

**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL**

**ALEXANDRE VINICIUS PEREIRA DA SILVA**

**BRUNO HENRIQUE DOS SANTOS GONÇALVES**

**ANÁLISE SEMIEMPÍRICA E COMPUTACIONAL DE  
FUNDAÇÕES**

**PUBLICAÇÃO Nº: 25**

**GOIANÉSIA / GO**

**2018**



**ALEXANDRE VINICIUS PEREIRA DA SILVA  
BRUNO HENRIQUE DOS SANTOS GONÇALVES**

**ANÁLISE SEMIEMPÍRICA E COMPUTACIONAL DE  
FUNDAÇÕES**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO  
AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE  
EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA.**

**ORIENTADOR: IGOR CÉZAR SILVA BRAGA**

**GOIANÉSIA / GO**

**2018**

## FICHA CATALOGRÁFICA

GONÇALVES, Bruno Henrique dos Santos; SILVA, Alexandre Vinicius Pereira da.

ANÁLISE EMPÍRICA E COMPUTACIONAL DE FUNDAÇÕES.

xi, 129P, 210 x 297 mm (ENC/FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

### REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GONÇALVES, Bruno Henrique dos Santos; SILVA, Alexandre Vinicius Pereira da. Análise semiempírica e computacional de fundações. TCC, Publicação ENC. PF-001A/07, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, GO, 129p. 2018.

### CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Alexandre Vinicius Pereira da Silva; Bruno Henrique dos Santos Gonçalves

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:  
Análise semiempírica e computacional de fundações.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil      ANO: 2018

É concedida à Faculdade Evangélica de Goianésia a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Alexandre Vinicius Pereira da Silva

Rua Ipê – Parque Araguaia

Goianésia – GO – Brasil

---

Bruno Henrique dos Santos Gonçalves

Rua 31 – Bairro Carrilho

Goianésia – GO – Brasil

# ANÁLISE SEMIEMPÍRICA E COMPUTACIONAL DE FUNDAÇÕES

ALEXANDRE VINICIUS PEREIRA DA SILVA

BRUNO HENRIQUE DOS SANTOS GONÇALVES

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.

APROVADO POR:

---

IGOR CÉZAR SILVA BRAGA, M. Sc.  
(FACEG) (ORIENTADOR)

---

DANIELLY LUZ ARAÚJO DE MORAIS, M. Sc.  
(FACEG) (EXAMINADOR INTERNO)

---

ROBSON DE OLIVEIRA FÉLIX, Esp. (FACEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)

**GOIANÉSIA/GO, 07 de Dezembro de 2018**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos primeiramente a Deus, às nossas famílias por todo apoio provido durante todo o curso, agradecemos também todas as pessoas que nos ajudaram nos momentos difíceis dessa jornada, a empresa S&S Engenharia por fornecer os dados SPT, a todos os professores que passaram um pouco dos seus ensinamentos, não só a respeito das matérias da faculdade, mas também a respeito da vida.

Agradecemos a todos nossos amigos pelo companheirismo e apoio ao longo de todo o curso, em especial Célio Cândido, Jefferson Calixto, Kennety Anderson e Lucas dos Santos. Agradecemos também à Luciana Natalina pelo suporte durante este trabalho.

Agradecemos não somente às pessoas próximas, mas também as que passaram por nossas vidas ao longo desses árduos anos, que contribuíram bastante para o nosso crescimento com suas experiências de vida, o que nos fez o que somos hoje.

Agradecemos à professora M. Sc. Danielly Luz Araújo de Moraes e ao professor Esp. Robson de Oliveira Félix pela paciência e disposição não só durante este TCC, mas durante todo o curso, e especialmente ao nosso professor e orientador M. Sc. Igor César Silva Braga por nos prover total apoio durante a execução do mesmo.

## RESUMO

*Softwares* são muito utilizados na engenharia civil para a facilitação e agilidade na hora de dimensionar uma construção, o que ocasiona pouca utilização de métodos semisempíricos, antes muito utilizados para o dimensionamento. Vendo o fato dessa transição de escolhas do método semisempírico para o computacional, esse trabalho veio com o intuito de demonstrar se há divergência dos resultados do método computacional para o semiempírico, para isso é utilizada uma edificação dando foco na análise e dimensionamento de fundações.

No método computacional foram estudados dois parâmetros, o primeiro sem considerar a estrutura sofrendo efeitos de desaprumo, vento e imperfeições (computacional 1), e o outro teste da mesma estrutura com todos estes efeitos na estrutura (computacional 2), e também analisado o método semiempírico onde foi utilizado o método de *Blévoit* para o dimensionamento dos blocos, e *Décourt-Quaresma* e *Aoki-Velloso* para o cálculo de ruptura do solo. Para início foi selecionada para ser utilizada neste trabalho estaca Strauss de  $\phi$  25 cm.

Após a obtenção dos resultados dos cálculos, foi feita uma análise da causa da divergência ou igualdade dos cálculos expostos em tabelas e gráficos, explicando o motivo do resultado final. Onde notou-se uma maior diferença no resultado da área de aço entre as três análises, o método semiempírico correspondeu a uma quantia menor de aço comparado aos outros dois testes, e uma razoável diferença de aço entre as duas análises computacionais.

Ao não marcar os itens listados anteriormente (desaprumo imperfeição e vento) geram as divergências encontradas na comparação dos métodos computacional 1 com o computacional 2, onde nos cálculos há uma diminuição da carga calculada pelo programa na análise da estrutura, o que ocasiona uma mudança em relação a quantidade de blocos de 2 e 3 estacas. No que se diz respeito ao computacional 1 comparando com o semiempírico notou-se uma grande divergência na área de aço, as dimensões calculadas para os blocos são similares, e os outros parâmetros (fôrmas, volume de escavação e volume de concreto) foram parecidos.

O que gera divergência entre o computacional 1 e o semiempírico são os métodos utilizados no cálculo, onde o computacional leva em conta além da análise da carga vertical no bloco, o peso próprio do bloco, carregamento vertical do pórtico e ação do binário, o semiempírico leva em conta somente a carga vertical da estrutura no bloco. Com isso pode-se afirmar que o método computacional 2 é melhor por analisar mais parâmetros de

dimensionamento, tanto em comparação ao computacional 1 como o semiempírico.

**Palavras-chave:** fundação; semiempírico; computacional; área de aço.

## ABSTRACT

Softwares are very used in civil engineering in order to facilitate and speed up when sizing a construction, what makes little using of empirical methods, which were very used to size before. Seeing the fact of this choices transition from empirical to computational methods, this work came with the intent to demonstrate if there is divergence of results between empirical and computational methods, for this it's used a edification focusing the analyze and foundation sizing.

In computation method, two factors were studied, the first one without considering the structure suffering disappoint, wind and imperfections effects (computation 1) and the other test of the same structure with all this effects in structure(computation 2) and too analyzed the empirical method where was used Blévoit method to size the blocks and Décourt-Quaresma and Aoki-Velloso to the break piles calculation based on the ground. To start, it was selected to be used in this work a  $\phi$  25 cm Strauss piles.

After the getting the calculations results, it was made an analyze about the cause of the divergence or equality of the calculations exposed in tables and graphics explaining the reason of the end result, where it was noticed a bigger difference in the steel area result among the three analyses, the empirical method has corresponded to a smaller portion compared to the other two tests and a reasonable different between the two computations analyses.

By not marking the items listed previously (disappoint, imperfections and wind), divergences are created which were found in cooperation of the methods computations 1 with the computation 2, where the calculations there is a cargo calculation decrease by the program in the structure analyze, what cases the change in relation to quantity of 2 and 3 blocks. Concerning to computation 1 compared to the empirical, it was noticed a biggest divergence in the steel area, the calculated dimensions to the dimension are similar and the other parameters (shapes, excavation volume and concrete volume) were similar.

What makes the divergence between the computation 1 and the empirical are the methods used in the calculation, where the computation takes in account besides the vertical block load analyze, the block own weight, the portico vertical loading and the binary action. The empirical takes in account just the vertical loading of structure in the block. Thus, it can confirm that the computational 2 method is better for analyzing more size parameters both compared the computational 1 as the empirical one.

**Keyword:** foundation, empirical, computational, steel area



## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3. 1 – EXEMPLOS DE FUNDAÇÕES RASAS.....	6
FIGURA 3. 2 – RADIER DE SUPERFÍCIE.....	7
FIGURA 3. 3 - TIPOS DE SAPATAS.....	8
FIGURA 3. 4 - FUNDAÇÃO PROFUNDA JÁ ESCAVADA DO TIPO BROCA .....	8
FIGURA 3. 5 – EXEMPLO DE BLOCO DE COROAMENTO PARA TRANSFERÊNCIA DE CARGAS.....	9
FIGURA 3. 6 – CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS .....	10
FIGURA 3. 7 – PROPRIEDADES DA RESISTÊNCIA DA ESTACA.....	11
FIGURA 3. 8 – EXEMPLO DE DISPOSIÇÃO DE ESTACAS .....	18
FIGURA 3. 9 - DEMONSTRAÇÃO DAS BIELAS NO BLOCO .....	24
FIGURA 3. 10 – MODELO DA ARMADURA TRANSVERSAL .....	25
FIGURA 3. 11 – ESQUEMA DE ARMADURA EM BLOCO DE UMA ESTACA .....	26
FIGURA 3. 12 – ARMADURAS EM BLOCO DE UMA ESTACA.....	28
FIGURA 3. 13 – ARMADURAS PRINCIPAIS EM BLOCO DE DUAS ESTACAS .....	29
FIGURA 3. 14 – POLÍGONO DE FORÇAS EM BLOCO DE DUAS ESTACAS .....	30
FIGURA 3. 15 – RELAÇÃO BP E AP.....	34
FIGURA 3. 16 – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM.....	37
FIGURA 3. 17 – DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS .....	37
FIGURA 3. 18 – FORÇAS ATUANTES NO BLOCO DE TRÊS ESTACAS .....	39
FIGURA 3. 19 – ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO.....	42
FIGURA 3. 20 – FORÇAS ATUANTES NO BLOCO DE TRÊS ESTACAS .....	43
FIGURA 3. 21 – ARMADURA SUPERIOR E DE PELE .....	44
FIGURA 3. 22 – MEDIDAS EM BLOCO DE QUATRO ESTACAS.....	45
FIGURA 3. 23 – MEDIDAS EM BLOCO DE QUATRO ESTACAS.....	46
FIGURA 3. 24 – ARMADURA SEGUNDO OS LADOS .....	47
FIGURA 3. 25 – ESQUEMA DE BLOCO COM CINCO ESTACAS.....	49
FIGURA 3. 26 - DIMENSÕES DE BLOCO COM SEIS ESTACAS .....	50
FIGURA 3. 27 – PLANTO DE RUPTURA 1 - 1 .....	51
FIGURA 3. 28 - PLANTO DE RUPTURA 2 - 2.....	52
FIGURA 5. 1 - DIMENSÕES CALCULADAS .....	57

FIGURA 5. 2 - DIMENSÕES CALCULADAS .....	59
FIGURA 5. 3 - DIMENSÕES CALCULADAS .....	62
FIGURA 5. 4 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	64
FIGURA 5. 5 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	67
FIGURA 5. 6 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	70
FIGURA 5. 7 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	72
FIGURA 5. 8 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	74
FIGURA 5. 9 - DIMENSÕES OBTIDAS .....	77

## LISTA DE TABELAS

TABELA 3. 1 – VALORES DE $F_1$ E $F_2$ .....	13
TABELA 3. 2 – PARÂMETROS K E ALFA .....	14
TABELA 3. 3 – VALORES DO FATOR A EM FUNÇÃO DO TIPO DE ESTACA E DO TIPO DE SOLO .....	15
TABELA 3. 4 - VALORES DO FATOR B EM FUNÇÃO DO TIPO DE ESTACA E DO TIPO DE SOLO .....	16
TABELA 3. 5 - COEFICIENTE CARACTERÍSTICO DO SOLO C. ....	16
TABELA 3. 6 - CARGA ADMISSÍVEL E DIMENSÕES MÍNIMAS .....	17
TABELA 3. 7 - PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO .....	19
TABELA 3. 8 - COEFICIENTES $\Gamma_C$ E $\Gamma_S$ .....	21
TABELA 5. 1 – CARGA DE RUPTURA.....	54
TABELA 5. 2 - ARMADURA DAS ESTACAS .....	56
TABELA 5. 3 - DADOS CONSTRUTIVOS .....	56
TABELA 5. 4 - BITOLAS CALCULADAS .....	58
TABELA 5. 5 - DADOS CONSTRUTIVOS DOS BLOCOS DE UMA ESTACA.....	58
TABELA 5. 6 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	60
TABELA 5. 7 - DADOS CONSTRUTIVOS PARA OS BLOCOS DE 2 ESTACAS .....	61
TABELA 5. 8 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	63
TABELA 5. 9 - DADOS QUANTITATIVOS PARA OS BLOCOS DE 3 ESTACAS .....	63
TABELA 5. 10 - BITOLAS CALCULADAS PELO MÉTODO COMPUTACIONAL .....	65
TABELA 5. 11 - DADOS CONSTRUTIVOS DOS BLOCOS DE UMA ESTACA.....	66
TABELA 5. 12 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	67
TABELA 5. 13 - DADOS CONSTRUTIVOS PARA OS BLOCOS DE 2 ESTACAS .....	69
TABELA 5. 14 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	70
TABELA 5. 15 - DADOS QUANTITATIVOS PARA OS BLOCOS DE 3 ESTACAS .....	71
TABELA 5. 16 - BITOLAS CALCULADAS PELO MÉTODO COMPUTACIONAL .....	72
TABELA 5. 17 - DADOS CONSTRUTIVOS DOS BLOCOS DE UMA ESTACA.....	73
TABELA 5. 18 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	74
TABELA 5. 19 - DADOS CONSTRUTIVOS PARA OS BLOCOS DE 2 ESTACAS .....	76
TABELA 5. 20 - BITOLAS ENCONTRADAS .....	78

TABELA 5. 21 - DADOS QUANTITATIVOS PARA OS BLOCOS DE 3 ESTACAS .....	78
TABELA 5. 22 - QUANTITATIVO (COMPUTACIONAL 1) .....	79
TABELA 5. 23 - QUANTITATIVO (COMPUTACIONAL 2) .....	80
TABELA 5. 24 - QUANTITATIVO (SEMIEMPÍRICO) .....	81
TABELA 5. 25 - QUANTITATIVO GERAL .....	82

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
2.1	OBJETIVO GERAL .....	3
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
3.1	HISTÓRIA DAS FUNDAÇÕES .....	4
3.2	CONCEITO DE FUNDAÇÕES .....	5
<b>3.2.1</b>	<b>Fundações rasas .....</b>	<b>6</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Fundações profundas .....</b>	<b>8</b>
3.3	INVESTIGAÇÕES DO SUBSOLO .....	9
3.4	CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS .....	10
3.5	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS .....	11
<b>3.5.1</b>	<b>Método Aoki-Velloso .....</b>	<b>11</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Método Décourt - Quaresma .....</b>	<b>14</b>
3.6	ESTAQUEAMENTO .....	16
3.7	DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS .....	18
<b>3.7.1</b>	<b>Dimensionamento na compressão .....</b>	<b>20</b>
<b>3.7.2</b>	<b>Dimensionamento na tração .....</b>	<b>21</b>
<b>3.7.3</b>	<b>Dimensionamento à flexão simples e composta .....</b>	<b>22</b>
3.8	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS .....	23
<b>3.8.1</b>	<b>Teoria das bielas .....</b>	<b>24</b>
<b>3.8.2</b>	<b>Dimensionamento de bloco com uma estaca .....</b>	<b>25</b>
3.8.2.1	Disposição das armaduras de bloco com uma estaca .....	28
<b>3.8.3</b>	<b>Dimensionamento de bloco com duas estacas .....</b>	<b>28</b>
3.8.3.1	Altura útil.....	31
3.8.3.2	Armadura transversal no topo das estacas .....	32
3.8.3.3	Verificação da tensão de compressão das bielas .....	33
3.8.3.4	Armaduras construtivas .....	34

