) \end{cases} \quad (3.59)$$

A $A_{c,alma}$ se dá pelo cálculo da equação 3.60:

$$A_{c,alma} = b_{fic} * h \quad (3.60)$$

em que b_{fic} é a largura fictícia, calculada pela equação $b_{fic} = d_E + 2b'$

em que b' é a distância entre a face da estaca e a face do bloco.

O espaçamento da armadura de pele se dá pela equação 3.61, sendo que deve ser utilizado o menor valor encontrado.

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20cm \end{cases} \quad (3.61)$$

Armadura complementar em malha

A armadura complementar em malha se dá pela adoção de 20% da armadura principal de tração, como indicada na equação 3.62:

$$A_{S,malha} = 0,20 * A_S \quad (3.62)$$

3.4 Metodologia de cálculo de um bloco de 5 estacas

Dimensões do bloco

Considerando que serão executadas estacas moldadas in loco, o cálculo da distância entre estacas é dado pela equação 3.63, não podendo ser inferior a 60 cm, onde L é a distância entre estacas e d_E é o diâmetro das estacas:

$$L = 3,0 d_E \quad (3.63)$$

Essa distância L será então arredondada para cima em uma casa decimal, a fim de facilitar a execução. As dimensões dos lados do bloco podem ser expressas pelas equações 3.64 e 3.65:

$$A = L + \phi_e + 2 * b' \quad (3.64)$$

$$B = L\sqrt{2} + \phi_e + 2 * b' \quad (3.65)$$

O dimensionamento da altura do bloco se dá pela equação 3.66, onde h é a altura do bloco, d é a altura útil e c o cobrimento:

$$h = d + c \quad (3.66)$$

Limitando a inclinação das bielas entre 45° e 55° , como apresentado no capítulo 2, a altura útil é obtida pela equação 3.67:

$$tg45^\circ * \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}\right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{b\sqrt{2}}{4}\right) \quad (3.67)$$

em que L é a distância entre estacas e b é a menor dimensão do pilar.

Deve-se também respeitar o critério de bloco rígido, apresentado pela equação 3.68:

$$h = \frac{B - b_p}{3} \quad (3.68)$$

Deve-se então calcular a inclinação das bielas efetivas, utilizando a altura útil adotada para bloco, por meio da equação 3.69:

$$\theta = tg^{-1}\left(\frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} a_m\right)}\right) \quad (3.69)$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

A verificação das tensões de compressão nas bielas deve ser feita junto ao pilar e junto às estacas.

Para a verificação junto ao pilar, utiliza-se a equação 3.70:

$$\frac{4/5 \gamma_n * N_{sd}}{A_{CP} * \text{sen}^2 \theta} \leq 1,80 f_{cd} \quad (3.70)$$

em que:

A_{CP} é a área comprimida junto ao pilar

Para a verificação junto às estacas, utiliza-se a equação 3.71:

$$\frac{N_{sk}}{A_{cE} * n_E * \text{sen}^2 \theta} \leq \frac{0,43 f_{ck}}{\gamma_n} \quad (3.71)$$

em que:

A_{cE} é a área comprimida da biela junto à estaca;

n_E é o número de estacas;

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Para o dimensionamento da armadura principal, será considerado a armadura disposta nas diagonais do bloco. Os esforços podem ser calculados pela equação 3.72 e a armadura de tração principal se dá pela equação 3.73:

$$R_{sd(diag)} = \frac{N_{sd} \sqrt{2}}{8d} \left(L - \frac{b_p}{2} \right) \quad (3.72)$$

$$A_s = \frac{R_{sd(diag)}}{f_{yd}} \quad (3.73)$$

Deve-se verificar, também, se essa armadura adotada satisfaz o critério da armadura mínima, dado pela equação 3.74:

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (3.74)$$

O valor de b deve estar compreendido entre $0,85d_E \leq b \leq 1,20d_E$.

Emprega-se então uma quantidade de barras e bitola que satisfaçam a condição.

Deve ser verificado o comprimento de ancoragem da armadura principal, seguindo a equação 3.75:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (3.75)$$

Será utilizada uma armadura com gancho, onde o valor de $\alpha * l_b$ pode ser encontrado na tabela abaixo:

	20	25	30	35
Reto sem gancho	44 ϕ	38 ϕ	34 ϕ	30 ϕ
Com gancho	31 ϕ	27 ϕ	24 ϕ	21 ϕ

O comprimento de ancoragem mínimo também deve ser verificado e o mesmo se dá pela relação $l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (3.76)$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{cta} \quad (3.77)$$

em que $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ (item 9.3.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014).

$$f_{cta} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15f_{ck}^{2/3} \quad (3.78)$$

Como comprimento de ancoragem efetivo no bloco temos a equação 3.79:

$$l_{b,ef} = (b' - c) + d_e \quad (3.79)$$

Armadura de pele

Para blocos com mais de 60cm de altura, emprega-se a armadura de pele para aumento da vida útil da peça. A área de aço necessária se dá pela equação 3.80, onde deve ser empregado o maior valor entre os dois encontrados.

$$A_{S,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{S,long} \\ 0,10\%A_{c,alma}(\text{em cada face}) \end{cases} \quad (3.80)$$

A $A_{c,alma}$ se dá pelo cálculo da equação 3.81:

$$A_{c,alma} = b_{fic} * h \quad (3.81)$$

em que b_{fic} é a largura fictícia, calculada pela equação $b_{fic} = d_E + 2b'$

em que b' é a distância entre a face da estaca e a face do bloco.

O espaçamento da armadura de pele se dá pela equação 3.82, sendo que deve ser utilizado o menor valor encontrado.

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 20cm \end{cases} \quad (3.82)$$

Armadura complementar em malha

A armadura complementar em malha se dá pela adoção de 20% da armadura principal de tração, como indicada na equação 3.83:

$$A_{S,malha} = 0,20 * A_S \quad (3.83)$$

3.5 Apresentação da planilha digital em formato Excel

Para realização de todos os cálculos de dimensionamento dos blocos foi desenvolvida uma planilha digital Excel. Primeiramente, deve-se entrar com os dados na aba de “Dados e Resultados”, nas células com o preenchimento em verde. Para essa etapa, deve-se inserir os dados referentes aos campos “Dados preliminares das estacas”, “Dados do pilar” e “Concreto e aço”. Algumas das informações estão disponíveis para seleção por meio de uma lista suspensa.

Figura 21 – Entrada de dados na planilha Excel

Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,70 m
Número de estacas	2 estacas	Dimensão y do pilar	0,70 m
Diâmetro das estacas	0,40 m	Esforço normal no pilar	900 kN
Carga admissível da estaca	800 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	$0,48 < h < 0,66$
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	0,55 m

Fonte: elaborado pelo autor

Após a inserção das informações, no campo “Altura do bloco”, o programa irá recomendar uma faixa de altura de bloco que deve ser respeitada. Insere-se, então, uma altura que esteja dentro desses limites.

Ao lado da planilha será exibido uma imagem do formato do bloco escolhido, de acordo com o número de estacas selecionado.

No campo de resultados, deve-se inserir a bitola desejada de cada uma das armaduras presentes no bloco. O programa irá retornar a quantidade de barras necessárias para aquela espessura de armadura, bem como o espaçamento da armadura de pele e os quantitativos de volume de concreto do bloco e peso de aço utilizado.

Figura 22 – Campo de resultados na planilha Excel

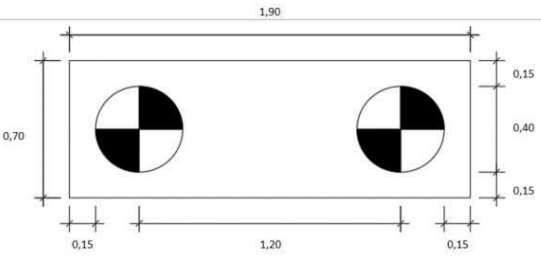
RESULTADOS			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	0,732 m ³
Número de barras	5 barras	Peso de aço	45,87 kg
Armadura de pele			
Bitola	12,5 mm		
Número de barras	4 barras		
Espaçamento	16,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	7 barras		

Fonte: elaborado pelo autor

Para a consulta do dimensionamento, deve-se clicar na célula com o nome de “Cálculo”, no topo da planilha. Ao clicar, o programa direciona o usuário à aba do Excel referente ao cálculo do número de estacas em questão. Nessa aba são apresentadas as etapas do dimensionamento, bem como as equações utilizadas em cada uma delas.

Figura 23 – Consulta dos cálculos do dimensionamento

Dados e Resultados	Cálculo
Dados preliminares estacas	
Tipo de estaca	Moldada no local
Número de estacas	2 estacas
Diâmetro das estacas	0,40 m
Carga admissível da estaca	800 kN
Dados do pilar	
Dimensão x do pilar	0,7 m
Dimensão y do pilar	0,7 m
Esforço normal no pilar	900 kN
Concreto e aço	
Fck do concreto	30 MPa
Tipo de aço	CA50
Dimensões	
L _{min} =	1,20 m
L=	1,20 m
Dimensões recomendadas do bloco	
x=	1,90 m
y=	0,70 m
Dimensões utilizadas do bloco	
x=	1,90 m
y=	0,70 m
Balanço livre =	0,15 m
OK	
Reações nas estacas	
Rest=	450,00 kN
OK	
Distância entre estacas	
L = 2,5 d _e (para estacas pré moldadas);	
L = 3,0 d _e (para estacas moldadas in loco).	
Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	
Limite do ângulo de inclinação de bielas	
h >=	0,40 m
h >=	0,48 m
h >=	0,40 m
h <=	0,66 m
h recomendado	
0,48 < h < 0,66	
h adotado	
h = 0,50 m	
OK	
Determinação da inclinação efetiva da biela	
θ = 46,64 graus	
OK	
Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	
$\bar{h} = \frac{B - b_2}{3}$	
Limite do ângulo de inclinação das bielas	
$tg 45^\circ \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) \leq d \leq tg 55^\circ \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)$	
Inclinação efetiva da biela	
$\theta = tg^{-1} \left(\frac{d}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} \right)$	



Verificação das tensões de compressão nas bielas				Tensões de compressão	
Junto ao pilar		Junto à estaca		Junto ao pilar	Junto às estacas
σc,biela=	5,32 MPa	≤	25,71 MPa	$\frac{Y_n \cdot N_{sd}}{A_{cp} \cdot \sin^2 \theta} \leq 1,20 f_{cd}$	$\frac{N_{ik}}{A_{zg} \cdot n_g \cdot \sin^2 \theta} \leq \frac{0,43 f_{ck}}{Y_n}$
OK		OK			

Cálculo das armaduras principais			
Rsd(lados)=	615,83 kN	Bitola=	16 mm
As=	14,16 cm²	Qtd barras=	8 barras
As,mín=	2,81 cm²	As,adote=	16,08 cm²
As,calc=	14,16 cm²		
Verificação do comprimento de ancoragem			
lb,nec=	33,81 cm		
lb,min=	16,00 cm		
lb,disp=	50,00 cm		
OK			

Cálculo da armadura de pele			
As,lat,calc=	4,25 cm²	Bitola=	12,5 mm
		Qtd barras=	4 barras
s=	16 cm	As,lat,adote=	4,88 cm²
Qtd mín=	3,4375 barras	OK	

Cálculo da armadura complementar em malha			
As,malha,calc	3,22 cm²	Bitola=	8 mm
		Qtd barras=	7 barras
		As,malha,adote=	3,50 cm²

Quantitativos	
Volume de concreto	0,732 m³
Peso de aço	45,70 Kg

Cálculo das armaduras principais	
$R_{sd} = 1,15 \cdot \frac{N_{sd}}{4d} \cdot \left(L - \frac{b_p}{2} \right)$	$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}}$

Verificação do comprimento de ancoragem
$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} (0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$

Cálculo da armadura de pele
$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3) A_{s,long} \\ 0,10\% A_{c,atma} \text{ (em cada face)} \end{cases}$

Cálculo da armadura em malha
$A_{s,malha} = 0,20 \cdot A_s$

Fonte: elaborado pelo autor

Na aba “Cálculo”, ao lado da planilha, também é apresentado o bloco com suas respectivas dimensões.

Qualquer inconformidade ou erro no dimensionamento será apresentado na aba de cálculos em seu respectivo campo, sendo destacado com um texto de cor vermelha e fundo da célula vermelho, como exemplificado na figura 24.

Figura 24 – Exemplo de erro na aba “Cálculo”

Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	Limite do ângulo de inclinação de bielas
h ≥ 0,40 m	h ≥ 0,48 m
h ≥ 0,40 m	h ≤ 0,66 m
h recomendado	
0,48 < h < 0,66	
h adotado	
h = 0,40 m	
Altura do bloco inadequada	

Determinação da inclinação efetiva da biela
Φ = 39,47 graus
Inclinação das bielas não atendem à recomendação

Fonte: elaborado pelo autor

Os erros presentes também serão apresentados na aba “Dados e Resultados”, ao lado da planilha de Resultados, como ilustrado na figura 25 para o mesmo exemplo.

Figura 25 – Exemplo de erro na aba “Dados e Resultados”

Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,70 m
Número de estacas	2 estacas	Dimensão y do pilar	0,70 m
Diâmetro das estacas	0,40 m	Esforço normal no pilar	900 kN
Carga admissível da estaca	800 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	$0,48 < h < 0,66$
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	0,40 m
RESULTADOS			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	0,532 m ³
Número de barras	7 barras	Peso de aço	68,55 kg
Armadura de pele			
Bitola	16 mm		
Número de barras	4 barras		
Espaçamento	11,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	9 barras		

Altura do bloco inadequada

Inclinação das bielas não atendem à recomendação

Fonte: elaborado pelo autor

4 RESULTADOS

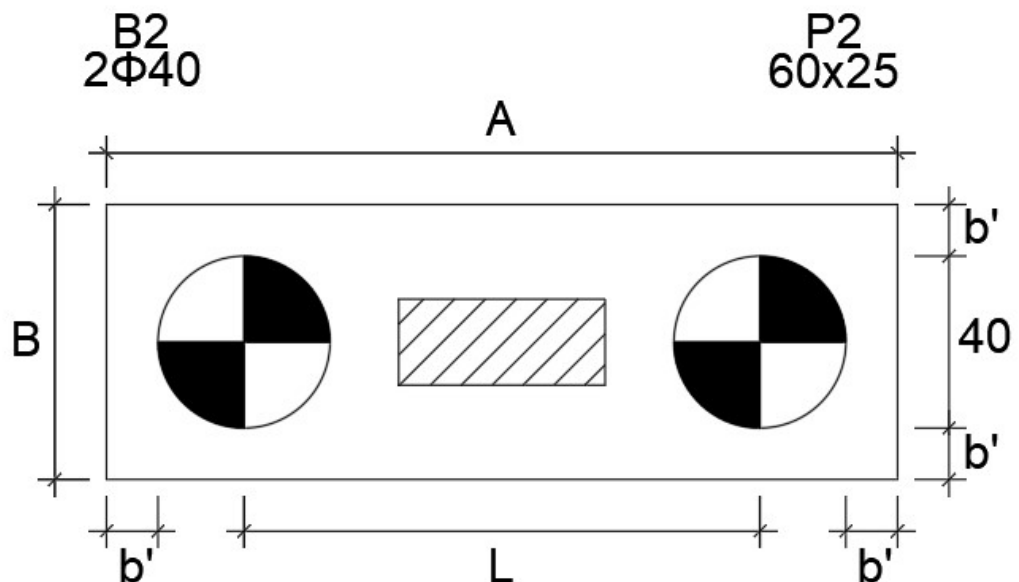
Utilizando a planilha digital Excel desenvolvida foram inseridos os dados dos mesmos exemplos utilizados no capítulo anterior a fim de comparar os valores encontrados para, assim, validar a ferramenta e comprovar a sua eficácia. Os resultados podem ser visualizados nos exemplos abaixo.