3.8.3.5	Ancoragem da armadura principal e comprimento do bloco .....	35
3.8.3.6	Disposição das armaduras .....	37
<b>3.8.4</b>	<b>Dimensionamento de bloco com três estacas</b> .....	<b>38</b>
3.8.4.1	Altura útil.....	39
3.8.4.2	Verificação das bielas .....	40
3.8.4.3.1	Armadura principal de tração .....	41
3.8.4.3.2	Armadura de suspensão .....	42
3.8.4.3.3	Armadura superior e de pele.....	43
<b>3.8.5</b>	<b>Dimensionamento de bloco com quatro estacas</b> .....	<b>44</b>
3.8.5.1	Armadura segundo as diagonais .....	46
3.8.5.2	Armadura segundo os lados.....	46
3.8.5.3	Armadura segundo os lados e segundo as diagonais .....	47
<b>3.8.6</b>	<b>Dimensionamento de bloco com cinco estacas</b> .....	<b>48</b>
3.8.6.1	Armadura segundo as diagonais .....	48
3.8.6.2	Armadura segundo os lados e as diagonais .....	49
<b>3.8.7</b>	<b>Dimensionamento de bloco com seis estacas</b> .....	<b>50</b>
3.8.7.1	Ruptura no plano 1 - 1 .....	50
3.8.7.2	Ruptura no plano 2 - 2 .....	51
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>53</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>54</b>
5.1	CARGA DE RUPTURA.....	54
5.3	DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS .....	55
5.4	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS .....	56
<b>5.4.1</b>	<b>Método semiempírico</b> .....	<b>57</b>
5.4.1.1	Blocos de uma estaca.....	57
5.4.1.2	Blocos de duas estacas.....	59
5.4.1.3	Blocos de três estacas .....	62
<b>5.4.2</b>	<b>Método computacional</b> .....	<b>64</b>
5.4.2.1	Desconsiderando imperfeições globais, desaprumos e vento.....	64
5.4.2.1.1	Blocos de uma estaca.....	64
5.4.2.1.2	Blocos de duas estacas.....	66

5.4.2.1.3	Blocos de três estacas .....	70
5.4.2.2	Considerando imperfeições globais, desaprumos e vento .....	72
5.4.2.2.1	Blocos de uma estaca.....	72
5.4.2.2.2	Blocos de duas estacas.....	74
5.4.2.2.3	Blocos de três estacas .....	77
5.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	79
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>84</b>
6.1	CONCLUSÃO.....	84
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	84
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>85</b>
	<b>APÊNDICES.....</b>	<b>88</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>90</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Conforme Velloso & Lopes (1998), a fundação é fundamental para a estabilidade estrutural de uma construção, pois é responsável por transmitir esforços de toda a estrutura ao solo. Para que não haja danos à construção devido à má execução do projeto, é essencial fazer a análise do solo para orientar a escolha do tipo de fundação.

De acordo com Velloso & Lopes (1998), as fundações podem ser subdivididas em dois tipos: diretas ou superficiais e indiretas ou profundas. As fundações diretas transmitem predominantemente os esforços da estrutura ao solo pela área de contato da sua base, e as fundações profundas transmitem a carga por atrito lateral (resistência do fuste) e pela área de contato da base.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a profundidade mínima para uma fundação rasa é de 1,5 m. Em blocos e sapatas previstos em projeto com dimensões inferiores a 1,0 metro, esta profundidade pode ser reduzida. No que diz Teixeira (1998), a sapata, o bloco e radier são exemplos de fundações diretas.

Conforme Teixeira & Godoy (1998), as fundações diretas são comumente executadas em construções de pequeno porte devido à baixas solicitações de esforços. A execução deste tipo de fundação é relativamente fácil por não necessitar de maquinário específico para o mesmo, portanto é mais viável economicamente.

Ainda em conformidade com Teixeira & Godoy (1998), fundações profundas são comuns em construções de grande porte, uma vez que as solicitações de carga são elevadas. Fundações diretas seriam inviáveis nesta situação, pois a alta carga imposta pela estrutura exige uma base extremamente larga para distribuir a tensão, o que a torna inviável financeiramente. As fundações profundas são mais indicadas neste caso porque, além de resistir aos esforços estimulados pela construção, podem resistir aos esforços externos como o esforço causado pelo vento. Estaca, tubulão e caixão são exemplos de fundações profundas.

Segundo Silva (2006b), estaca é uma das soluções mais utilizadas em construções de médio e grande porte onde os solos não tem capacidade de suportar grandes cargas em pouca profundidade, sendo que há vários modelos de estacas, elas se dividem em as estacas moldadas no local (*in loco*) e pré-moldadas. A escolha do tipo de fundação profunda é um processo complexo, pois deve-se analisar não somente o projeto em questão, mas também os possíveis danos que podem ocorrer aos vizinhos durante a execução da obra.



Ainda conforme Silva (2006b), alguns tipos de estacas moldadas *in loco* são, tipo franki, hélice contínua, raiz e escavadas sem lama bentonítica. Um modelo de estaca escavada sem lama bentonítica é do tipo Strauss, o método de execução requer um equipamento com tripé e um guincho acoplado a um motor, onde é utilizada uma tubulação de aço de 2 a 3 metros de comprimento, estes são encaixados por meio de rosca. Para a penetração deste no solo são feitos movimentos repetidos na vertical com uma determinada altura, o tubo cai em queda livre e há um compartimento para a retirada da terra.

De acordo com Alonso (1983), uma fundação deve atender principalmente três requisitos, segurança, funcionalidade e durabilidade. A fundação deve atender a todos os esforços sem que haja ruptura; todos os deslocamentos que ocorrem durante a vida útil das fundações devem ser previstos em projeto.

Há diversos fatores que devem ser contabilizados para considerar os critérios dados por Alonso (1983), como a resistência do solo, o tipo de solo, materiais utilizados durante a execução, o tipo de fundação escolhida, se foi executado de modo correto ou não, e se os projetos levaram em conta as normas de construção vigentes.

Portanto deve-se analisar uma forma mais econômica de realizar o projeto e ao mesmo tempo chegar a um preço acessível ao solicitante do projeto.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Concepção de projetos de fundações através de métodos semiempíricos e computacionais.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Conhecer os tipos de fundações e suas especificidades;
- Dimensionar as fundações de uma construção contendo três pavimentos;
- Realizar os cálculos comparativos pelos métodos semiempíricos e computacionais;
- Estudar a diferença obtida entre os métodos gerando um levantamento quantitativo dos materiais das fundações;
- Definir o método mais seguro para a execução do projeto.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 HISTÓRIA DAS FUNDAÇÕES

Conforme Neto (1998), a história das fundações é muito abrangente pois desde os primórdios o ser humano procura um meio de se abrigar. A preocupação com a eficiência da moradia se deu com o sedentarismo, pois agora seria necessária uma morada duradoura e resistente a intempéries e aos animais selvagens. As fundações não existem por si só, pois elas são sempre infraestruturas de alguma coisa, sendo assim é conveniente introduzir um pouco sobre a história de superestruturas.

No que diz Bilfinger (2002), desde tempos antigos o homem percebeu mudanças em relação ao comportamento das obras ao longo do tempo, observadas principalmente pelo método da tentativa e erro. Conforme Silva (2006a), desde a antiguidade o homem se preocupa com a segurança e regulamentação para a execução de suas obras, e com o crescimento da criação das obras verificou-se o desperdício de materiais, no que nasceu o entendimento de que economizar é preciso.

A abordagem histórica é necessária para demonstrar a importância do conhecimento semiempírico acumulado, tendo em vista que atualmente há várias construções pré-históricas. Segundo Neto (1998), a evolução na construção se dava à medida que eram necessárias obras de maior durabilidade, e a construção de moradas de cabanas já demonstrava um leve conhecimento semiempírico a respeito das condições do solo. Os materiais mais utilizados eram o tijolo, pedra e madeira, sendo as de pedra um pouco raras de se encontrar, os terrenos que recebiam grandes construções cediam e a obra era demolida e futuramente reaproveitada.

De acordo com Neto (1998), o primeiro código de obras que se tem notícia foi o de *Hamurabi*, rei da Babilônia, onde as falhas construtivas já refletiam duras penalidades para os construtores. Com o decorrer do tempo observou-se que era necessária a aplicação de algum material de resistência na base da construção para dar maior durabilidade, e novos materiais visando evitar trincas na obra.

Certos terrenos não eram cabíveis a utilização destes materiais resistentes na superfície do solo, pois o solo compacto se encontrava mais profundo. No que diz Neto (1998), a idade dos metais colaborou bastante para a evolução da construção, haja vista que a madeira não era suficiente para penetrar solos mais densos, o metal facilitou a perfuração destes solos, e surge-se o início do uso das estacas que temos hoje.

Para Velloso & Lopes (2004), na execução de um projeto de fundações é necessário o

conhecimento de Geotecnia e Cálculo Estrutural, com o auxílio de várias informações como o laudo de sondagem, os dados de construções vizinhas e topografia da área.

Viu-se então que era necessário avaliar o solo, o porte da estrutura que seria implantada, bem como o material que faria a construção, portanto cada tipo de caso há uma fundação diferente.

### 3.2 CONCEITO DE FUNDAÇÕES

No que diz Budhu (2013), a fundação é uma estrutura que usualmente é construída em concreto, aço ou madeira, onde cabe a ela transferir as cargas da estrutura ao solo. É imprescindível a avaliação do solo, cabe especificamente ao engenheiro geotécnico, com a função de garantir algumas funções entre fundação e solo, como garantir a estabilidade e que a fundação não entre em colapso quando sob qualquer carga prevista, e que os recalques (deslocamentos) estejam dentro dos limites toleráveis.

Para a execução de um projeto de fundações é necessário observar alguns critérios expostos por Velloso & Lopes (1998), como a topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, dados da estrutura a construir e sobre as construções vizinhas, bem como avaliar a disponibilidade de materiais para o cumprimento da obra. Portanto, o projetista deve analisar cuidadosamente todos estes aspectos para prevenção possíveis imprevistos.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), que diz respeito às ações e segurança nas estruturas, as ações incumbidas às estruturas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, são combinadas por meio da verificação dos estados limites de uma estrutura, que são analisados os estados limites últimos (associado à ruptura parcial ou completa) e estados limites de utilização (relacionado ao surgimento de fissuras ou trincas que comprometem o andamento da obra).

Os requisitos básicos para o projeto de fundações são demonstrados por Velloso & Lopes (1998), estabelecendo que as fundações deverão atender as deformações previstas devido à carga a ela imposta, segurança adequada evitando o colapso do solo de fundação e cuidado apropriado à ruína dos elementos estruturais.

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), normalmente as fundações são divididas em superficiais (ou diretas/ rasas) e profundas (ou indiretas) e são usadas de acordo com a solicitação de carga submetida a elas e após análise minuciosa do solo.

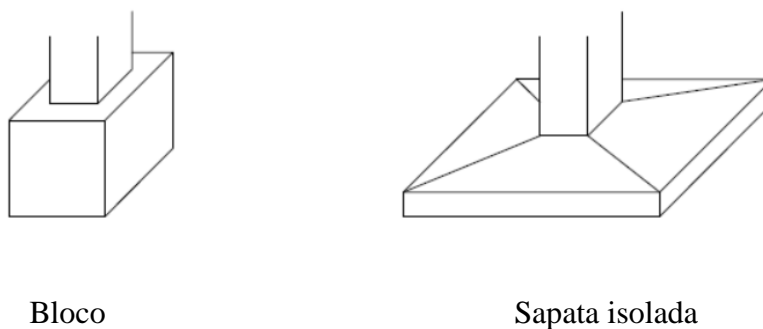
### 3.2.1 Fundações rasas

Segundo Teixeira & Godoy (1998), as fundações rasas recebem este nome pelo fato de se apoiarem no solo a uma pequena profundidade em comparação ao solo em volta, sendo assim, de acordo com este conceito uma fundação direta para prédio com dois subsolos pode ser considerada rasa mesmo tendo 7 metros abaixo do nível da rua.

De acordo com Velloso & Lopes (1998) as fundações rasas mais simples são blocos e sapatas, onde os blocos são mais econômicos quando são tratadas de cargas reduzidas, pois não é necessário o uso de armaduras de aço.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), blocos são fundações de concreto simples, de modo que tensões de tração nele produzidas podem ser sustentadas pelo concreto. Transmitem as cargas de fundação às estacas e aos tubulões. Na Figura 3.1 temos alguns exemplos de fundações rasas.

Figura 3. 1 – Exemplos de fundações rasas

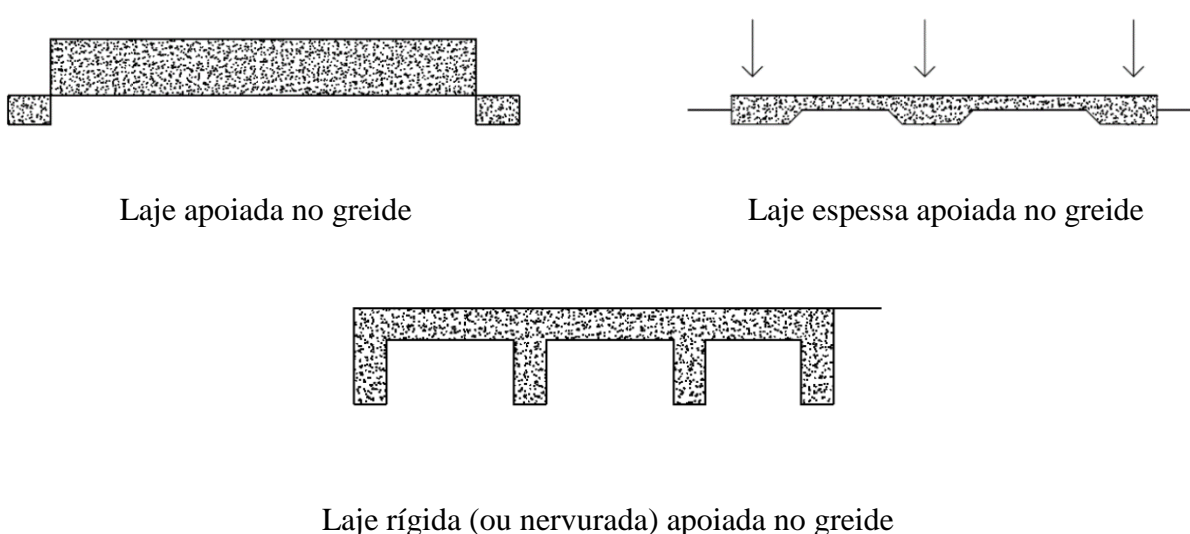


Fonte: (VELLOSO & LOPES, 1998) (modificado)

Segundo Budhu (2013), quando há muitas fundações combinadas para uma estrutura é mais viável economicamente a execução de uma laje de fundação, também conhecida como radier. É basicamente uma laje maior, feita geralmente de concreto e que transmite as cargas estruturais ao solo. A análise é semelhante a de fundações corridas, a diferença ocorre na complexidade devido ao carregamento distribuído e desconhecido sob a laje. Normalmente utilizada quando o solo é mole, quando as fundações corridas cobrem acima de 50% da área, ou quando os recalques toleráveis são excedidos.

Ainda conforme Budhu (2013), o radier pode ser feito na superfície ou enterrada. Enterra-se em casos de compensação de parte da carga aplicada. Os de superfície podem ser classificados em laje apoiada no greide, espessa apoiada sobre um greide, rígida (ou nervurada) apoiada em um greide, como é mostrado na Figura 3.2.

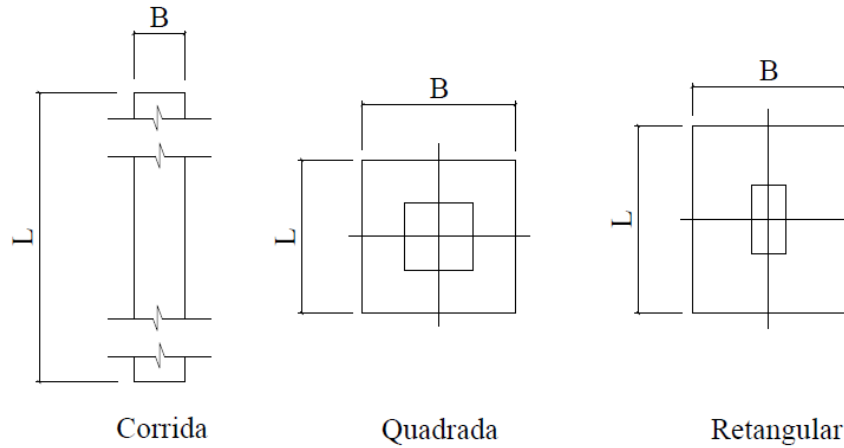
Figura 3. 2 – Radier de superfície



Fonte: (BUDHU, 2017) (modificado)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2010), sapatas são utilizadas para direcionar ao terreno as cargas de forma direta, podem ser classificadas em rígidas e flexíveis. Rígida aceita-se uniforme distribuição de tensões normais ao contato da sapata com o terreno, caso não tenha sido feito um estudo prévio ou detalhado. Já flexíveis são de uso mais raro, utilizadas em cargas reduzidas e solos não muito resistentes, caracterizadas por não admitir tensões normais uniformes de distribuição ao contato da sapata com o terreno. Segundo Teixeira & Godoy (1998), sapatas são elementos de concreto armado, com altura inferior aos blocos e que tem principal função de resistir a tração. Elas podem assumir qualquer forma, mas as mais comuns são as corridas ( $L \gg B$ ), quadradas ( $L=B$ ) e retangulares ( $L > B$ ), como é exemplificado na Figura 3.3. Em casos de pilares muito próximos à divisa ou com o alinhamento da calçada, é necessária a utilização de uma viga alavanca com o fim de equilibrar e corrigir a excentricidade existente, pois não é possível projetar a sapata centrada no pilar.