4.1 Bloco de 2 estacas

O bloco de coroamento B2 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P2 para as estacas e essas, posteriormente, para o solo. O pilar P2 tem dimensões 0,60 x 0,30 m e uma carga axial máxima de 150 tf = 1500 kN. O concreto utilizado será de 30 MPa e o aço CA-50.

Para suportar a carga aplicada no pilar P2 foram determinadas duas estacas com diâmetro de 40 cm cada. A figura 26 ilustra o conjunto de pilar P2 e bloco B2.

Figura 26 – Pilar “P2” e bloco “B2”



Fonte: elaborado pelo autor

4.1.1 Cálculo manual

Dimensões do bloco

Distância entre estacas:

$$L = 3,0 * 40 = 120 \text{ cm}$$

A distância L adotada será de 120 cm.

Dimensões totais dos lados do bloco, utilizando b' de 15cm:

$$A = 120 + 40 + 2 * 15 = 190 \text{ cm}$$

$$B = 40 + 2 * 15 = 70 \text{ cm}$$

Dimensionamento da altura do bloco, adotando um cobrimento de 5 cm:

$$tg45^\circ * \left(\frac{1,20}{2} - \frac{0,30}{4}\right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{1,20}{2} - \frac{0,30}{4}\right)$$

$$0,53 \leq d \leq 0,75$$

$$0,58 \leq h \leq 0,80$$

Altura do bloco pelo critério de bloco rígido:

$$h = \frac{1,90 - 0,30}{3} = 0,53 \text{ m}$$

Adota-se então uma altura $h = 0,70 \text{ m}$, sendo então a altura útil de $d = 0,65 \text{ m}$, compatível com todos os critérios apresentados.

Cálculo da inclinação efetiva das bielas:

$$\theta = tg^{-1} \left(\frac{0,65}{\left(\frac{1,20}{2} - \frac{0,30}{4}\right)} \right) = 51,07 \text{ graus}$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

Verificação junto ao pilar:

$$\frac{1,2 * 1,4 * 1500000}{(600 * 300) * \text{sen}^2(51,07)} \leq 1,20 * 30/1,4$$

$$23,13 \text{ MPa} \leq 25,71 \text{ MPa}$$

Verificação junto às estacas:

$$\frac{1500000}{\left(\frac{\pi * 400^2}{4}\right) * 2 * \text{sen}^2(51,07)} \leq \frac{0,43 * 30}{1,2}$$

$$9,86 \text{ MPa} \leq 10,75 \text{ MPa}$$

Tem-se então que, tanto junto ao pilar, quanto junto às estacas, o bloco atende à verificação de compressão nas bielas.

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Cálculo dos esforços e armadura de tração principal disposta segundo os lados:

$$R_{sd} = 1,15 * \frac{1,4 * 1500}{4 * 0,65} * \left(1,20 - \frac{0,60}{2}\right) = 835,96 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{835,96}{43,5} = 19,22 \text{ cm}^2$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,0015 * 0,85 * 40 * 70 = 3,57 \text{ cm}^2$$

No bloco calculado será adotado 7 barras de 20 mm, resultando em uma área de aço efetiva de $A_{s,ef} = 21,98 \text{ cm}^2$.

Verificação do comprimento de ancoragem da armadura principal:

$$l_{b,nec} = 24 * 2 * \frac{19,22}{21,98} = 41,97 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$f_{ctd} = 0,15 * 30^{2/3} = 1,448$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,448 = 3,258$$

$$l_b = \frac{2}{4} * \frac{43,5}{3,258} = 6,67$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é:

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 * 6,67 = 2,0 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 * 2 = 20 \text{ cm} \\ 100\text{mm} = 10\text{cm} \end{cases}$$

Comprimento de ancoragem efetivo:

$$l_{b,ef} = (15 - 5) + 40 = 50 \text{ cm}$$

Logo, o comprimento de ancoragem efetivo satisfaz os critérios de comprimento de ancoragem mínimo e necessário.

Armadura de pele

Cálculo da armadura de pele do bloco:

$$b_{fic} = 40 + 2 * 15 = 70 \text{ cm}$$

$$A_{c,alma} = 70 * 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

A armadura de pele utilizada deve ser a maior entre os valores encontrados abaixo:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 19,22 = 5,77 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% A_{c,alma} = 0,001 * 4900 = 4,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Logo, adotamos 5 barras de 12,5 mm, totalizando uma área de aço de 4,65 cm².

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} 65/3 = 21,67 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, adotamos um espaçamento de 20 cm.

Armadura complementar em malha

Cálculo da armadura complementar em malha:

$$A_{s, \text{malha}} = 0,20 * 21,98 = 4,40 \text{ cm}^2$$

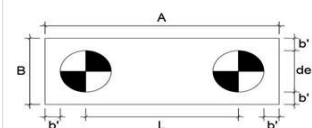
Logo, adotamos 9 barras de 8 mm, totalizando uma área de aço de 4,50 cm².

4.1.2 Cálculo automatizado

Inserir-se os dados do exemplo resolvido manualmente na aba de “Dados e Resultados”. Após a planilha apresentar a faixa de altura recomendada na célula “Altura do bloco”, escolhe-se então uma altura de bloco que esteja dentro desses limites. A altura adotada foi de 0,70m.

Figura 27 – Exemplo de 2 estacas: entrada de dados

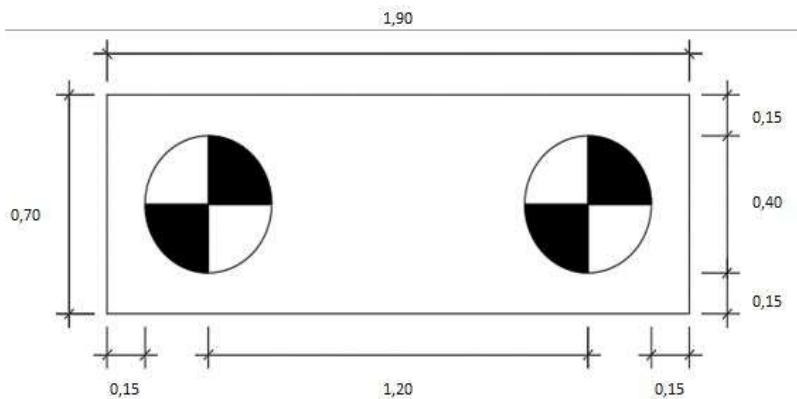
Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,60 m
Número de estacas	2 estacas	Dimensão y do pilar	0,30 m
Diâmetro das estacas	0,40 m	Esforço normal no pilar	1500 kN
Carga admissível da estaca	800 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	0,58 < h < 0,80
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	0,70 m



Fonte: elaborado pelo autor

Na aba de “Cálculo” o programa expõe o bloco em questão com suas respectivas dimensões

Figura 28 – Exemplo de 2 estacas: dimensões do bloco



Fonte: elaborado pelo autor

Todos os cálculos do dimensionamento, bem como suas respectivas equações utilizadas, podem ser conferidos na aba “Cálculo”. Todas as verificações de erro foram atendidas e nenhum problema foi encontrado.

Figura 29 – Exemplo de 2 estacas: demonstração dos cálculos “a”

Dimensões	
L _{mín} =	1,20 m
L=	1,20 m
Dimensões recomendadas do bloco	
x=	1,90 m
y=	0,70 m
Dimensões utilizadas do bloco	
x=	1,90 m
y=	0,70 m
Balanço livre =	0,15 m
OK	

Distância entre estacas
$L = 2,5 d_g$ (para estacas pré moldadas);
$L = 3,0 d_g$ (para estacas moldadas in loco).