Figura 3.3 - Tipos de sapatas



Fonte: (TEIXEIRA & GODOY, 1998) (modificado)

### 3.2.2 Fundações profundas

Segundo Velloso & Lopes (1998) as fundações profundas podem ser separadas em três tipos elementares, estaca, tubulão e caixão, porém as mais utilizadas são do tipo estaca e tubulão.

De acordo com Albiero, Cintra & Décourt (1998), as estacas podem ser de deslocamento ou escavadas, onde as de deslocamento são introduzidas no solo sem qualquer retirada do solo, um bom exemplo é a estaca cravada. As escavadas são executadas *in situ*, ou seja, no local de destino onde há a retirada prévia da terra, como é mostrado na Figura 3.4, se encaixam nesta descrição as estacas tipo broca, Strauss, hélices contínuas, dentre outras.

Figura 3.4 - Fundação profunda já escavada do tipo broca



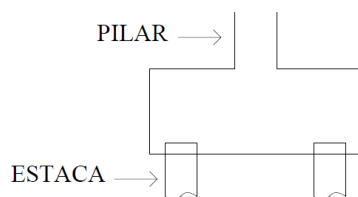
Fonte: (MARANGON, 2009) (modificado)

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), para projeto com estacas, a grandeza de suma importância é especialmente a carga admissível (se for feito levando em conta valores

característicos) ou carga resistente de projeto (quando calculado em termos de valores de projeto), o fator de segurança adotado para carga admissível é 2 e para carga resistente 1,4. Em tubulões é fundamental analisar a tensão admissível e a tensão resistente de projeto, onde as cargas e tensões devem reger ao Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), tanto para os elementos isolados quanto para o conjunto.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), é necessária a execução de um bloco de fundação em concreto armado, onde este irá transmitir as cargas da edificação à fundação, o qual é denominado bloco de coroamento, tem papel de resistir à tração e aos outros esforços por meio da armadura e função principal de resistir à compressão por meio do concreto. Devido à função do bloco, se torna indispensável para a execução de fundações profundas. Um exemplo de bloco para fundações profundas é mostrado na Figura 3.5.

Figura 3. 5 – Exemplo de bloco de coroamento para transferência de cargas



Fonte: (ALVA, 2007) (modificado)

### 3.3 INVESTIGAÇÕES DO SUBSOLO

Conforme Milititsky *et al.* 2015, os problemas de fundações são devidos à verificação do solo, pois o solo irá suportar as cargas, seu estudo é imprescindível para a resolução de qualquer problema. O estudo leva em conta a proporcionalidade do custo da investigação, o valor da obra e a complexidade do problema. Os dados do terreno são coletados e comparados, visando conhecer as condições do local da implantação da obra.

Ainda de acordo com Milititsky *et al.* 2015, um estudo preliminar é feito e no Brasil o mais utilizado é o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), regulamentado pela NBR 6484 (ABNT, 2001), sendo necessário um estudo complementar envolvendo pesquisas laboratoriais ou ensaios de campo, a verificação insuficiente pode comprometer a eficiência da fundação.

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), o ensaio SPT é utilizado para a determinação do tipo de solo e suas profundidades de ocorrência, posição do nível de água e o índice de



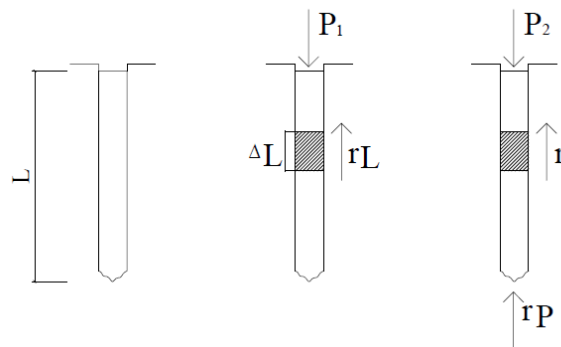
resistência à penetração ( $N$ ) a cada metro. É executado a cada metro de perfuração, a partir de um metro de profundidade, onde a amostra é colhida por meio da cravação de um amostrador-padrão no solo, com a queda livre sucessiva de um martelo padrão de 65 kg a uma altura de 75 cm. De um metro estudado utiliza-se apenas os 45 cm finais, este é dividido em três partes, onde os últimos 30 cm são utilizados para a caracterização do índice de resistência à penetração do SPT e o resultado é dado em função do número de golpes.

### 3.4 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Segundo Cintra & Aoki (2010), é necessário aplicar na cabeça uma força vertical  $P$ , a qual comprime, quando é progressivamente aumentada, passa a atingir a valores  $P_1$  e  $P_2$ . A aplicação progressiva da carga gera tensões resistentes de atrito lateral obtidas entre o solo e o fuste, e tensões resistentes normais, geradas entre a ponta da estaca. Para termos mais técnicos a adesão é relacionada à argila e atrito à areia, entretanto predomina o uso de atrito lateral para designar qual seja o solo.

Ainda de acordo com Cintra & Aoki (2010), conforme a força  $P$  é aumentada, atinge valores iguais a  $P_1$  e o atrito lateral começa a atuar ao máximo, a partir daí o atrito lateral seria vencido e restaria apenas a resistência de ponta, este atrito de ruptura é denominado  $r_L$  para um segmento qualquer da estaca ( $\Delta L$ ), sendo assim cada segmento há um  $r_L$ . Ao se aumentar ainda mais a carga, ela passa a atingir a carga  $P_2$ , atingindo o valor máximo da resistência de ponta, denominado  $r_P$ , o que ocorreria um recalque incessante, este esquema é demonstrado na Figura 3.6. O valor  $P_2$  para efeitos de cálculos é denominado  $R$ , que é o valor máximo que o solo suporta, ou seja, na iminência da ruptura.

Figura 3. 6 – Capacidade de carga das estacas



Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010) (modificado)

Contudo de acordo com Alonso (2012), deve-se adotar como capacidade de carga o menor valor entre a resistência estrutural do material da estaca e a resistência do solo que lhe dá suporte. Para a obtenção da resistência do solo pode-se usar os métodos de cálculo propostos por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Conforme Alonso (2012), se a estaca estiver submetida a cargas de compressão inferiores a 5 MPa não haverá necessidade de armá-la, entretanto nos trechos que esta tensão for superior será necessário.

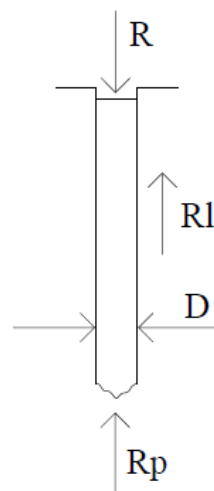
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), o dimensionamento de fundação profunda deve ser feito com a aplicação de alguns fatores de segurança e da verificação de comportamento em serviço, aplicando assim fatores de segurança globais ao se tratar de carga admissível. Na verificação do ELU aplica-se fatores de segurança parciais, já o ELS exige uma análise mais cuidadosa de deformação e deslocamento.

### 3.5 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Uma vez que apenas teoria não é confiável para a designação de cargas de fundações por estacas, surge-se uma correlação semiempírica com ensaios. De acordo com Cintra & Aoki (2010), três métodos brasileiros são amplamente utilizados tanto no Brasil quanto no exterior.

#### 3.5.1 Método Aoki-Velloso

Figura 3. 7 – Propriedades da resistência da estaca



Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010) (modificado)

$$R = R_L + R_p \quad (3.1)$$

Onde,

$R$  = Carga total de ruptura (kN);

$R_L$  = Parcela do atrito lateral ao longo do fuste (resultante);

$R_p$  = Parcela da ponta da estaca (resultante);

$U$  = Perímetro lateral do fuste;

$A_p$  = Área de projeção da ponta da estaca;

$f_s$  = Atrito lateral unitário de luva;

$q_c$  = Resistência da ponta do cone.

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (3.2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (3.3)$$

Ou seja, capacidade de carga ( $R$ ) é:

$$R = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) + r_p \cdot A_p \quad (3.4)$$

Sendo  $r_L$  e  $r_p$  tensões ocasionadas pelo solo ao redor da estaca correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT (*Cone Penetration Test*), e os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são encontrados na Tabela 3.1.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \text{ (KPa)} \quad (3.5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \text{ (KPa)} \quad (3.6)$$

Tabela 3. 1 – Valores de  $F_1$  e  $F_2$ 

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	2. $F_1$
Metálica	1,75	2. $F_1$
Pré – moldada	1 + (D/ 0,80)	2. $F_1$
Escavada	3,00	2. $F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2. $F_1$

Fonte: ((Aoki & Velloso (1975 apud Cintra & Aoki, 2010).) (modificado)

De acordo com Aoki & Cintra (2010), os valores  $F_1$  e  $F_2$  são incógnitas de correção relacionadas ao CPT, e ao se tratar do método Aoki-Velloso deve-se considerar  $F_2 = 2. F_1$ . Como no Brasil é mais utilizado o SPT, o valor de  $q_c$  pode ser substituído correlacionado ao índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (3.7)$$

Sendo  $K$  influenciado pelo tipo de solo. Pode-se ainda expressar o atrito lateral de unitário em função do  $N_{SPT}$ , utilizando o atrito ( $\alpha$ ).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (3.8)$$

Em que  $\alpha$  depende do tipo de solo, a qual os valores de  $K$  e  $\alpha$  podem ser encontrados na Tabela 3.2, tem se:

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.9)$$

Tabela 3. 2 – Parâmetros  $K$  e  $\alpha$ 

Solo	$K$ (MPa)	$\alpha$ (%)
Argila	0,20	6,00
Argila Arenosa	0,35	2,40
Argila Arenossiltosa	0,30	2,80
Argila Siltosa	0,22	4,00
Argila Siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki & Velloso (1975 apud Cintra & Aoki, 2010). (modificado)

### 3.5.2 Método Décourt - Quaresma

De acordo com Albiero, Cintra & Décourt (1998), o método surgiu em 1978 e apresenta um processo para determinação da carga de ruptura de estacas, baseados apenas nos resultados das sondagens. Há autores que contestam a precisão deste método, afirmando que geram valores aproximados. Foi originalmente previsto para estacas de deslocamento.

Conforme Cintra & Aoki (2010), a capacidade de carga de uma fundação por este método é dada por:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot \Delta_L \quad (3.10)$$

Onde,

$R$  = carga de ruptura da estaca;

$C$  = coeficiente característico do solo;

$N_P$  = valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da base da estaca;

$A_P$  = Área da ponta da estaca;

$P$  = Perímetro da estaca;

$N_L$  = valor médio de  $N_{spt}$  para cada  $\Delta_L$ ;

$\Delta_L$  = Espessura de cada camada de solo considerada (m);

$\alpha, \beta$  = coeficientes dos tipos de estacas.

Os valores de  $\alpha, \beta$  e  $C$  podem ser obtidos nas Tabelas 3.3, 3.4 e 3.5, respectivamente.

Tabela 3.3 – Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,3*	0,5*	1,0*

\*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

(Décourt (1996 apud Cintra & Aoki, 2010).)(modificado)

Tabela 3. 4 - Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,50	0,60	1,0*	1,5*	3,0*

\*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: (Décourt (1996 apud Cintra & Aoki, 2010).) (modificado)

Tabela 3. 5 - Coeficiente característico do solo  $C$ .

Tipo de solo	$C$ (kPa)
Argila	120,00
Silte argiloso*	200,00
Silte arenoso*	250,00
Areia	400,00

\* alteração de rocha (solos residuais).

Fonte: (Décourt (1996 apud Cintra & Aoki, 2010).) (modificado)

### 3.6 ESTAQUEAMENTO

De acordo com Cintra & Aoki (2010), grande parte das fundações por estacas são empregadas, usualmente, em grupo de 2 a 9 estacas interligadas por um bloco de coroamento. A capacidade de carga do grupo tende a ser diferente da somatória dos elementos isolados que

o constituem. Segundo Fernandes (2012), se o centro de carga coincidir com o centro do estaqueamento e as estacas tiverem as mesmas dimensões, o número de estacas pode ser calculado por:

$$N = \frac{P_{PILAR}}{P} \quad (3.11)$$

Em que,

$P_{PILAR}$  = Carga do pilar;

$P$  = Capacidade de carga admissível do elemento isolado de fundação, sendo a menor carga necessária para provocar a ruptura do solo, ou do elemento estrutural;

$N$  = Número de estacas no bloco.

A carga admissível, dimensões, espaçamento mínimo entre as estacas, podem ser determinadas pela Tabela 3.6.

Tabela 3. 6 - Carga admissível e dimensões mínimas

Tipo de estaca	Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	A (m)	Comprimento normal (m)
	φ 25	200	0,75	0,20	3 a 12
	φ 32	300	1,00	0,20	3 a 15
Estaca Strauss	φ 45	800	1,65	0,30	3 a 20
	φ 55	800	1,65	0,35	3 a 20

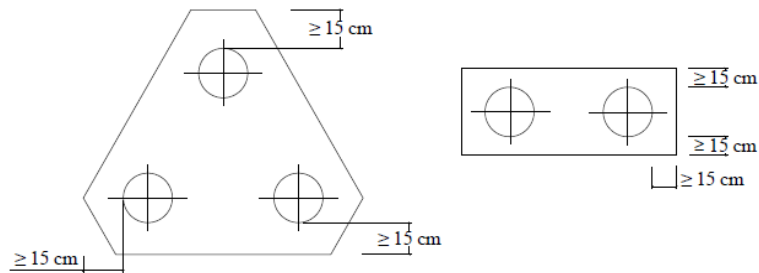
Fonte: Alonso (1983) (modificado)

De acordo com Fernandes (2012), as estacas devem ser colocadas, sempre que possível, em meio a reduzir o volume do bloco e de preferência em torno do centro de carga do pilar,



demonstrada em anexo (ANEXO A – Distribuição de estacas), sendo obedecida o espaço entre estaqueamentos vizinhos. Um exemplo é demonstrado na Figura 3.8.

Figura 3. 8 – Exemplo de disposição de estacas



Fonte: Fernandes (2012) (modificado)

Ainda conforme Fernandes (2012), para calcular a carga atuante em uma estaca deve-se levar em conta os momentos atuantes nas direções x e y. Soma-se os efeitos da carga vertical e dos momentos, onde os eixos x e y são os eixos principais de inércia e as estacas com as mesmas dimensões.

$$P_i = \frac{P_{PILAR}}{N} \pm \frac{M_y \cdot y_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x \cdot x_i}{\sum y_i^2} \quad (3.12)$$

Onde,

$P_i$  = Carga atuante na estaca i;

$M_x$  = Momento transmitido pelo pilar na direção x;

$M_y$  = Momento transmitido pelo pilar na direção y;

$x_i$  e  $y_i$  = Coordenadas da estaca i segundo as direções x e y, respectivamente.

### 3.7 DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS

No que diz a NBR 6122 (ABNT, 2010), para estacas moldadas *in situ*, deve-se atender algumas recomendações, dispostas na Tabela 3.7.

Tabela 3. 7 - Parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	$fck^d$ máximo de projeto (MPa)	$\gamma_f$	$\gamma_c$	$\gamma_s$	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco (MPa)
					Armadura (%)	Comprimento (m)	
Hélice/ hélice de deslocamento <sup>a</sup>	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavada sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavada com fluido	20	1,4	1,8	0,5	0,5	4,0	6,0
Strauss <sup>b,c</sup>	15	1,4	1,9	0,5	0,5	2,0	5,0
Franki	20	1,4	1,8	0,5	0,5	Armadura integral	-

a Nesse tipo de estaca o comprimento da armadura é limitado devido ao processo executivo.

b Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado é o diâmetro externo do revestimento.

c No caso dessas estacas, deve se observar que quando for utilizado aço com resistência de até 500 MPa e a porcentagem de aço for  $\leq 6\%$  da seção real, toda carga deve ser resistida pelo aço. Esta limitação está relacionada com a garantia de preenchimento pleno do furo com a argamassa ou calda de cimento.

d O  $fck$  máximo de projeto desta Tabela deve ser empregado no dimensionamento estrutural da peça.

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010) (modificado)

### 3.7.1 Dimensionamento na compressão

Segundo Alonso (2012), quando não for constatado que haverá ruptura por flambagem na estrutura, o cálculo poderá ser feito a partir da fórmula:

$$Nd \cdot \left(1 + \frac{6}{h}\right) = (0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}) + A_s \cdot f_{yd} \quad (3.13)$$

Sendo que a formula tem que ser majorada na proporção  $\left(1 + \frac{6}{h}\right)$ , e não pode ser menor do que 1,1.

Em que:

$$Nd = \gamma_f \cdot N \quad (3.14)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{ou} \quad \frac{0,2}{100} \cdot E_s \quad (3.16)$$

Onde:

$Nd$  = Carga de compressão;

$h$  = Menor lado do retângulo mais estreito à seção da estaca (cm);

$f_{cd}$  = Resistência de cálculo do concreto;

$f_{yd}$  = resistência de escoamento de cálculo do aço;

$f_{ck}$  = Resistência característica do concreto à compressão;

$f_{yk}$  = Resistência característica do aço à tração;

$\gamma_s$  = Coeficiente de ponderação da resistência do aço;

$\gamma_c$  = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$A_c$  = Área da seção transversal de concreto;

$A_s'$  = Área da seção transversal longitudinal de compressão.

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) os valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  são:

Tabela 3. 8 - Coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto	Aço
	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014) (modificado)

### 3.7.2 Dimensionamento na tração

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor característico da abertura para as fissuras é determinado para cada parte do local de envolvimento, como geralmente a taxa de armadura é reduzida, pode-se a fórmula facilitada da NBR 6128, item 17.3.3.2.

$$\omega = \frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{E_s \cdot f_{tk}} \quad (3.17)$$

Sendo,

$\omega$  = valor da abertura das fissuras;

$\phi$  = diâmetro das barras tracionadas (mm);

$\eta_b$  = coeficiente de aderência, não superior a 1,8;

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço (210 GPa);

$\sigma_s$  = tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras;

$f_{tk}$  = resistência característica do concreto à tração,

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10}, \text{ para } f_{ck} \leq 18 \text{ Mpa} \quad (3.18)$$

$$f_{tk} = 0,06 \cdot f_{ck}, \text{ para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

Conforme Alonso (2012), os valores de  $\omega$  dependem do meio e da proteção onde as estacas serão colocadas. No caso de meios agressivos e para estacas não protegidas prevê fissuras de até 0,1mm, para meios não agressivos e estacas não protegidas recomenda-se fissuras de até 0,2mm, e para estacas protegidas usa-se fissuras de até 0,3mm.

### 3.7.3 Dimensionamento à flexão simples e composta

Flexão simples ocorre apenas esforço cortante e momento fletor, podendo ser reta ou oblíqua. Já flexão composta apresenta esforço normal e pode ser flexo-tração e flexo-compressão. Conforme Alonso (2012), a flexão numa estaca é originada por esforços devido ao manuseio e transporte, ou da própria estrutura.

Ainda segundo Alonso (2012), caso a seção da estaca seja circular, é recomendada a utilização dos ábacos contidos em anexo (ANEXO B – Flexão simples).

Para a obtenção dos valores é necessário utilizar dados de entrada no ábaco, sendo imprescindível a utilização das seguintes fórmulas.

$$Md = \gamma_f \cdot M \quad (3.20)$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.21)$$

$$n = \frac{Nd}{db^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.22)$$

$$m = \frac{Md}{db^3 \cdot f_{cd}} \quad (3.23)$$

Sendo,

$Md$  = Momento de cálculo;

$db$  = Diâmetro externo das estacas;

$n$  = Relacionado à tensão exercida na estaca;

$m$  = Relacionado ao momento desenvolvido na estaca;

$p$  = obtido nos ábacos (taxa de armadura de flexão).

Para se obter a área de aço é necessário utilizar a equação:

$$A_s = \frac{p \cdot A_c \cdot fcd}{f_yd} \quad (3.24)$$

No entanto, para estacas quadradas ou retangulares é seguido um roteiro, tendo em base que a armadura de flexão não pode ser inferior a 0,15% de A.

### 3.8 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

Conforme Fernandes (2012), deve ter um bloco sólido (bloco de coroamento) na cabeça da estaca para a transmissão dos esforços, oriundas de um mesmo pilar, até a camada resistente do solo. Se feito por apenas uma estaca, o bloco de coroamento servirá apenas como elemento intermediário entre estaca e pilar.

Ainda de acordo com Fernandes (2012), o dimensionamento do bloco estrutural deve levar em conta análises experimentais em laboratório de estruturas devido à heterogeneidade do material. Sendo assim, aceita-se a hipótese de bloco rígido aplicando-se a teoria das bielas, sendo resolvidas com as propostas de *Blévoit*.

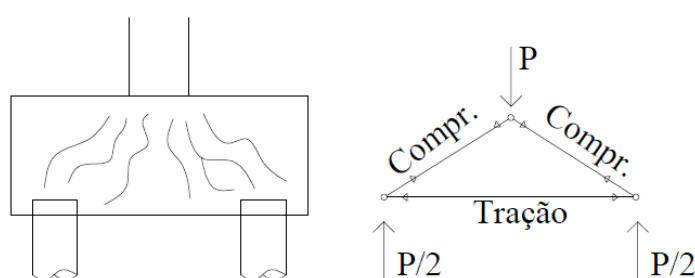
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) os blocos podem ser rígidos ou flexíveis, posto isto o cálculo para bloco flexível é feito uma análise mais detalhada, necessária a verificação de punção, tirantes de tração e dos esforços das estacas. São aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares, bem como o método biela-tirante tridimensional.

Conforme Bastos (2017), o método das bielas é o mais utilizado no Brasil para blocos sobre estacas, rígidos ou flexíveis. No que diz Alva (2007), para considerar o peso do bloco é necessário majorar a carga vertical em 5%.

### 3.8.1 Teoria das bielas

De acordo com Fernandes (2012r), esta teoria aceita que a carga recebida pelo bloco, oriunda do pilar, é transmitida internamente até as estacas por elementos de concreto comprimido criados pela fissuração, tais elementos são as chamadas bielas, agem como barras imaginárias comprimidas no interior do bloco, como é demonstrado na Figura 3.9.

Figura 3. 9 - Demonstração das bielas no bloco



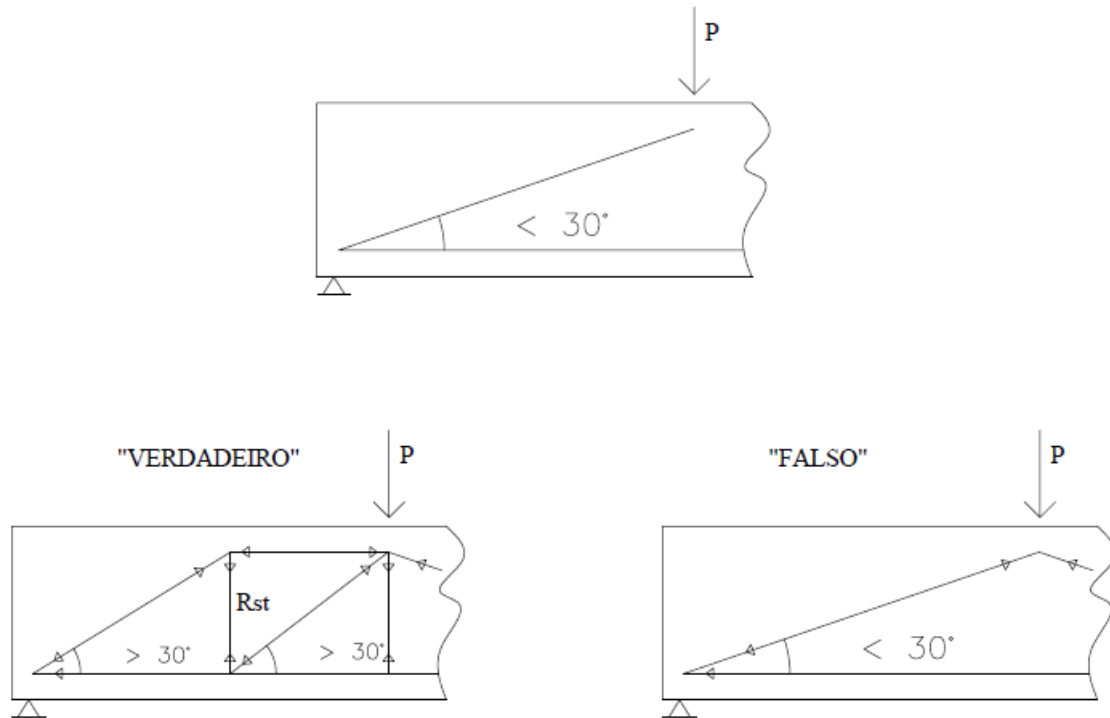
Fonte: Fernandes (2012) (modificado)

Segundo Bastos (2017), as forças comprimidas são resistidas pelo concreto e as de tração são resistidas pelas barras de aço, estes são também chamados de tirantes. Este método é conveniente com carregamentos centrados e as estacas devem estar com espaçamentos padronizados do centro do pilar.

No que diz Fernandes (2012), o ângulo de inclinação das bielas ( $\theta$ ) deve estar entre  $\text{tg } 33,7^\circ$  e  $\text{tg } 56,3^\circ$ , fora deste intervalo não é aceito. Se o ângulo for menor, em casos de grande distância entre estacas em blocos de pequena altura, precisa-se posicionar a armadura transversal para absorver o esforço de tração, o mesmo conceito vale para blocos com ângulos maiores que o aceitável, no entanto a armadura situará na horizontal, demonstrado na Figura 3.10.

De acordo com Leonhardt (1979), pode-se admitir nenhuma armadura com ângulo das bielas entre  $40^\circ$  e  $60^\circ$ , apenas a armadura do tirante sobre as estacas.

Figura 3. 10 – Modelo da armadura transversal



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

No que se trata de blocos rígidos, Alva (2007) considera a altura do bloco de acordo com a seguinte fórmula:

$$h \geq \left( \frac{L - a_p}{3} \right) \quad (3.25)$$

### 3.8.2 Dimensionamento de bloco com uma estaca

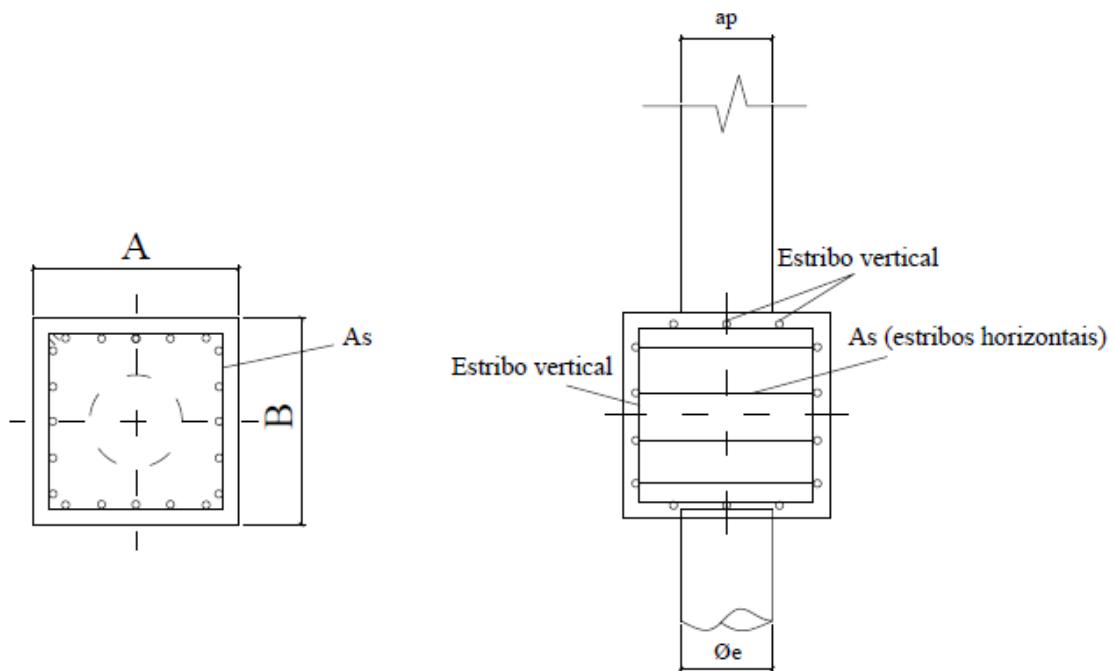
Conforme Fernandes (2012), este tipo de bloco é apenas elemento de união entre o pilar e estaca, não tem critérios específicos de dimensionamento, possui apenas armadura “construtiva” por recomendações de ensaios. Se uma das dimensões do pilar for consideravelmente maior ou menor que o diâmetro da estaca, é admitido reforço da armadura construtiva transversal.

Segundo Bastos (2017), em pilares com dimensões aproximadas à da estaca o bloco atua como elemento de transferência de carga, em que é necessária a correção da excentricidade da estaca por chumbadores. Na armação do bloco são colocados estribos horizontais para o esforço



de fendilhamento, que são fissuras longitudinais radiais, e estribos verticais para efeitos construtivos. Como é demonstrado na Figura 3.11.

Figura 3. 11 – Esquema de armadura em bloco de uma estaca



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

Para o cálculo da tração horizontal usa a equação:

$$T = \frac{1}{4} \cdot P \cdot \frac{\phi_e - a_p}{\phi_e} \cong \frac{1}{4} \cdot P \quad (3.26)$$

Valor de cálculo da força de tração:

$$T_d = 0,25 \cdot P_d \quad (3.27)$$

A área de aço dos estribos horizontais, responsáveis por resistir a força de tração é dada por:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (3.28)$$

Segundo Bastos (2017), para simplificar adota-se para os estribos verticais, nas direções x e y, áreas de aço iguais da armadura principal,  $A_s$ . Para construções com elevada carga sobre o bloco, a dimensão A bloco é dada por:

$$A = \phi_e + 2 \cdot (10 \text{ ou } 15 \text{ cm}) \quad (3.29)$$

Em estacas circulares,  $A = B$

Ainda de acordo com Bastos (2017), consideradas cargas baixas sobre o bloco (sobrados, galpões, etc.) admite-se:

$$A = \phi_e + 2,5 \text{ (cm)} \quad (3.30)$$

De acordo com Bastos (2017), a altura do bloco de uma estaca pode ser estimado por  $d + d'$ , onde  $d$  é medido entre  $\phi_e$  e  $1,2 \cdot \phi_e$ , e para  $d'$  adota-se 5 centímetros, sendo este a altura da base do bloco até a cabeça da estaca. A disposição destas dimensões é demonstrada na Figura 3.12.