Reações nas estacas	
Rest=	750,00 kN
OK	

Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	Limite do ângulo de inclinação de bielas
$h \geq 0,43$ m	$h \geq 0,58$ m
$h \geq 0,53$ m	$h < 0,80$ m
h recomendado	
$0,58 < h < 0,80$	
h adotado	
$h = 0,70$ m	
OK	

Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	
$h = \frac{B - b_p}{3}$	
Limite do ângulo de inclinação das bielas	
$tg 45^\circ \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) \leq d \leq tg 55^\circ \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)$	

Determinação da inclinação efetiva da biela	
$\Phi =$	51,07 graus
OK	

Inclinação efetiva da biela	
$\theta = tg^{-1} \left(\frac{d}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} \right)$	

Fonte: elaborado pelo autor

Figura 30 – Exemplo de 2 estacas: demonstração dos cálculos “b”

Verificação das tensões de compressão nas bielas				Tensões de compressão					
Junto ao pilar		Junto à estaca		Junto ao pilar	Junto às estacas				
$\sigma_{c,biela} =$	23,13 MPa	\leq	25,71 MPa	$\sigma_{c,biela} =$	9,86 MPa	\leq	10,75 MPa	$\frac{Y_n \cdot N_{sd}}{A_{cp} \cdot \sin^2 \theta} \leq 1,20 f_{cd}$	$\frac{N_{sk}}{A_{ce} \cdot n_g \cdot \sin^2 \theta} \leq \frac{0,43 f_{ck}}{Y_n}$
OK				OK					

Cálculo das armaduras principais			
Rsd(lados)=	835,96 kN	Bitola=	16 mm
As=	19,22 cm ²	Qtd barras=	10 barras
As,mín=	3,57 cm ²	As,adot=	20,1 cm ²
As,calc=	19,22 cm ²		
Verificação do comprimento de ancoragem			
lb,nec=	36,71 cm		
lb,min=	16,00 cm		
lb,disp=	50,00 cm		
OK			
Cálculo da armadura de pele			
As,lat,calc=	5,77 cm ²	Bitola=	12,5 mm
		Qtd barras=	5 barras
		As,lat,adot=	6,1 cm ²
s=	20 cm		
Qtd mín=	3,5 barras		
OK			

Cálculo da armadura complementar em malha			
As,malha,calc	4,02 cm ²	Bitola=	8 mm
		Qtd barras=	9 barras
		As,malha,adot=	4,50 cm ²

Quantitativos	
Volume de concreto	0,931 m ³
Peso de aço	57,18 Kg

Cálculo das armaduras principais	
$R_{sd} = 1,15 \cdot \frac{N_{sd}}{4d} \cdot \left(L - \frac{b_p}{2} \right)$	$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}}$

Verificação do comprimento de ancoragem	
$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}(0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$	

Cálculo da armadura de pele	
$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long} \\ 0,10\%A_{c,atma} \text{ (em cada face)} \end{cases}$	

Cálculo da armadura em malha	
$A_{s,malha} = 0,20 \cdot A_s$	

Fonte: elaborado pelo autor

Escolhe-se então as bitolas das armaduras e o programa retorna a quantidade de barras necessárias. Ao final, é apresentado um quantitativo de volume de concreto utilizado no bloco em m³ e peso de aço total das armaduras, em kg, como exposto na figura abaixo.

Figura 31 – Exemplo de 2 estacas: resultados

<i>RESULTADOS</i>			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	0,931 m ³
Número de barras	7 barras	Peso de aço	61,29 kg
Armadura de pele			
Bitola	12,5 mm		
Número de barras	5 barras		
Espaçamento	20,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	9 barras		

Fonte: elaborado pelo autor

Por fim, observa-se que, tanto as armaduras encontradas quanto as dimensões finais do bloco coincidem com o cálculo realizado manualmente no exemplo do Capítulo anterior, validando assim a planilha digital desenvolvida para blocos rígidos de 2 estacas.

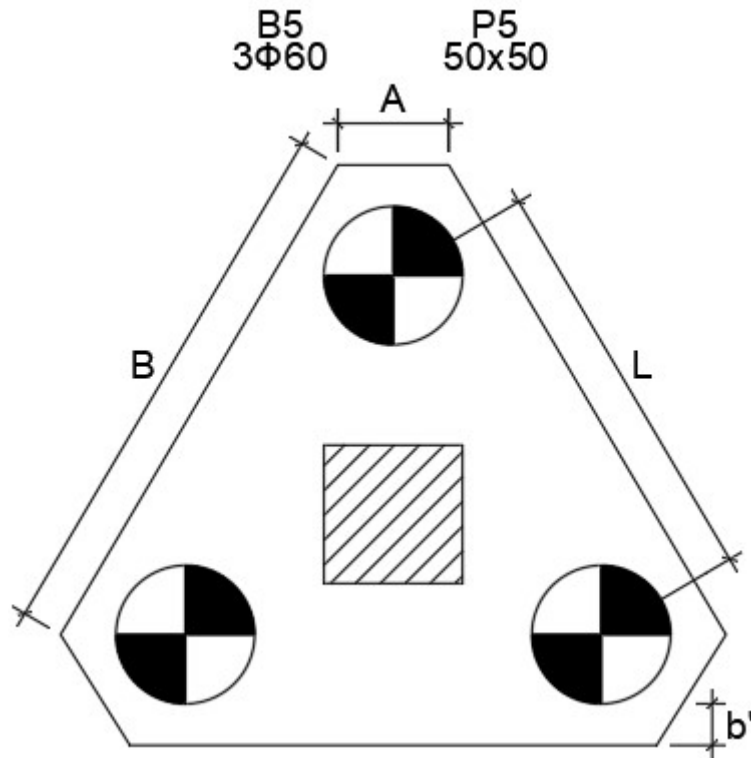
4.2 Bloco de 3 estacas

4.2.1 Cálculo manual

O bloco de coroamento B3 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P3 para as estacas e essas, posteriormente, para o solo. O pilar P3 tem dimensões 50 x 50 cm e uma carga axial máxima de 200 tf = 2000 kN. O concreto utilizado será de 30 MPa e o aço CA-50.

Para suportar a carga aplicada no pilar P3 foram determinadas três estacas com diâmetro de 60 cm cada. A figura 32 ilustra o conjunto de pilar P3 e bloco B3.

Figura 32 – Pilar “P3” e bloco “B3”



Fonte: elaborado pelo autor

Dimensões do bloco

Distância entre estacas:

$$L = 3,0 * 60 = 180 \text{ cm}$$

A distância L adotada será de 180 cm.

Dimensões dos lados do bloco, utilizando b' de 15cm:

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \left(\frac{60}{2} + 15 \right) = 52 \text{ cm}$$

$$B = 180 + 52 = 232 \text{ cm}$$

Dimensionamento da altura do bloco, adotando um cobrimento de 5 cm:

$$tg45^\circ * \left(\frac{180\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 50 \right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{180\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 50 \right)$$

$$88,9 \text{ cm} \leq d \leq 127 \text{ cm}$$

$$94 \text{ cm} \leq h \leq 132 \text{ cm}$$

Altura do bloco pelo critério de bloco rígido:

$$h = \frac{232 - 50}{3} = 60,7 \text{ cm}$$

Adota-se então uma altura $h = 100 \text{ cm}$, sendo então a altura útil de $d = 95 \text{ cm}$, compatível com todos os critérios apresentados.

Cálculo da inclinação efetiva das bielas:

$$\theta = tg^{-1} \frac{95}{\left(\frac{180\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 50 \right)} = 46,89 \text{ graus}$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

Verificação junto ao pilar:

$$\frac{1,2 * 1,4 * 2000000}{(500 * 500) * sen^2 46,89} \leq 1,50 * 30 / 1,4$$

$$25,22 \text{ MPa} \leq 32,14 \text{ MPa}$$

Verificação junto às estacas:

$$\frac{2000000}{\left(\Pi * \frac{600^2}{4} \right) * 3 * sen^2 46,89} \leq \frac{0,43 * 30}{1,2}$$

$$4,42 \text{ MPa} \leq 10,75 \text{ MPa}$$

Tem-se então que, tanto junto ao pilar, quanto junto às estacas, o bloco atende à verificação de compressão nas bielas.