Tal que,

$T$  = Tração horizontal;

$P$  = Carga do bloco;

$\phi_e$  = Diâmetro da estaca;

$a_p$  = Maior dimensão do pilar;

$T_d$  = Força de tração de cálculo;

$P_d$  = Carga do pilar de cálculo;

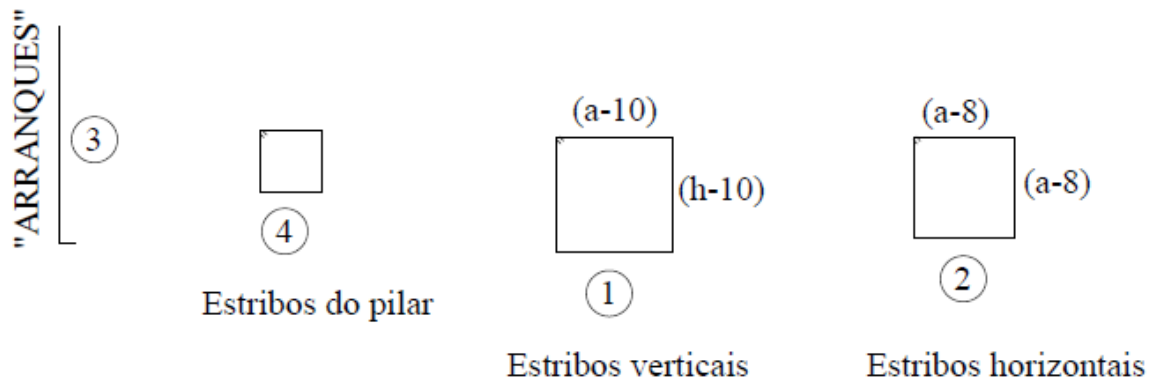
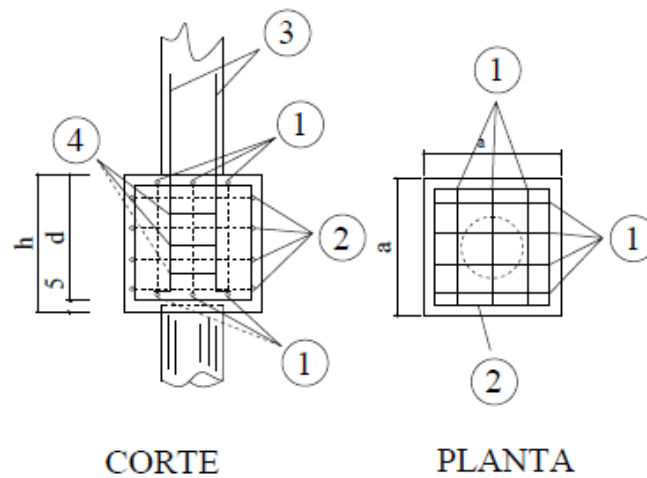
$A_s$  = Área de aço;

$f_{yd}$  = Resistência de cálculo do aço;

$A$  e  $B$  = Dimensões do bloco.

### 3.8.2.1 Disposição das armaduras de bloco com uma estaca

Figura 3. 12 – Armaduras em bloco de uma estaca

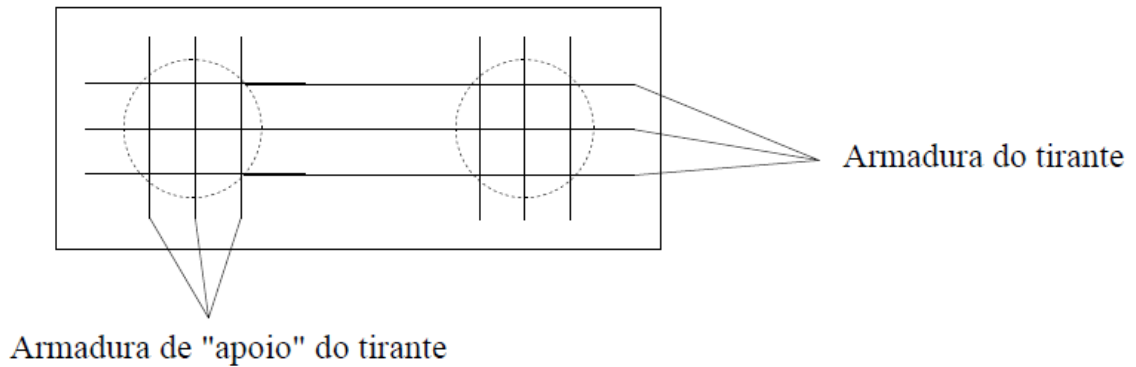


Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

### 3.8.3 Dimensionamento de bloco com duas estacas

Conforme Fernandes (2012), o dimensionamento consiste na determinação da armadura do tirante sobre as estacas, de uma armadura “de apoio” à armadura do tirante e verificação da tensão de compressão nas bielas em dois casos, junto ao pilar e junto à estaca.

Figura 3. 13 – Armaduras principais em bloco de duas estacas



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

De acordo com Bastos (2017) é aconselhável utilizar o Método das Bielas de *Blévoit*, elaborado em 1967, o qual dispõe a necessidade de calcular o ângulo de inclinação da biela.

Das forças atuantes se pode criar um polígono, como é demonstrado na Figura 3.14.

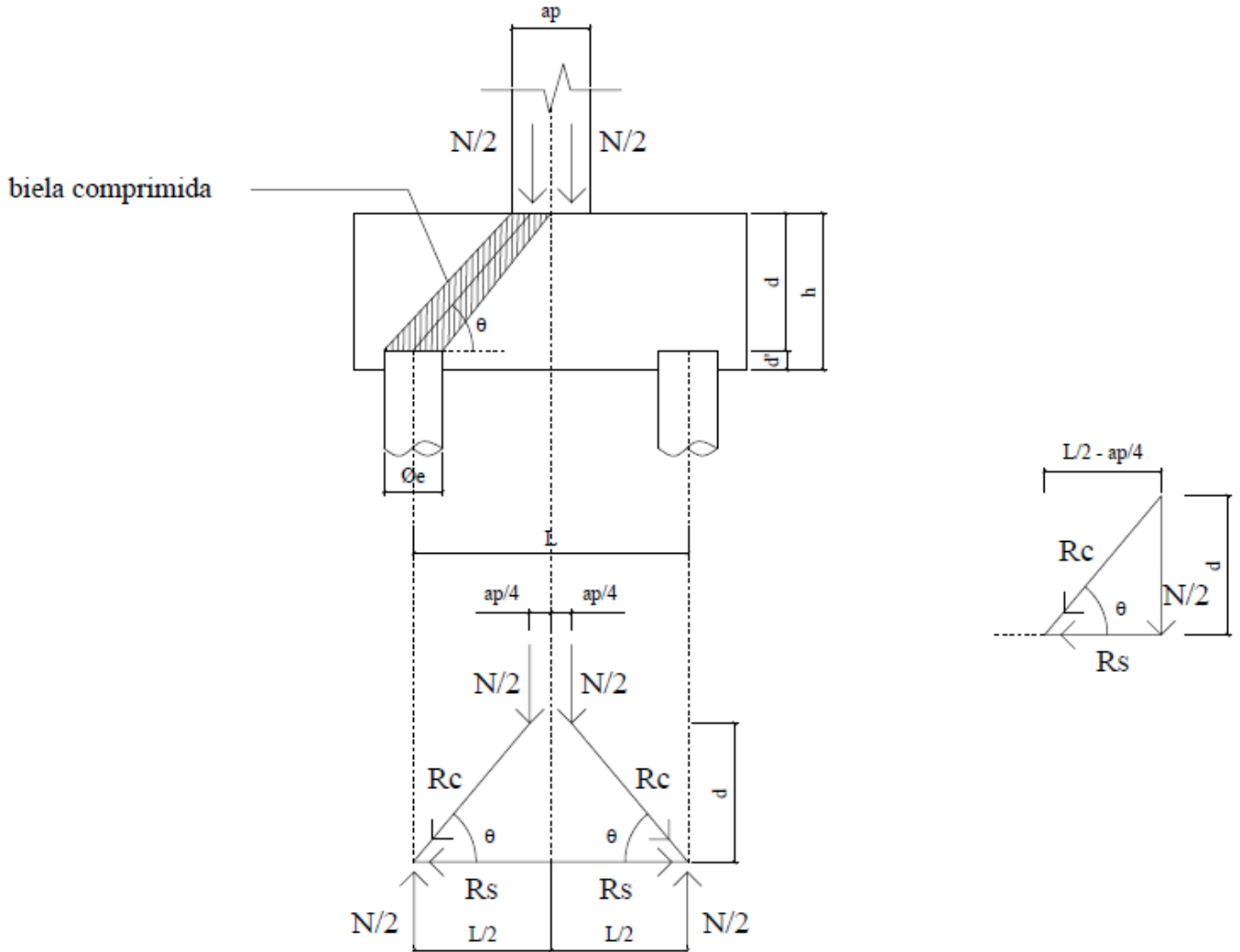
Onde pode-se obter:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (3.31)$$

Tal que  $(40^\circ \text{ ou } 45^\circ) < \theta < 55^\circ$

$$R_c = \frac{N}{2 \cdot \text{sen}\alpha} \quad (3.32)$$

Figura 3. 14 – Polígono de forças em bloco de duas estacas



Fonte: BASTOS, 2017 (modificado)

Para o cálculo da armadura do tirante, usa-se:

$$R_s = \frac{N}{8} \cdot \frac{(2 \cdot L - a_p)}{d} \quad (3.33)$$

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (3.34)$$

Para a limitação da fissuração em serviço, é indicado adotar:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,1 \cdot 1,2 \cdot \gamma_s} \quad (3.35)$$

Em que,

$\theta$  = Inclinação da biela de compressão;

$d$  = Distância do topo do bloco à armadura na cabeça da estaca;

$L$  = Distância entre as estacas de eixo a eixo;

$N$  = Carga imposta à estrutura;

$R_s$  = Força de tração na armadura principal,  $A_s$ ;

$f_{yk}$  = Valor característico da resistência de escoamento do aço;

$\gamma_s$  = Coeficiente de majoração do aço;

$l_{b, \phi, pil}$  = Comprimento de ancoragem da armadura do pilar;

$a_{est}$  = Lado da estaca com seção circular;

$d'$  = Altura necessária incluindo cobrimento e armadura (eixo) da cabeça da estaca.

### 3.8.3.1 Altura útil

Deve-se atentar às seguintes condições para que as bielas de concreto não apresentem risco de punção:

$$0,419 \cdot \left(L - \frac{a_P}{2}\right) \leq d \leq 0,714 \cdot \left(L - \frac{a_P}{2}\right) \quad (3.36)$$

$$d_{\min} = 0,5 \cdot \left(L - \frac{a_P}{2}\right) \quad (3.37)$$

$$d_{m\acute{a}x} = 0,71 \cdot \left( L - \frac{a_p}{2} \right) \quad (3.38)$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o bloco deve ter altura suficiente para que haja ancoragem do arranque dos pilares, sendo considerado nessa ancoragem o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco. Em que se deve obedecer:

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (3.39)$$

Consequentemente a altura do bloco será:

$$d' = \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{array} \right\} \quad (3.40)$$

Em quem  $a_{est}$  para seção circular é dada por:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \phi_e \quad (3.41)$$

$$h = d + d' \quad (3.42)$$

### 3.8.3.2 Armadura transversal no topo das estacas

No que diz Fernandes (2012), é importante que as barras do tirante estejam mais concentradas sobre os blocos e não distribuídas pela largura do bloco. É recomendada a utilização desta armadura uma vez que as bielas se concentram na direção dos apoios rígidos compostos pela estaca, o que faz ser um ponto de esforços do tirante. Esta armadura transversal no topo das estacas também é conhecida como armadura de apoio.

Outra recomendação disposta por diz Fernandes (2012), é que a armadura deve ser disposta nas cabeças das estacas de modo a evitar fissuras e ruptura prematura do bloco. Há situações em que a disposição dos tirantes fica fora da estaca, é recomendada a utilização da armadura transversal à direção das barras dos tirantes no topo das estacas, que é dada por:

$$A_{st} = \frac{N}{8 \cdot f_{yd}} \quad (3.43)$$

Uma observação lembrada por diz Fernandes (2012), caso ocorra imprevistos na execução do bloco é recomendável que esta armadura esteja sempre disposta no bloco, independentemente da posição da armadura dos tirantes sobre as estacas.

### 3.8.3.3 Verificação da tensão de compressão das bielas

No que diz Alva (2007), para que não haja um esmagamento da biela é necessária a limitação das tensões atuantes, qual deve ser verificado junto ao pilar e à estaca:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{C,biela} = \frac{2 \cdot R_{est}}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad (3.44)$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{C,biela} = \frac{R_{est}}{A_{est} \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad (3.45)$$

As tensões de compressão nas bielas devem ser limitadas e verificadas junto ao pilar e à estaca:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{C,biela} = \frac{2 \cdot R_{est}}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 1,4 \cdot f_{cd} \quad (3.46)$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{C,biela} = \frac{R_{est}}{A_{est} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad (3.47)$$

Sendo,

$A_{st}$  = Armadura de “apoio” do tirante;



$b_p$  = Menor dimensão do pilar;

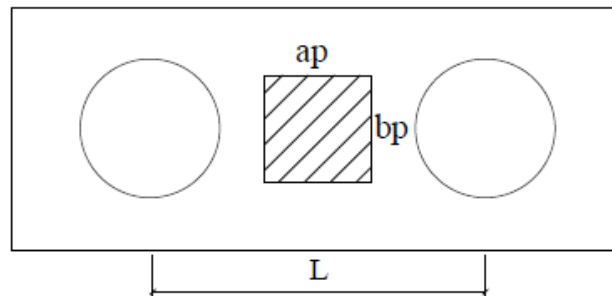
$R$  = Reação da estaca mais carregada;

$R_{est}$  = Área da seção transversal do pilar;

$A_{est}$  = Área da seção transversal da estaca;

$f_{cd}$  = Resistência de cálculo do concreto.

Figura 3. 15 – Relação  $b_p$  e  $a_p$



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

#### 3.8.3.4 Armaduras construtivas

Conforme Fernandes (2012), além da armadura do tirante e da armadura transversal no topo das estacas, são necessárias armaduras construtivas para auxiliar no detalhamento da armação do bloco, que são as armaduras laterais (de pele), superior e estribos verticais.

No que diz a NBR 6118 (ABNT, 2014), com blocos de duas ou mais estacas em uma única linha é imprescindível a utilização de armaduras laterais e superior. No caso de fundações de grandes volumes é conveniente analisar a possibilidade de armaduras complementares.

A armadura superior é dada por:

$$A_{S,sup} = 0,2 \cdot A_S \quad (3.48)$$

Deve-se seguir os seguintes parâmetros:

Para cargas elevadas:

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (3.49)$$

Para cargas baixas:

$$B \geq \phi_e + 2 \cdot 5 \text{ cm} \quad (3.50)$$

Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ \frac{d}{3} \end{array} \right\}, s \geq 8 \text{ cm} \quad (3.51)$$

Espaçamento dos estribos verticais:

- sobre as estacas:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot a_{est} \end{array} \right\} \quad (3.52)$$

- outras posições além das estacas:  $s$  menor ou igual a 20 centímetros.

Amadura de pele e estribos verticais por cada face lateral:

$$\left( \frac{A_{sp}}{s} \right)_{\text{mín. face}} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{mín. face}} = 0,075 \cdot B \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \quad (3.53)$$

### 3.8.3.5 Ancoragem da armadura principal e comprimento do bloco

A NBR 6118 (ABNT, 2014) nos mostra que para blocos rígidos a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nos locais definidos pelas estacas. As barras devem se estender de face a face do bloco e finalizar com um gancho nas extremidades, que se possibilita a ancoragem das armaduras sobre as estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, oriundas da compressão das bielas.

Conforme Bastos (2017), a ancoragem de armadura positiva deve ter um comprimento de ancoragem básico, contado a partir da face interna da estaca próxima à extremidade do bloco. O gancho deve ser analisado de modo a reduzir o comprimento de ancoragem, bem como o acréscimo de armadura em relação à calculada. O comprimento de ancoragem necessário é calculado do seguinte modo:

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

Sendo  $\alpha = 1$ .

De acordo com estes dados, o comprimento do bloco pode ser estimado como:

$$l_b = L + \phi_e + 2 \cdot 15cm \text{ (Sendo possíveis valores maiores que 15 cm).} \quad (3.55)$$

Ou,

$$l_b = L + 2 \cdot \phi_e + 2 \cdot c \quad (3.56)$$

Tal que,

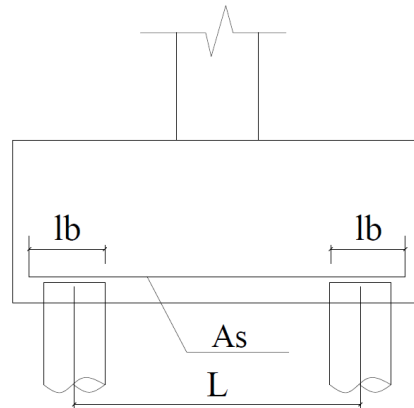
$l_b$  = Comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,calc}$  = Área de aço calculada;

$A_{s,ef}$  = Área de aço efetiva;

$c$  = Cobrimento da armadura.