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Cálculo dos esforços e armadura de tração principal disposta segundo os lados:

$$R_{sd,lados} = \frac{2000 * 1,4}{9 * 0,95} \left(1,80 - \frac{0,50}{2} \right) = 507,60 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{507,60}{43,5} = 11,67 \text{ cm}^2$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,0015 * 0,85 * 60 * 100 = 7,65 \text{ cm}^2$$

No bloco calculado será adotado 4 barras de 20 mm, resultando em uma área de aço efetiva de $A_{s,ef} = 12,56 \text{ cm}^2$.

Verificação do comprimento de ancoragem da armadura principal:

$$l_{b,nec} = 24 * 2 * \frac{11,67}{12,56} = 44,6 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$f_{ctd} = 0,15 * 30^{2/3} = 1,448$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,448 = 3,258$$

$$l_b = \frac{2}{4} * \frac{43,5}{3,258} = 6,67$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é:

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 * 6,67 = 2,0 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 * 2 = 20 \text{ cm} \\ 100\text{mm} = 10\text{cm} \end{cases}$$

Comprimento de ancoragem efetivo:

$$l_{b,ef} = (15 - 5) + 60 = 70 \text{ cm}$$

Logo, o comprimento de ancoragem efetivo satisfaz os critérios de comprimento de ancoragem mínimo e necessário.

Armadura de pele

Cálculo da armadura de pele do bloco:

$$b_{fic} = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

$$Ac_{,alma} = 90 * 100 = 9000 \text{ cm}^2$$

A armadura de pele utilizada deve ser a maior entre os valores encontrados abaixo:

$$As_{,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * As_{,long} = 0,3 * 12,56 = 3,77 \text{ cm}^2 \\ 0,10\%Ac_{,alma} = 0,001 * 9000 = 9,0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Logo, adotamos 5 barras de 16 mm, totalizando uma área de aço de 10,05 cm².
Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} 95/3 = 31,67 \text{ cm} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

Logo, adotamos um espaçamento de 20 cm.

Armadura complementar em malha

Cálculo da armadura complementar em malha:

$$As_{,malha} = 0,20 * 12,56 = 2,51 \text{ cm}^2$$

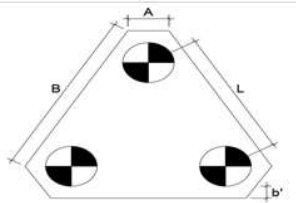
Logo, adotamos 6 barras de 8 mm, totalizando uma área de aço de 3,0 cm².

4.2.2 Cálculo automatizado

Inserem-se os dados do exemplo resolvido manualmente no Capítulo anterior na aba de “Dados e Resultados”. Após a planilha apresentar a faixa de altura recomendada na célula “Altura do bloco”, escolhe-se então uma altura de bloco que esteja dentro desses limites. A altura adotada foi de 1,00m.

Figura 33 – Exemplo de 3 estacas: entrada de dados

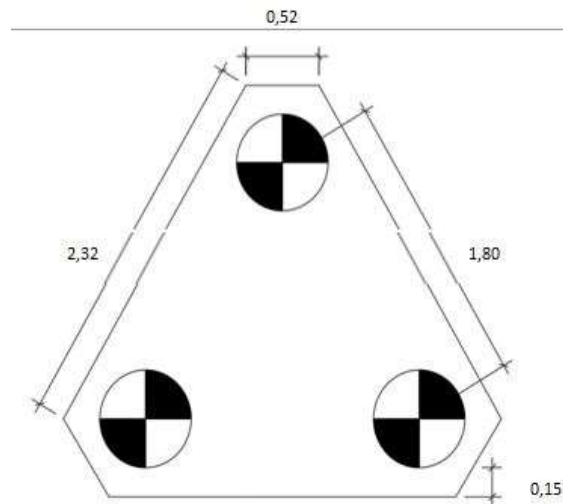
Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,50 m
Número de estacas	3 estacas	Dimensão y do pilar	0,50 m
Diâmetro das estacas	0,60 m	Esforço normal no pilar	2000 kN
Carga admissível da estaca	1000 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	$0,94 < h < 1,32$
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	1,00 m



Fonte: elaborado pelo autor

Na aba de “Cálculo” o programa expõe o bloco em questão com suas respectivas dimensões.

Figura 34 – Exemplo de 3 estacas: dimensões do bloco



Fonte: elaborado pelo autor

Todos os cálculos do dimensionamento, bem como suas respectivas equações utilizadas, podem ser conferidos na aba “Cálculo”. Todas as verificações de erro foram atendidas e nenhum problema foi encontrado.

Figura 35 – Exemplo de 3 estacas: demonstração dos cálculos “a”

Dimensões	
L _{mín} =	1,80 m
L=	1,80 m
Dimensões recomendadas do bloco	
A=	0,52 m
B=	2,32 m
Balanço livre =	0,15 m
OK	

Distância entre estacas
$L = 2,5 d_E$ (para estacas pré moldadas);
$L = 3,0 d_E$ (para estacas moldadas in loco).

Reações nas estacas	
Rest=	666,67 kN
OK	

Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	Limite do ângulo de inclinação de bielas
h >= 0,61 m	h >= 0,94 m
h >= 0,61 m	h <= 1,32 m
h recomendado	
0,94 < h < 1,32	
h adotado	
h = 1,00 m	
OK	

Determinação da altura do bloco	
Critério do bloco rígido	
$h = \frac{B - b_p}{3}$	
Limite do ângulo de inclinação das bielas	
$tg45^\circ \cdot \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b \right) \leq d \leq tg55^\circ \cdot \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b \right)$	

Determinação da inclinação efetiva da biela	
Φ=	46,89 graus
OK	

Inclinação efetiva da biela	
$\theta = tg^{-1} \frac{d}{\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3b' \right)}$	

Fonte: elaborado pelo autor

Figura 36 – Exemplo 3 estacas demonstração dos cálculos “b”

Verificação das tensões de compressão nas bielas				Tensões de compressão	
Junto ao pilar		Junto à estaca		Junto ao pilar	Junto às estacas
$\sigma_{c,biela} =$	25,22	\leq	32,14	$\frac{Y_n + N_{sd}}{A_{CP} + \text{sen}^2\theta} \leq 1,50f_{cd}$	$\frac{N_{sk}}{A_{cE} + n_E + \text{sen}^2\theta} \leq \frac{0,43f_{ck}}{Y_n}$
	MPa		MPa		
OK		OK			

Cálculo das armaduras principais			
Rsd(lados)=	507,60 kN	Bitola=	16 mm
As=	11,67 cm ²	Qtd barras=	6 barras
As,min=	7,65 cm ²	As,adot=	12,06 cm ²
As,calc=	11,67 cm ²		
Verificação do comprimento de ancoragem			
lb,nec=	37,16 cm		
lb,min=	16,00 cm		
lb,disp=	70,00 cm		
OK			

Cálculo da armadura de pele			
As,lat,calc=	9,00 cm ²	Bitola=	12,5 mm
		Qtd barras=	8 barras
		As,lat,adot=	9,76 cm ²
s=	20 cm		
Qtd mín=	5 barras	OK	

Cálculo da armadura complementar em malha			
As,malha,calc	2,41 cm ²	Bitola=	8 mm
		Qtd barras=	5 barras
		As,malha,adot=	2,50 cm ²

Quantitativos	
Volume de concreto	4,533 m ³
Peso de aço	120,78 Kg

Cálculo das armaduras principais	
$R_{sd,lados} = \frac{N_{sd}}{9d} \left(L - \frac{b_p}{2} \right)$	$A_s = \frac{R_{sd,lados}}{f_{yd}}$

Verificação do comprimento de ancoragem	
$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} (0,3l_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$	

Cálculo da armadura de pele	
$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long} \\ 0,10\%A_{c,alma} \text{ (em cada face)} \end{cases}$	

Cálculo da armadura em malha	
$A_{s,malha} = 0,20 \cdot A_s$	

Fonte: elaborado pelo autor

Escolhe-se então as bitolas das armaduras e o programa retorna a quantidade de barras necessárias. Ao final, é apresentado um quantitativo de volume de concreto utilizado no bloco em m³ e peso de aço total das armaduras, em kg, como exposto na figura 37.