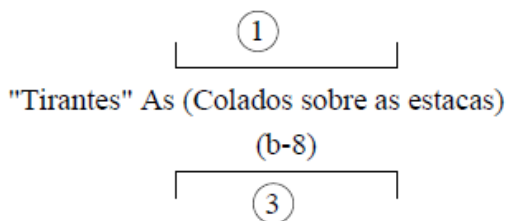
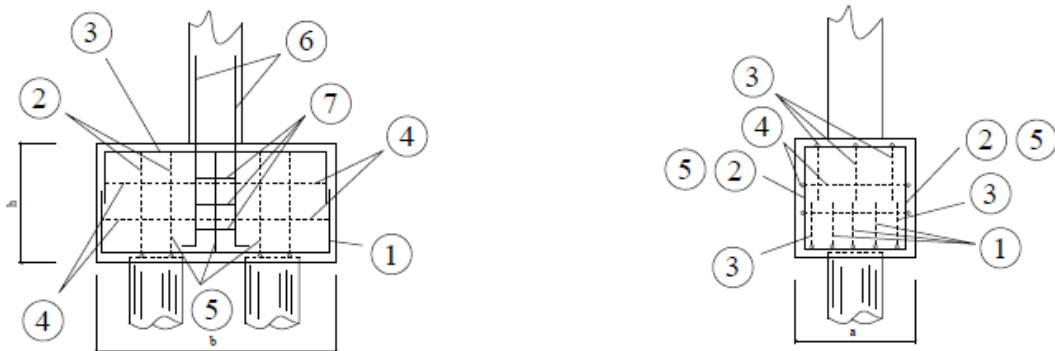
Figura 3. 16 – Comprimento de ancoragem



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

3.8.3.6 Disposição das armaduras

Figura 3. 17 – Disposição das armaduras

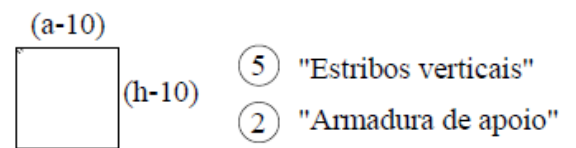


"Tirantes" As (Colados sobre as estacas)

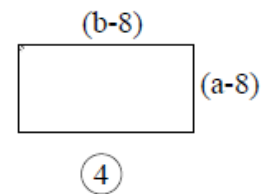
"Face superior do bloco" (ou nos "cantos" da face inferior)

⑥ "Arranques"

⑦ "Estribos do pilar"



⑤ "Estribos verticais"  
② "Armadura de apoio"



"Armadura de pele horizontal"

Fonte: FERNANDES, 2012 (modificado)

### 3.8.4 Dimensionamento de bloco com três estacas

No que diz Fernandes (2012), para este tipo de dimensionamento há exigência de se fazer um triângulo de modo que o centro de gravidade deste coincida com o do pilar para que não haja ruptura por esforços internos causados pela excentricidade. As armaduras podem estar distribuídas tanto na direção estaca-pilar quanto na estaca-estaca, a qual este último é mais eficiente.

Ainda conforme Fernandes (2012), a inclinação das bielas de compressão deve estar entre 40° e 55°, mas em geral projeta-se de 45° a 55°. Este ângulo recomendado é para que a biela não apresente risco de punção e os esforços no tirante sejam distribuídos com maior eficiência.

Para  $\theta \geq 45^\circ$ , deve-se obedecer:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} \\ \text{comprimento de ancoragem} \end{array} \right\} \quad (3.57)$$

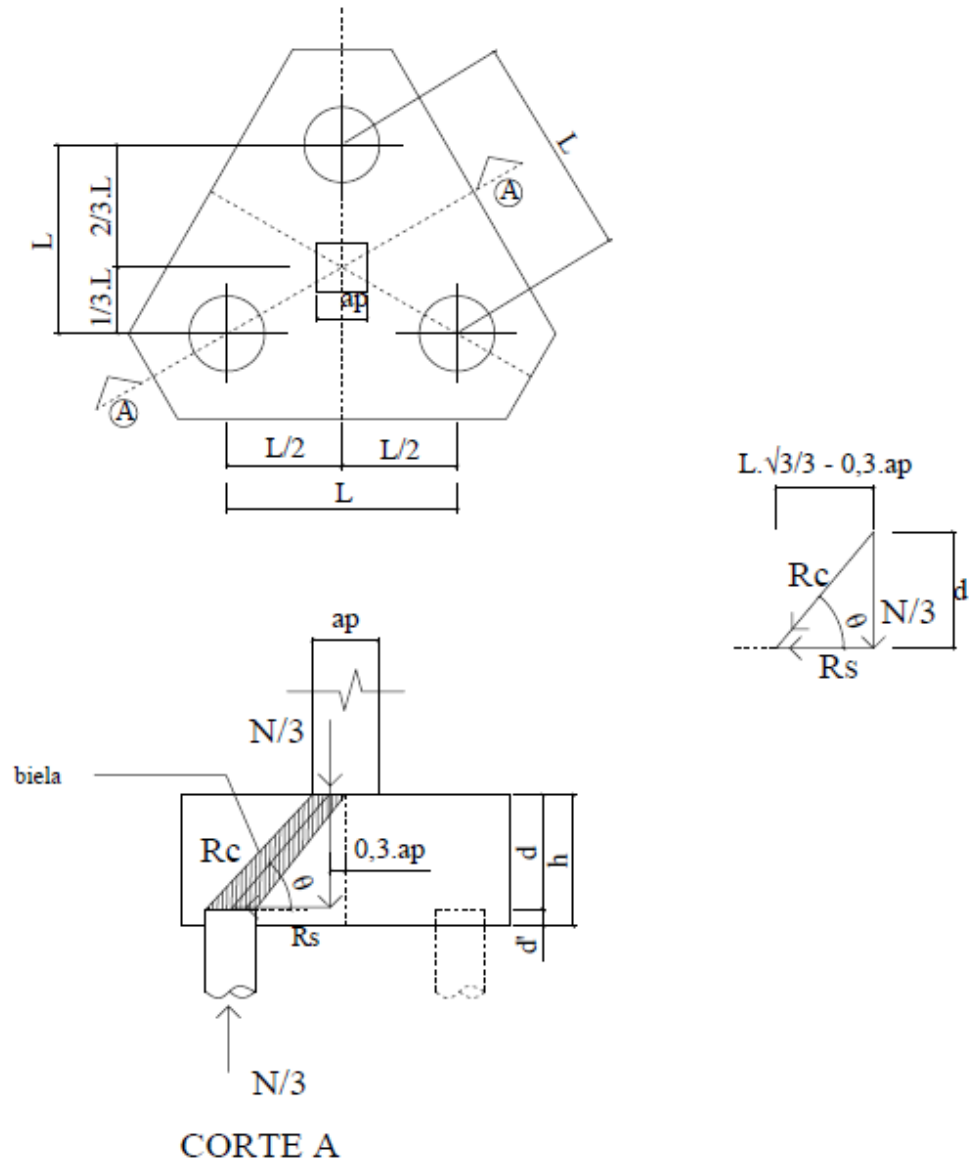
Segundo Bastos (2017), com a biela de compressão se tem o polígono de forças, demonstrado na Figura 3.18.

As componentes da resultante do polígono podem ser calculadas pelas seguintes equações:

$$R_s = \frac{N}{9} \cdot \left( \frac{L \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot a_p}{d} \right) \quad (3.58)$$

$$R_c = \frac{N}{3 \cdot \text{sen} \alpha} \quad (3.59)$$

Figura 3. 18 – Forças atuantes no bloco de três estacas



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

#### 3.8.4.1 Altura útil

De acordo com a proposta feita por Blévoit em 1967, deve estabelecer as seguintes condições:

Para  $40^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$

$$0,485 \cdot (L - 0,52 \cdot a_p) \leq d \leq 0,825 \cdot (L - 0,52 \cdot a_p) \quad (3.60)$$

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

$$0,58 \cdot \left(L - \frac{a_p}{2}\right) \leq d \leq 0,825 \cdot \left(L - \frac{a_p}{2}\right) \quad (3.61)$$

$$d_{\min} = 0,58 \cdot \left(L - \frac{a_p}{2}\right) \quad (3.62)$$

$$d_{\max} = 0,825 \cdot \left(L - \frac{a_p}{2}\right) \quad (3.63)$$

No que se obtém:

$$h = d + d' \quad (3.64)$$

Na qual,

$$d' \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{array} \right\} \quad (3.65)$$

#### 3.8.4.2 Verificação das bielas

Segundo Alva (2007), para o cálculo das bielas junto ao pilar e à estaca pode-se demonstrar com as seguintes fórmulas para o cálculo das tensões nas bielas:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{3 \cdot R_{est}}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad (3.66)$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{R_{est}}{A_{est} \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad (3.67)$$

As tensões de compressão nas bielas devem estar limitadas à:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{3 \cdot R_{est}}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 1,75 \cdot fcd \quad (3.68)$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{R_{est}}{A_{est} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 \cdot fcd \quad (3.69)$$

Sendo,

- Área da biela na posição relativa à base do pilar

$$A_b = \frac{A_p}{3} \cdot \text{sen} \alpha \quad (3.70)$$

- Área da biela na posição relativa ao todo da estaca:

$$Ab = A_e \cdot \text{sen} \alpha \quad (3.71)$$

### 3.8.4.3 Cálculo da área de armaduras

Composta por armadura principal de tração, armadura superior, armadura de pele e armadura de suspensão.

#### 3.8.4.3.1 Armadura principal de tração

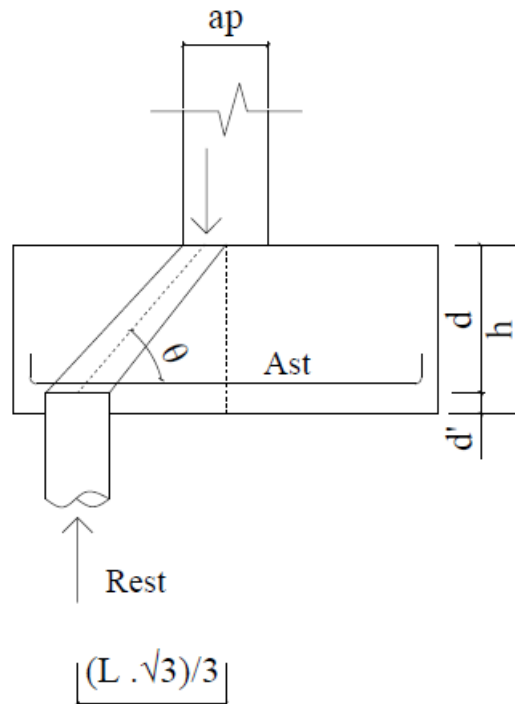
A área de armadura principal de tração colocando as armaduras sobre a cabeça das estacas é calculada por:

$$Rs' = \frac{R_s \cdot \sqrt{3}}{3} \quad (3.72)$$



$$A_{st} = \frac{R_{s'}}{f_{yd}} \quad (3.73)$$

Figura 3. 19 – Armadura principal de tração



Fonte: (ALVA, 2007) (modificado)

A NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que para controlar a fissuração deve ser prevista uma armadura positiva adicional, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais. Tal que a armadura de malha para cada direção é calculada pela seguinte fórmula:

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} \cdot A_{st} \geq A_{s,susp / face} \quad (3.74)$$

#### 3.8.4.3.2 Armadura de suspensão

De acordo com Bastos (2017), este tipo de armadura evita fissuras nas regiões entre as estacas, onde tende a formar bielas de compressão que transferem as cargas para a parte inferior do bloco, entre as estacas, e que apoiam as armaduras. A armadura suspende as forças de tração para a

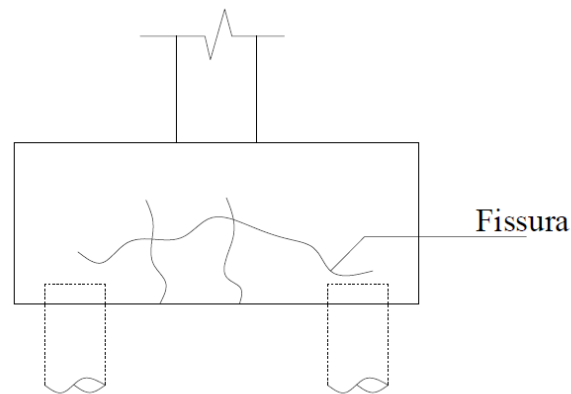
região superior do bloco, que é encaminhada para as estacas.

$$A_{s,susp,tot} = \frac{Nd}{4,5 \cdot f_{yd}} \quad (3.75)$$

Portanto, para cada face do bloco a armadura é dada por:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} \quad (3.76)$$

Figura 3. 20 – Forças atuantes no bloco de três estacas



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

#### 3.8.4.3.3 Armadura superior e de pele

A armadura superior, para cada direção da malha, pode ser obtida por uma parcela da armadura principal.

$$A_{s,sup} = 0,2 \cdot A_s \quad (3.77)$$

Conforme Bastos (2017), em cada face vertical lateral do bloco deve ter armadura de pele, sendo estribos ou barras horizontais, com objetivo de reduzir a possibilidade de fissuras nas faces:

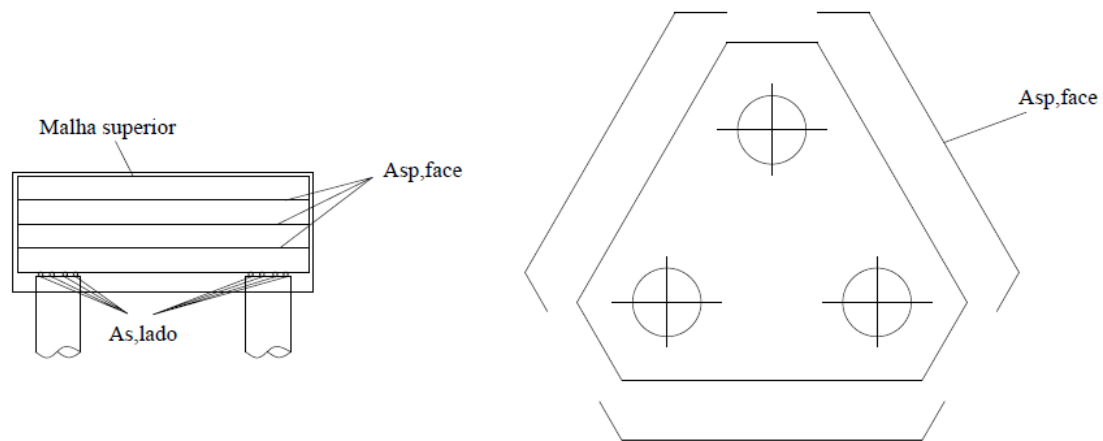
$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} \cdot A_s \quad (3.78)$$

O espaçamento entre as barras deve obedecer:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (3.79)$$

Sendo recomendado valores de  $s \geq 8 \text{ cm}$

Figura 3. 21 – Armadura superior e de pele



Fonte: (BASTOS, 2017) (modificado)

### 3.8.5 Dimensionamento de bloco com quatro estacas

No que diz Fernandes (2012), o método mais recomendado para dimensionar bloco de 4 estacas é o método das bielas de *Blevót*, em que:

$$a = L + \phi + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (3.80)$$

Sendo respeitado:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{comprimento de ancoragem} \\ L \frac{\sqrt{2}}{2} \end{array} \right\} \quad (3.81)$$

O ângulo das bielas de compressão deve feve-se ter  $40^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

Em geral projeta-se o bloco para  $45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

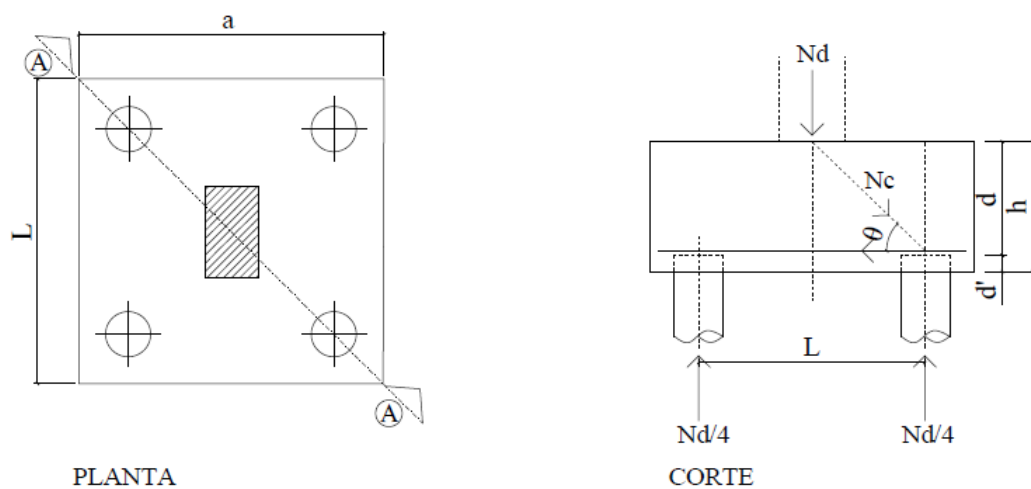
Para  $\theta \geq 45^\circ$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{d}{\frac{L\sqrt{2}}{2}} = \frac{2d}{L\sqrt{2}} \geq 1 \quad (3.82)$$

O que resulta em:

$$d \geq L \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (3.83)$$

Figura 3. 22 – Medidas em bloco de quatro estacas



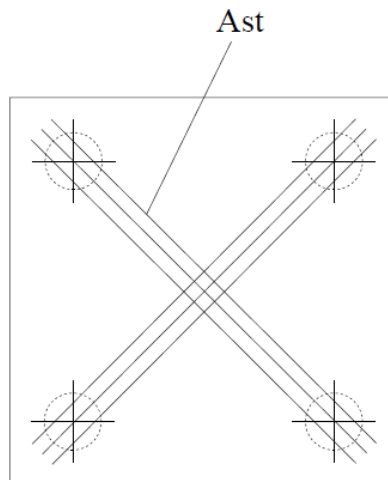
### 3.8.5.1 Armadura segundo as diagonais

$$R_t = \frac{Nd \cdot L\sqrt{2}}{8d} \quad (3.84)$$

$$A_{st} = \frac{R_t}{f_{yd}} \quad (3.85)$$

Uma recomendação feita por Fernandes (2012), é completar com um terço da quantidade de área de aço de  $A_{st}$  em cada direção dos lados formando malha.

Figura 3. 23 – Medidas em bloco de quatro estacas



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

### 3.8.5.2 Armadura segundo os lados

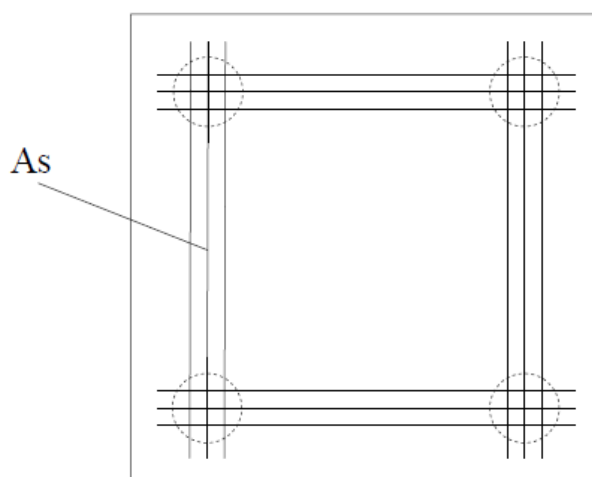
$$R_s = \frac{Nd \cdot L}{8d} \quad (3.86)$$

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (3.87)$$

Esta área  $A_s$  deve ser multiplicada por 4, de acordo com os lados.

Completar com armadura correspondente a dois quintos de  $A_s$  em cada direção dos lados da malha.

Figura 3. 24 – Armadura segundo os lados



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

### 3.8.5.3 Armadura segundo os lados e segundo as diagonais

Segundo os lados:

$$R_s = \frac{\alpha \cdot Nd \cdot L}{8d} \quad (3.88)$$

No que se conclui,

$$A_s = \frac{R_s}{f_y d} \quad (3.89)$$

Segundo as diagonais:

$$R_t = \frac{(1 - \alpha) \cdot Nd \cdot l \sqrt{2}}{8d} \quad (3.90)$$

Em que resulta,

$$A_{st} = \frac{R_t}{f_{yd}} \quad (3.91)$$

O valor recomendado por Fernandes (2012) do ângulo da biela de compressão é ficar entre entre  $\frac{1}{2} \leq \theta \leq \frac{2}{3}$

### 3.8.6 Dimensionamento de bloco com cinco estacas

Conforme Fernandes (2012), deve-se verificar armaduras segundo as diagonais, e os lados e diagonais.

#### 3.8.6.1 Armadura segundo as diagonais

Usa-se as seguintes fórmulas:

$$R_t = \frac{Nd \cdot L \cdot \sqrt{2}}{10d} \quad (3.92)$$

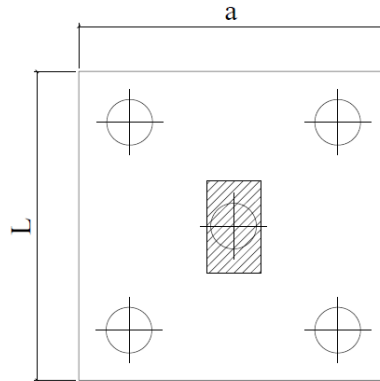
$$A_{st} = \frac{R_t}{f_{yd}} \quad (3.93)$$

$$a = L + \phi + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (3.94)$$

Obedecendo,

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \\ \text{comprimento de ancoragem} \end{array} \right\} \quad (3.95)$$

Figura 3. 25 – Esquema de bloco com cinco estacas



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

### 3.8.6.2 Armadura segundo os lados e as diagonais

No que diz Fernandes (2012), para o cálculo de bloco com cinco estacas são utilizados vários modelos, entretanto utilizaremos o retangular por ser mais prático, o qual deve-se adotar as seguintes expressões:

Segundo os lados:

$$R_s = \frac{\alpha \cdot Nd \cdot L}{10d} \quad (3.96)$$

$$A_s = \frac{R_s}{fyd} \quad (3.97)$$

Segundo as diagonais:

$$R_t = \frac{(1-\alpha) \cdot Nd \cdot L\sqrt{2}}{10d} \quad (3.98)$$

$$A_{st} = \frac{R_t}{fyd} \quad (3.99)$$

Recomenda-se que o ângulo entre as bielas esteja entre  $\frac{1}{2} \leq \theta \leq \frac{2}{3}$



### 3.8.7 Dimensionamento de bloco com seis estacas

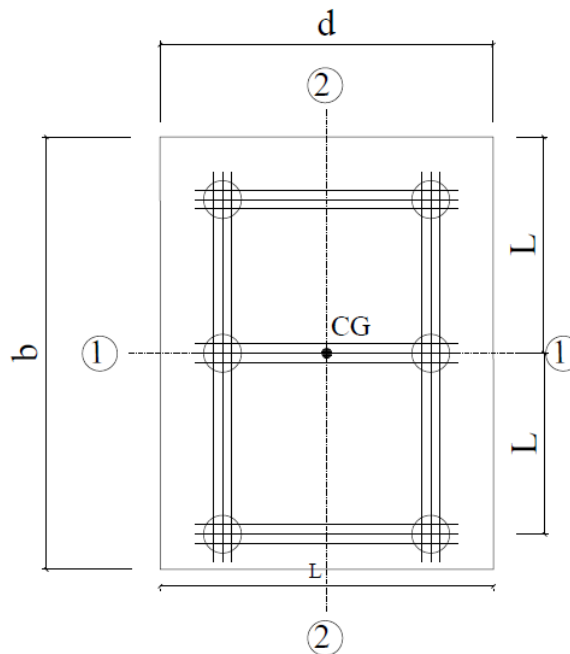
$$d = L + \phi + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (3.100)$$

$$b = 2L + \phi + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (3.101)$$

Devendo-se observar,

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} L \\ \text{comprimento de ancoragem} \end{array} \right\} \quad (3.102)$$

Figura 3. 26 - Dimensões de bloco com seis estacas



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

#### 3.8.7.1 Ruptura no plano 1 - 1

O ângulo da biela de compressão é recomendado estar entre  $45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ .

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{d}{L/2} \geq 1 \quad (3.103)$$

No que resulta em:

$$d \geq \frac{L}{2} \quad (3.104)$$

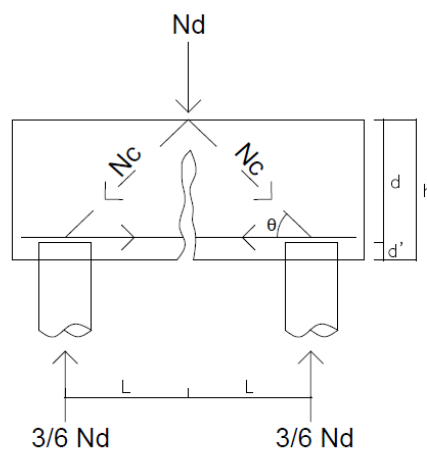
A altura útil deve satisfazer a condição  $40^\circ \leq 60^\circ$  para o segundo plano de ruptura 2 - 2

$$R_{s1} = \frac{3}{6} \cdot Nd \cdot \frac{L/2}{d} \quad (3.105)$$

$$R_{s1} = \frac{Nd \cdot L}{4d} \quad (3.106)$$

$$A_{s1} = \frac{R_{s1}}{f_y d} \quad (3.107)$$

Figura 3. 27 – Planto de ruptura 1 - 1



Fonte: FERNANDES, 2012 (modificado)

### 3.8.7.2 Ruptura no plano 2 - 2

O ângulo da biela de compressão é recomendado entre  $45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ .

Assim:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{L} \geq 1 \quad (3.108)$$

Em que resulta,

$$d \geq L \quad (3.109)$$

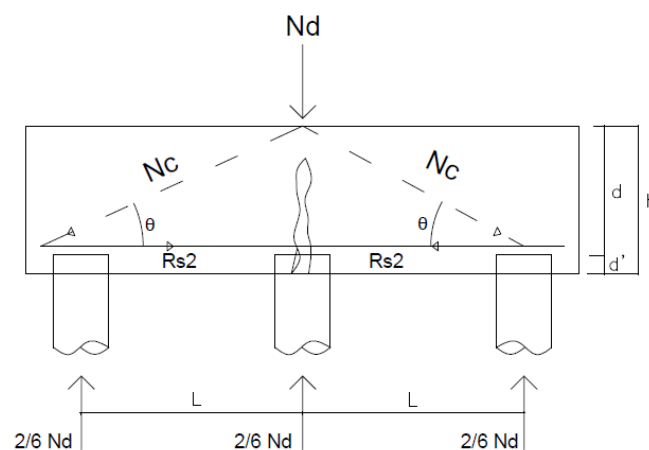
$$R_{s2} = \frac{2 p_d}{6 \cdot \operatorname{tg} \theta} = \frac{2 p_d \cdot L}{6d/L} \quad (3.110)$$

Chegando em:

$$R_{s2} = \frac{p_d \cdot L}{3d} \quad (3.111)$$

$$A_{s2} = \frac{R_{s2}}{f_y d} \quad (3.112)$$

Figura 3. 28 - Planto de ruptura 2 - 2



Fonte: (FERNANDES, 2012) (modificado)

#### 4 METODOLOGIA

O presente trabalho vem com a premissa de demonstrar uma possível divergência de cálculos entre os métodos semiempíricos e computacionais, também cabe a comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos, sendo julgada a praticidade. A fundação em análise é de um edifício composto por três pavimentos, projetado para ser construído pelo método tradicional de concreto armado. Para os cálculos computacionais utiliza-se o programa Eberick® para o dimensionamento estrutural e obtenção das cargas na fundação, como o objetivo é apenas a fundação, os esforços nos outros elementos estruturais não serão estudados.

Observadas as recomendações contidas na NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 6122 (ABNT, 2010) e NBR 8681 (ABNT, 2003), na qual o concreto analisado terá  $f_{ck} = 20$  MPa, para maior diversidade na escolha dos diâmetros para os cálculos das áreas de aço, foram utilizadas armaduras de aço CA50 e CA60. As estacas serão do tipo Strauss de  $\phi$  25 centímetros com capacidade de carga de 200 kN, considerando profundidade de quatro metros, a profundidade adotada teve como base um ensaio SPT fornecido pela empresa S&S Engenharia.

As cargas obtidas na fundação pelo programa são bases para os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, onde é calculada a carga de ruptura das estacas mediante análise do solo - conforme a equação 3.1 -, o ensaio por SPT é demonstrado no ANEXO C – Ensaio SPT. A carga de ruptura das estacas será analisada pelos dois métodos semiempíricos, que servirá para o cálculo da quantidade de estacas por bloco, esta será comparada com o resultado da carga de ruptura padrão da estaca (Tabela 3.6 - Carga admissível e dimensões mínimas).

No que diz respeito ao cálculo dos blocos, o método computacional utiliza a análise matricial de estruturas, já o semiempírico utiliza diversas fórmulas, inclusive as de *Blévoit*. O objetivo nesta etapa é calcular todos os blocos necessários para suportar os esforços, sendo feito um comparativo entre os métodos semiempíricos e computacionais visando o estudo da possível divergência com o auxílio de um levantamento quantitativo.

## 5 RESULTADOS

Um dado necessário é o cálculo de carga de ruptura e o estaqueamento em função do diâmetro das estacas com base nos dados comparativos entre os métodos semiempíricos e computacionais, com o intuito de obter as estacas necessárias por cada bloco, consequentemente o arranjo - demonstrado no ANEXO A – Distribuição de estacas. Com os dados dos arranjos em mãos, é possível dimensionar os blocos de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) e também possibilita os cálculos adicionais, como área de aço, concreto, movimento de terra necessário e as fôrmas dos blocos.

### 5.1 CARGA DE RUPTURA

Os resultados obtidos para a carga de ruptura das estacas de acordo com os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma estão na Tabela 5.1, o solo analisado está no ANEXO C – Ensaio SPT. Pode-se notar uma grande diferença entre os resultados devido aos meios de cálculos e os coeficientes entre eles utilizados.

Tabela 5. 1 – Carga de ruptura

Décourt-Quaresma			Aoki-Velloso		
Rp (kN)	RI (KN)	R (kN)	Rp (KN)	RI (kN)	R (kN)
147,26	271,49	209,40	183,30	202,60	385,90

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando coeficientes de 1,3 para resistência lateral e 4 para resistência de ponta para o método de Décourt-Quaresma e fator de segurança 2 para ambos os métodos, chega-se aos seguintes valores para tensões admissíveis:

Décourt-Quaresma – 209,4 kN;

Aoki-Velloso – 192,9 kN.

Fazendo a média dos valores calculados, chegamos ao valor de 201,2 kN.

## 5.2 ESTAQUEAMENTO

O estudo do estaqueamento consiste em determinar a quantidade de estacas e a disposição delas no bloco, de acordo com o ANEXO A - Distribuição de estacas - é possível fazer o arranjo em conformidade com o número de estacas.

## 5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Depois de analisar os dados da Tabela 5.1 – Carga de ruptura - e fazendo uma comparação com a carga admissível da estaca Strauss utilizada de  $\phi$  25 da tabela 3.6 - Carga admissível e dimensões mínimas - é possível observar que não pode ser utilizada os dados obtidos nos métodos semiempíricos como parâmetro principal no dimensionamento da fundação, pois a estaca chegaria ao colapso pois a carga de ruptura encontrado pelos métodos semiempíricos é superior à carga de ruptura da própria estaca.

Conclui-se que a carga de ruptura que irá ser utilizada nos cálculos semiempíricos será a carga admissível da estaca Strauss de  $\phi$  da Tabela 3.6 - Carga admissível e dimensões mínimas.

O dimensionamento das estacas segue como padrão os dados obtidos na Tabela 3.7 – Parâmetros para dimensionamento, a qual podemos chegar aos valores descritos a seguir tendo como parâmetro estaca Strauss:

- Área de aço correspondente a 0,5% da área da seção transversal da estaca;
- 2 metros de comprimento útil mínimo;
- Aço CA-50.

Os diâmetros utilizados para o aço na armadura longitudinal podem ser calculados levando em conta 0,5% da área da seção transversal, já a armadura transversal é apenas construtiva, e será adotada com 50% da área de aço longitudinal e espaçamento de 20 centímetros. Os resultados são demonstrados na Tabela 5.2, seguindo como parâmetro o ANEXO D – Áreas de aço.