Figura 37 – Exemplo de 3 estacas: resultados

<i>RESULTADOS</i>			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	4,533 m ³
Número de barras	4 barras	Peso de aço	127,77 kg
Armadura de pele			
Bitola	16 mm		
Número de barras	5 barras		
Espaçamento	20,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	6 barras		

Fonte: elaborado pelo autor

Por fim, observa-se que, tanto as armaduras encontradas quanto as dimensões finais do bloco coincidem com o cálculo realizado manualmente, validando assim a planilha digital desenvolvida para blocos rígidos de 3 estacas.

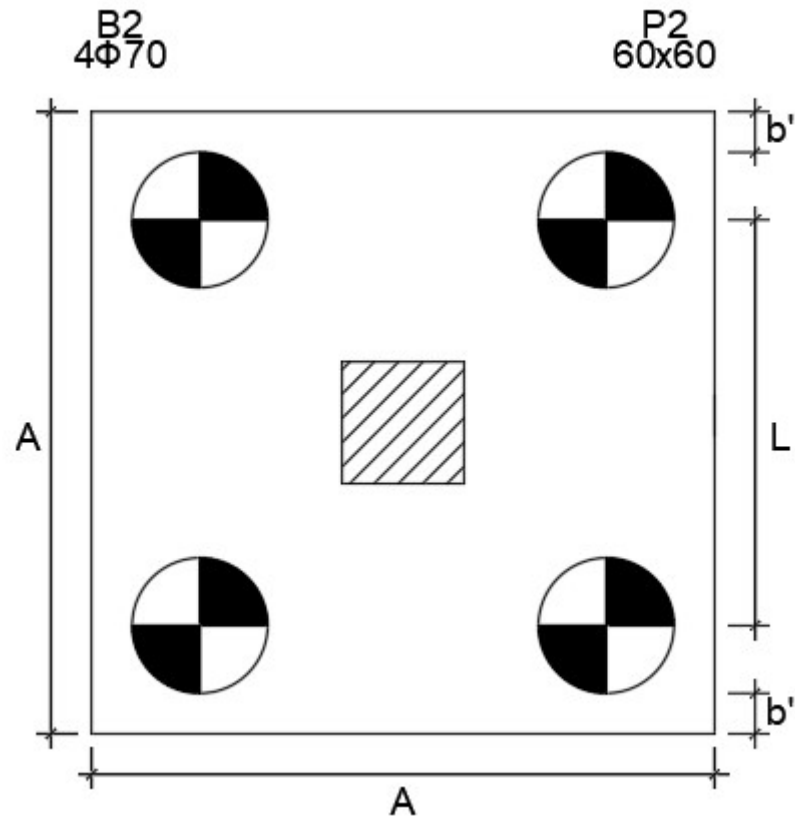
4.3 Bloco de 4 estacas

4.3.1 Cálculo manual

O bloco de coroamento B4 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P4 para as estacas e essas, posteriormente, para o solo. O pilar P4 tem dimensões 60 x 60 cm e uma carga axial máxima de 250 tf = 2500 kN. O concreto utilizado será de 30 MPa e o aço CA-50.

Para suportar a carga aplicada no pilar P4 foram determinadas quatro estacas com diâmetro de 70 cm cada. A figura 38 ilustra o conjunto de pilar P4 e bloco B4.

Figura 38 – Pilar “P4” e bloco “B4”



Fonte: elaborado pelo autor

Dimensões do bloco

Distância entre estacas:

$$L = 3,0 * 70 = 210 \text{ cm}$$

A distância L adotada será de 210 cm.

Dimensões totais dos lados do bloco, utilizando b' de 15 cm:

$$A = 210 + 70 + 2 * 15 = 310 \text{ cm}$$

Dimensionamento da altura do bloco, adotando um cobertura de 5 cm:

$$tg45^\circ * \left(\frac{210\sqrt{2}}{2} - \frac{60\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{210\sqrt{2}}{2} - \frac{60\sqrt{2}}{4} \right)$$

$$127,3 \text{ cm} \leq d \leq 181,8 \text{ cm}$$

$$132 \text{ cm} \leq h \leq 187 \text{ cm}$$

Altura do bloco pelo critério de bloco rígido, apresentado pela equação 0:

$$h = \frac{310 - 60}{3} = 83,33 \text{ cm}$$

Adota-se então uma altura $h = 140 \text{ cm}$, sendo então a altura útil de $d = 135 \text{ cm}$, compatível com todos os critérios apresentados.

Cálculo da inclinação efetiva das bielas:

$$\theta = tg^{-1} \left(\frac{135}{\left(\frac{210\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} * 60 \right)} \right) = 46,69 \text{ graus}$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

Verificação junto ao pilar:

$$\frac{1,2 * 1,4 * 2500000}{600 * 600 * sen^2 46,69} \leq 1,80 * 30 / 1,4$$

$$22,03 \text{ MPa} \leq 38,57 \text{ MPa}$$

Verificação junto às estacas:

$$\frac{2500000}{\Pi * \frac{700^2}{4} * 4 * sen^2 46,69} \leq \frac{0,43 * 30}{1,2}$$

$$3,07 \text{ MPa} \leq 10,75 \text{ MPa}$$

Tem-se então que, tanto junto ao pilar, quanto junto às estacas, o bloco atende à verificação de compressão nas bielas.

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Cálculo dos esforços e armadura de tração principal disposta segundo os lados:

$$R_{sd(lados)} = \frac{1,4 * 2500}{8 * 135} \left(210 - \frac{60}{2} \right) = 583,33 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{583,33}{43,5} = 13,41 \text{ cm}^2$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,0015 * 0,85 * 70 * 140 = 12,49 \text{ cm}^2$$

No bloco calculado será adotado 5 barras de 20 mm, resultando em uma área de aço efetiva de $A_{s,ef} = 15,7 \text{ cm}^2$.

Verificação do comprimento de ancoragem da armadura principal:

$$l_{b,nec} = 24 * 2 * \frac{13,41}{15,7} = 41,0 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$f_{ctd} = 0,15 * 30^{2/3} = 1,448$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,448 = 3,258$$

$$l_b = \frac{2}{4} * \frac{43,5}{3,258} = 6,67$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é:

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 * 6,67 = 2,0 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 * 2 = 20 \text{ cm} \\ 100\text{mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Comprimento de ancoragem efetivo:

$$l_{b,ef} = (15 - 5) + 70 = 80 \text{ cm}$$

Logo, o comprimento de ancoragem efetivo satisfaz os critérios de comprimento de ancoragem mínimo e necessário.

Armadura de pele

Cálculo da armadura de pele do bloco:

$$b_{fic} = 70 + 2 * 15 = 100 \text{ cm}$$

$$Ac_{alma} = 100 * 140 = 14000 \text{ cm}^2$$

A armadura de pele utilizada deve ser a maior entre os valores encontrados abaixo:

$$As_{,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * As_{,long} = 0,3 * 15,7 = 4,71 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% Ac_{,alma} = 0,001 * 14000 = 14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Logo, adotamos 7 barras de 16 mm, totalizando uma área de aço de 14,07 cm².

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} 135/3 = 45 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, adotamos um espaçamento de 20 cm.

Armadura complementar em malha

Cálculo da armadura complementar em malha:

$$As_{,malha} = 0,20 * 15,7 = 3,14 \text{ cm}^2$$

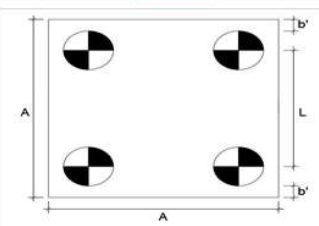
Logo, adotamos 7 barras de 8 mm, totalizando uma área de aço de 3,50 cm².

4.3.2 Cálculo automatizado

Inserir-se os dados do exemplo resolvido manualmente no Capítulo anterior na aba de “Dados e Resultados”. Após a planilha apresentar a faixa de altura recomendada na célula “Altura do bloco”, escolhe-se então uma altura de bloco que esteja dentro desses limites. A altura adotada foi de 1,40m.

Figura 39 – Exemplo de 4 estacas: entrada de dados

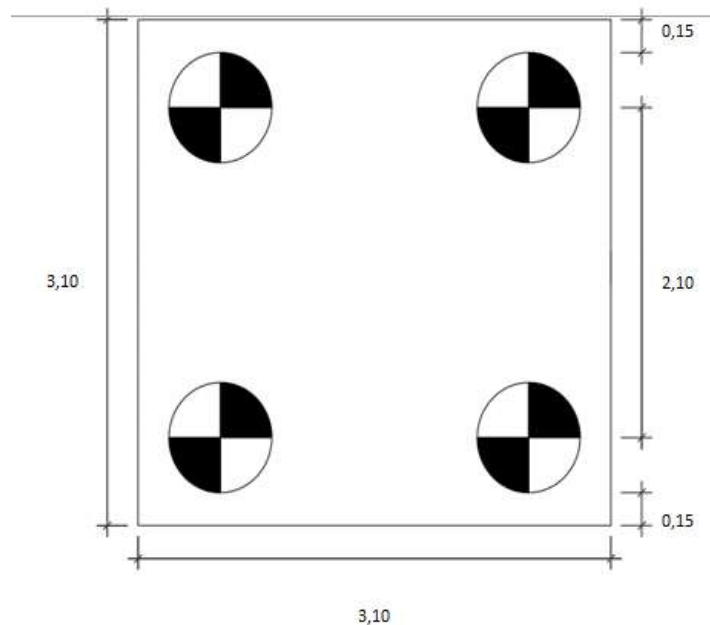
Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,60 m
Número de estacas	4 estacas	Dimensão y do pilar	0,60 m
Diâmetro das estacas	0,70 m	Esforço normal no pilar	2500 kN
Carga admissível da estaca	1700 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	1,32 < h < 1,87
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	1,40 m



Fonte: elaborado pelo autor

Na aba de “Cálculo” o programa expõe o bloco em questão com suas respectivas dimensões.

Figura 40 – Exemplo de 4 estacas: dimensões do bloco



Fonte: elaborado pelo autor

Escolhe-se então as bitolas das armaduras e o programa retorna a quantidade de barras necessárias. Ao final, é apresentado um quantitativo de volume de concreto utilizado no bloco em m³ e peso de aço total das armaduras, em kg, como exposto na figura abaixo.

Figura 41 – Exemplo 4 estacas: resultados

<i>RESULTADOS</i>			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	13,454 m ³
Número de barras	5 barras	Peso de aço	310,70 kg
Armadura de pele			
Bitola	16 mm		
Número de barras	7 barras		
Espaçamento	20,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	7 barras		

Fonte: elaborado pelo autor

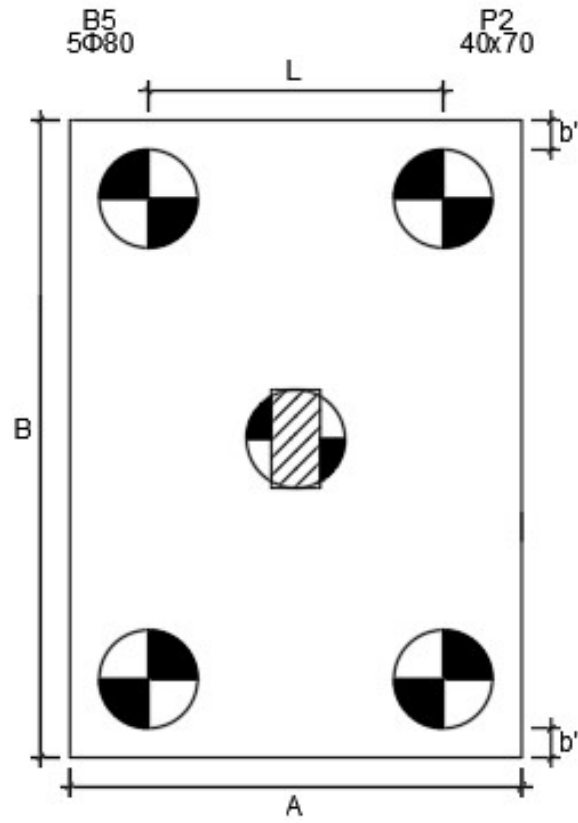
Por fim, observa-se que, tanto as armaduras encontradas quanto as dimensões finais do bloco coincidem com o cálculo realizado manualmente no exemplo do Capítulo anterior, validando assim a planilha digital desenvolvida para blocos rígidos de 4 estacas.

4.4 Bloco de 5 estacas

O bloco de coroamento B5 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P5 para as estacas e essas, posteriormente, para o solo. O pilar P5 tem dimensões 40 x 70 cm e uma carga axial máxima de 300 tf = 3000 kN. O concreto utilizado será de 30 MPa e o aço CA-50.

Para suportar a carga aplicada no pilar P5 foram determinadas cinco estacas com diâmetro de 80 cm cada. A figura 42 ilustra o conjunto de pilar P5 e bloco B5.

Figura 42 – Pilar “P5” e bloco “B5”



Fonte: elaborado pelo autor

4.4.1 Cálculo manual

Dimensões do bloco

Distância entre estacas:

$$L = 3,0 * 80 = 240 \text{ cm}$$

A distância L adotada será de 240 cm.

Dimensões totais dos lados do bloco, utilizando b' de 15 cm:

$$A = 240 + 80 + 2 * 15 = 350 \text{ cm}$$

$$B = 240\sqrt{2} + 80 + 2 * 15 = 450 \text{ cm}$$

Dimensionamento da altura do bloco, adotando um cobrimento de 5 cm:

$$tg45^\circ * \left(\frac{240\sqrt{2}}{2} - \frac{40\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq tg55^\circ * \left(\frac{240\sqrt{2}}{2} - \frac{40\sqrt{2}}{4} \right)$$

$$155,6 \text{ cm} \leq d \leq 222,2 \text{ cm}$$

$$161 \text{ cm} \leq h \leq 227 \text{ cm}$$

Altura do bloco pelo critério de bloco rígido:

$$h = \frac{350 - 40}{3} = 103,33 \text{ cm}$$

Adota-se então uma altura $h = 170 \text{ cm}$, sendo então a altura útil de $d = 165 \text{ cm}$, compatível com todos os critérios apresentados.

Cálculo da inclinação efetiva das bielas:

$$\theta = tg^{-1} \left(\frac{165}{\left(\frac{240\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} * 40 \right)} \right) = 46,69 \text{ graus}$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas

Verificação junto ao pilar:

$$\frac{4/5 * 1,2 * 1,4 * 3000000}{400 * 700 * sen^2 46,69} \leq 1,80 * 30/1,4$$

$$27,20 \text{ MPa} \leq 38,57 \text{ MPa}$$

Verificação junto às estacas:

$$\frac{3000000}{\pi * \frac{800^2}{4} * 5 * sen^2 46,69} \leq \frac{0,43 * 30}{1,2}$$

$$2,25 \text{ MPa} \leq 10,75 \text{ MPa}$$

Tem-se então que, tanto junto ao pilar, quanto junto às estacas, o bloco atende à verificação de compressão nas bielas.

Dimensionamento das armaduras

Armadura principal

Cálculo dos esforços e armadura de tração principal disposta segundo os lados:

$$R_{sd(diag)} = \frac{1,4 * 3000\sqrt{2}}{8 * 165} \left(240 - \frac{40}{2} \right) = 989,95 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{989,95}{43,5} = 22,76 \text{ cm}^2$$

Verificação da armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,0015 * 0,85 * 80 * 170 = 17,34 \text{ cm}^2$$

No bloco calculado será adotado 8 barras de 20 mm, resultando em uma área de aço efetiva de $A_{s,ef} = 25,12 \text{ cm}^2$.

Verificação do comprimento de ancoragem da armadura principal:

$$l_{b,nec} = 24 * 2 * \frac{22,76}{25,12} = 43,49 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$f_{ctd} = 0,15 * 30^{2/3} = 1,448$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * f_{ctd} = 3,258$$

$$l_b = \frac{2}{4} * \frac{43,5}{3,258} = 6,67$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é:

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 * 6,67 = 2,0 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 * 2 = 20 \text{ cm} \\ 100\text{mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Comprimento de ancoragem efetivo:

$$l_{b,ef} = (15 - 5) + 80 = 90 \text{ cm}$$

Logo, o comprimento de ancoragem efetivo satisfaz os critérios de comprimento de ancoragem mínimo e necessário.

Armadura de pele

Cálculo da armadura de pele do bloco:

$$b_{fic} = 80 + 2 * 15 = 110 \text{ cm}$$

$$Ac_{alma} = 110 * 170 = 18700 \text{ cm}^2$$

A armadura de pele utilizada deve ser a maior entre os valores encontrados abaixo:

$$As_{,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * As_{,long} = 0,3 * 25,12 = 7,54 \text{ cm}^2 \\ 0,10\%Ac_{,alma} = 0,001 * 18700 = 18,7 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Logo, adotamos 10 barras de 16 mm, totalizando uma área de aço de 20,1 cm².

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} 165/3 = 55 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, adotamos um espaçamento de 20 cm.

Armadura complementar em malha

Cálculo da armadura complementar em malha:

$$A_{s, malha} = 0,20 * 25,12 = 5,02 \text{ cm}^2$$

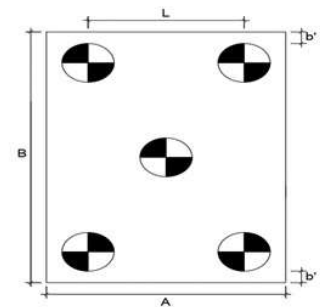
Logo, adotamos 11 barras de 8 mm, totalizando uma área de aço de 5,50 cm².

4.4.2 Cálculo automatizado

Inserir-se os dados do exemplo resolvido manualmente no Capítulo anterior na aba de “Dados e Resultados”. Após a planilha apresentar a faixa de altura recomendada na célula “Altura do bloco”, escolhe-se então uma altura de bloco que esteja dentro desses limites. A altura adotada foi de 1,70m.

Figura 43 – Exemplo 5 estacas: entrada de dados

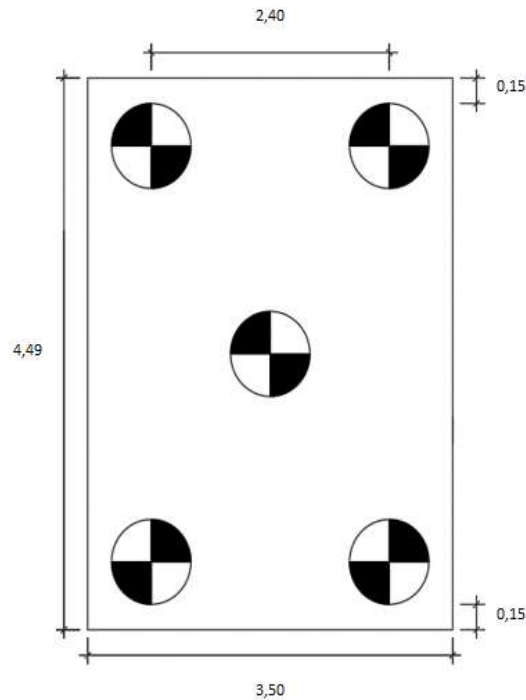
Dados e Resultados		Cálculo	
Dados preliminares estacas		Dados do pilar	
Tipo de estaca	Moldada no local	Dimensão x do pilar	0,40 m
Número de estacas	5 estacas	Dimensão y do pilar	0,70 m
Diâmetro das estacas	0,80 m	Esforço normal no pilar	3000 kN
Carga admissível da estaca	2000 kN		
Concreto e aço		Altura do bloco	
Fck do concreto	30 MPa	Altura do bloco recomendada	1,61 < h < 2,27
Tipo de aço	CA50	Altura do bloco adotada	1,70 m



Fonte: elaborado pelo autor

Na aba de “Cálculo” o programa expõe o bloco em questão com suas respectivas dimensões.

Figura 44 – Exemplo 5 estacas: dimensões do bloco



Fonte: elaborado pelo autor

Escolhe-se então as bitolas das armaduras e o programa retorna a quantidade de barras necessárias. Ao final, é apresentado um quantitativo de volume de concreto utilizado no bloco em m^3 e peso de aço total das armaduras, em kg, como exposto na figura 45.

Figura 45 – Exemplo 5 estacas: resultados

RESULTADOS			
Armaduras principais		Quantitativos	
Bitola	20 mm	Volume de concreto	26,775 m^3
Número de barras	8 barras	Peso de aço	608,78 kg
Armadura de pele			
Bitola	16 mm		
Número de barras	10 barras		
Espaçamento	20,00 cm		
Armadura complementar em malha			
Bitola	8 mm		
Número de barras	11 barras		

Fonte: elaborado pelo autor

Por fim, observa-se que, tanto as armaduras encontradas quanto as dimensões finais do bloco coincidem com o cálculo realizado manualmente no exemplo do Capítulo anterior, validando assim a planilha digital desenvolvida para blocos rígidos de 5 estacas.

5 CONCLUSÃO

No presente trabalho foi proposta a criação de uma planilha digital em formato Excel para dimensionamento de blocos rígidos de fundação sobre estacas para blocos de duas estacas (em linha), três estacas (triangular), quatro estacas (quadrangular) e cinco estacas (retangular).

Para o desenvolvimento do mesmo fez-se uma pesquisa bibliográfica e foram mencionados distintos autores que contribuíram para o estudo da engenharia de fundações. Com isso, foi apresentado um material teórico importante para a compreensão do tema. Para a realização dos passos do dimensionamento foi utilizado o Método de Bielas e Tirantes, que consiste na transmissão dos esforços do pilar para as estacas por meio de bielas comprimidas de concreto e tirantes tracionados, onde é posicionada a armadura principal da peça.

Para contribuir no entendimento do tema foram realizados exemplos manuais do dimensionamento para as quatro disposições de estacas propostas. Após isso, os exemplos foram inseridos na planilha e os resultados comparados indicaram que ela apresentou as mesmas dimensões de bloco em planta e mesmas quantidades de armadura. Dessa forma, concluiu-se que a ferramenta apresenta um dimensionamento válido segundo o método de Bielas e Tirantes.

Ao final, deu-se como concluído o objetivo do trabalho de estudar e dimensionar blocos rígidos de fundação sobre estacas, bem como criar uma ferramenta que possa ser utilizada a nível acadêmico pelos alunos da Engenharia Civil que estejam estudando o assunto, proporcionando um material que possa contribuir para o aprendizado, servindo como meio de consulta.

5.1 Sugestão para trabalhos futuros:

Como sugestão para trabalhos futuros na área de Engenharia Civil de Fundações, a fim de complementar este trabalho, destaca-se:

- Considerar os efeitos do momento fletor na base do pilar para o dimensionamento dos blocos rígidos de fundação;
- Implementar o dimensionamento proposto em uma linguagem de programação, criando um software ou site individual a fim de facilitar e aprimorar a experiência do usuário;
- Expandir o dimensionamento para diferentes configurações de estacas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019

TOMAZ, Aclay Gabriel da Silva. **Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas**. Dissertação de mestrado, Vitória, 2016.

CAMPOS, Joao Carlos de. **Elementos de Fundações em Concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. São Paulo: Pini, 2009.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2010.

FALCONI, Frederico. **Fundações: teoria e prática**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

SIMONATO, Gustavo. **Programa computacional para dimensionamento e detalhamento de blocos rígidos**. Porto Alegre, Trabalho de conclusão de curso, 2015

CARVALHO, Matheus Lopes de. **Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação**. São Paulo, dissertação de mestrado, 2018.