Tabela 5. 2 - Armadura das estacas

$\phi$ (cm)	Área de aço (cm <sup>2</sup> )	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
25	2,45	5 $\phi$ 8.0 mm	$\phi$ 5 mm c/ 20 cm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Assim é possível calcular os dados quantitativos, tais como o peso total do aço, volume de concreto e o movimento de terra, estes dados são mostrados na Tabela 5.3. Dados demonstrados da tabela são obtidos através de cálculos semiempíricos, pois o modelo computacional adotado não dimensiona os parâmetros expostos na mesma.

Tabela 5. 3 - Dados construtivos

Método	Quant. de estacas	Peso – Longitudinal (kg)	Peso – Transversal (kg)	Concretagem total (m <sup>3</sup> )	Escavação Total (m <sup>3</sup> )
Aoki-Velloso	52	208	408	10,21	10,21
Décourt-Quaresma	52	208	408	10,21	10,21

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

Foram analisados alguns critérios para o dimensionamento, tais como:

- Consideradas armaduras complementares e construtivas nos blocos;
- A altura dos blocos foi calculada para blocos rígidos;
- O espaçamento entre os eixos das estacas foi adotado como  $3 \cdot \phi$ ;

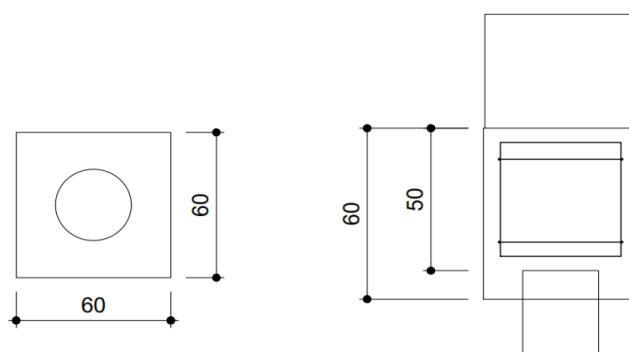
- Utilizadas estacas de  $\phi$  25 cm;
- O cobrimento derivou da classe de agressividade do ambiente, que foi adotado como fraca e no meio urbano, disposto no ANEXO E – Classe de agressividade ambiental;
- Os pilares analisados têm dimensões de 14x50 centímetros.

#### 5.4.1 Método semiempírico

##### 5.4.1.1 Blocos de uma estaca

De acordo com o APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (método semiempírico) - é possível obter o uso de seis blocos com uma estaca, na Figura 5.1 demonstra as dimensões calculadas, e no APÊNDICE I – Locação dos blocos (método semiempírico) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 1 - Dimensões calculadas



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para os blocos foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço - e na Tabela 5.4 demonstra as bitolas obtidas, levando em consideração que para a armadura construtiva (vertical) não há cálculo, foi estipulado 50% da área de aço horizontal e que não pode ter menos que dois estribos. No APÊNDICE D – Áreas de aço calculadas (semiempírico) - são demonstradas as áreas de aço obtidas.



Tabela 5. 4 - Bitolas calculadas

Bloco	Bitolas	
	Horizontal	Vertical
B1	8 $\phi$ 5.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
BF1	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
BF2	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
BF3	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
BF4	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
BF5	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.1 e os dados obtidos na Tabela 5.4, é possível calcular o volume do concreto e aço total utilizado para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.5. No APÊNDICE A é demonstrado o cálculo das fôrmas, concreto e movimento de terra.

Tabela 5. 5 - Dados construtivos dos blocos de uma estaca

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B1	1,920	0,240	0,320	1,730
BF1	0,195	0,240	0,320	1,730

Continuação...

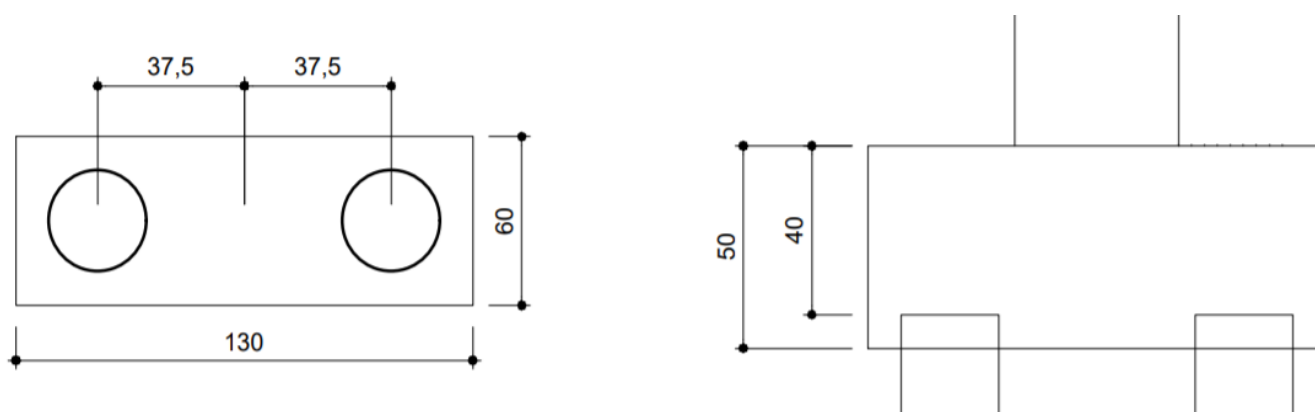
BF2	0,390	0,240	0,320	1,730
BF3	0,360	0,240	0,320	1,730
BF4	0,375	0,240	0,320	1,730
BF5	0,390	0,240	0,320	1,730
TOTAL	3,630	1,426	1,920	10,380

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4.1.2 Blocos de duas estacas

De acordo com o APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (método semiempírico) - é possível obter o uso de quinze blocos com duas estacas, na Figura 5.2 demonstra as dimensões calculadas, e no APÊNDICE I – Locação dos blocos (método semiempírico) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 2 - Dimensões calculadas



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço - e na Tabela 5.6 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE C – Áreas de aço calculadas (semiempírico) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (semiempírico) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5. 6 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas			
	$A_s$	$A_{st}$	$A_{P, EV}$	$A_{s, Sup}$
B2	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B3	7 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B4	9 $\phi$ 8.0 mm	7 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm
B5	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B6	9 $\phi$ 8.0 mm	7 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm
B7	7 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B8	9 $\phi$ 8.0 mm	7 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B9	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B15	9 $\phi$ 6.3 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	3 $\phi$ 5.0 mm
B16	9 $\phi$ 8.0 mm	7 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm
B17	7 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B18	7 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm
B19	7 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	4 $\phi$ 5.0 mm

Continuação...

B20	9 $\phi$ 8.0 mm	7 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	5 $\phi$ 5.0 mm
B21	9 $\phi$ 6.3 mm	5 $\phi$ 5.0 mm	9 $\phi$ 8.0 mm	3 $\phi$ 5.0 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.2 e os dados obtidos na Tabela 5.6, é possível calcular o volume do concreto e aço total para blocos de duas estacas, estes são dispostos na Tabela 5.7.

Tabela 5. 7 - Dados construtivos para os blocos de 2 estacas

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B2	10,34	0,343	0,441	1,824
B3	9,22	0,343	0,441	1,824
B4	10,83	0,343	0,441	1,824
B5	9,65	0,343	0,441	1,824
B6	11,40	0,343	0,441	1,824
B7	9,23	0,343	0,441	1,824
B8	11,15	0,343	0,441	1,824
B9	10,45	0,343	0,441	1,824
B15	11,56	0,343	0,441	1,824
B16	10,60	0,343	0,441	1,824

Continuação...

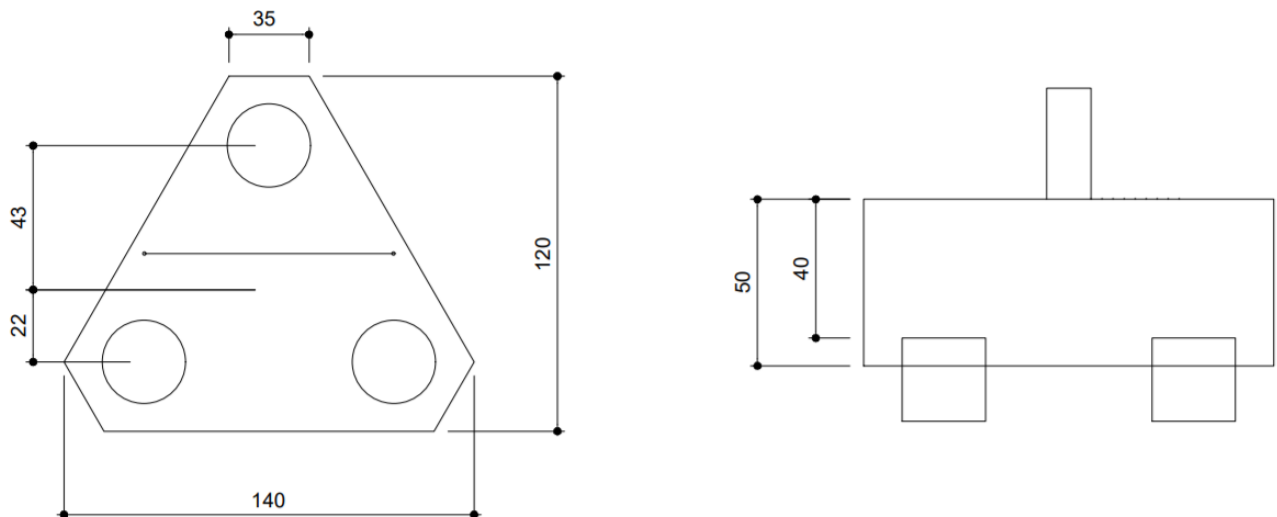
B17	9,180	0,343	0,441	1,824
B18	9,480	0,343	0,441	1,824
B19	9,200	0,343	0,441	1,824
B20	10,660	0,343	0,441	1,824
B21	8,560	0,343	0,441	1,824
Total	148,710	5,145	6,615	27,360

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4.1.3 Blocos de três estacas

De acordo com o APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (método semiempírico) - é possível obter o uso de cinco blocos com três estacas, na Figura 5.3 demonstra as dimensões calculadas. E no APÊNDICE I – Locação dos blocos (método semiempírico) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 3 - Dimensões calculadas



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço - e na Tabela 5.8 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE C – Áreas de aço calculadas (semiempírico) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (semiempírico) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5. 8 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas				
	$A_{st}$	$A_{s,malha}$	$A_{s,susp,tot}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,face (pele)}$
B10	4 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	7 $\phi$ 8.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
B11	4 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	6 $\phi$ 8.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
B12	4 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5,0 mm	7 $\phi$ 8.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm
B13	4 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	6 $\phi$ 8.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0mm
B14	4 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	6 $\phi$ 8.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm	2 $\phi$ 5.0 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.3 e os dados obtidos na Tabela 5.8, é possível calcular o volume do concreto e o peso de aço para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.9.

Tabela 5. 9 - Dados quantitativos para os blocos de 3 estacas

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	Volume de escavação (cm <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B10	4,270	0,580	0,890	2,540

Continuação...

B11	3,930	0,580	0,890	2,540
B12	4,310	0,580	0,890	2,540
B13	3,760	0,580	0,890	2,540
B14	3,900	0,580	0,890	2,540
Total	20,160	2,900	4,450	12,70

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4.2 Método computacional

Para facilitar o entendimento e ajudar na comparação, o método computacional foi analisado de duas formas, onde para o primeiro é calculado desconsiderando imperfeições globais, desaprumos e vento (computacional 1), e o segundo considerando imperfeições globais, desaprumos e vento (computacional 2).

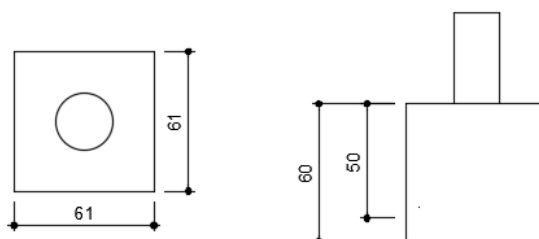
##### 5.4.2.1 Desconsiderando imperfeições globais, desaprumos e vento

###### 5.4.2.1.1 Blocos de uma estaca

De acordo com o APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 1) - é possível obter o uso de seis blocos com uma estaca, na Figura 5.4 demonstra as dimensões obtidas. E no APÊNDICE J - Locação dos blocos (método computacional 1) nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 4 - Dimensões obtidas

$$B1=BF1=BF2=BF3=BF4=BF5$$



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

No APÊNDICE F – Áreas de aço calculadas (método computacional 1) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 1) – são demonstrados os esforços obtidos. Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço - as armaduras calculadas são demonstradas na Tabela 5.10.

Tabela 5. 10 - Bitolas calculadas pelo método computacional

Bloco	Bitolas	
	Estribos horizontais	Estribos verticais
B1	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF1	6 $\phi$ 6.3mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF2	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF3	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF4	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF5	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.4 e os dados obtidos na Tabela 5.10, é possível calcular o volume do concreto (com a adoção de perda de 10% no seu volume total, e para fôrmas foram adotados os parâmetros de perda de 10 centímetros no comprimento, 10 centímetros na largura e 5 na altura das formas do bloco) e aço total para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.11.



Tabela 5. 11 - Dados construtivos dos blocos de uma estaca

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B1	3,120	0,238	0,330	1,730
BF1	3,120	0,238	0,330	1,730
BF2	3,120	0,238	0,330	1,730
BF3	3,120	0,238	0,330	1,730
BF4	3,120	0,238	0,330	1,730
BF5	3,120	0,238	0,330	1,730
TOTAL	18,720	1,430	1,980	10,380

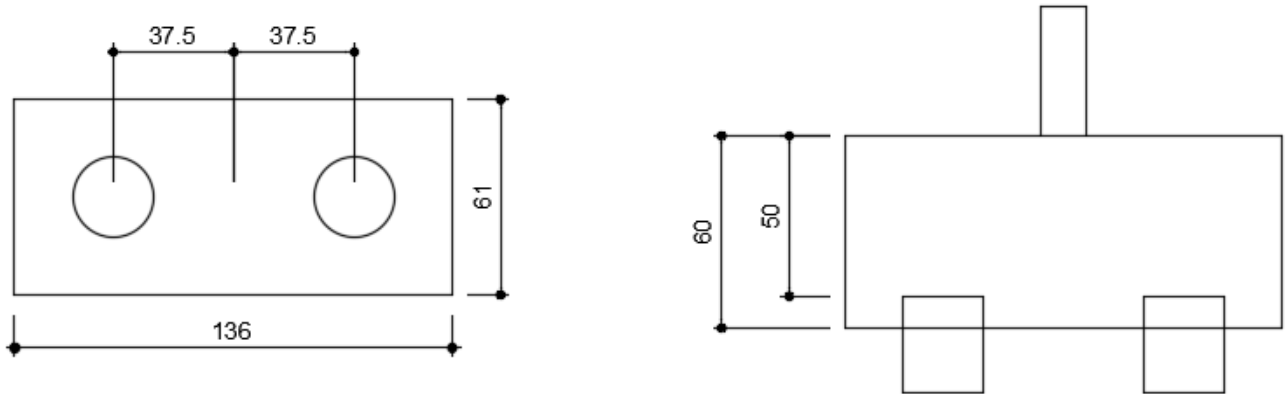
Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4.2.1.2 Blocos de duas estacas

De acordo com o APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 1) - é possível obter o uso de quinze blocos com duas estacas, na Figura 5.5 demonstra as dimensões calculada. E no APÊNDICE J - Locação dos blocos (método computacional 1) nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5.5 - Dimensões obtidas

$$B2=B3=B4=B5=B6=B7=B8=B9=B15=B16=B17=B18 \\ =B19=B20=B21$$



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço - e na Tabela 5.12 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE F – Áreas de aço calculadas (computacional 1) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 1) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5.12 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas				
	$A_s$ , principal	$A_s$ , horizontal	$A_s$ , EV	$A_s$ , Sup x	$A_s$ (malha)
B2	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B3	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm

Continuação...

---

B4	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B5	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B6	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ mm	$\phi$ 5 mm
B7	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B8	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B9	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B15	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B16	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B17	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B18	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B19	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B20	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm
B21	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 5.0 mm	$\phi$ 5 mm

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.5 e os dados obtidos na Tabela 5.12, é possível calcular o volume do concreto e aço total para blocos de duas estacas, estes são dispostos na Tabela 5.13.

Tabela 5. 13 - Dados construtivos para os blocos de 2 estacas

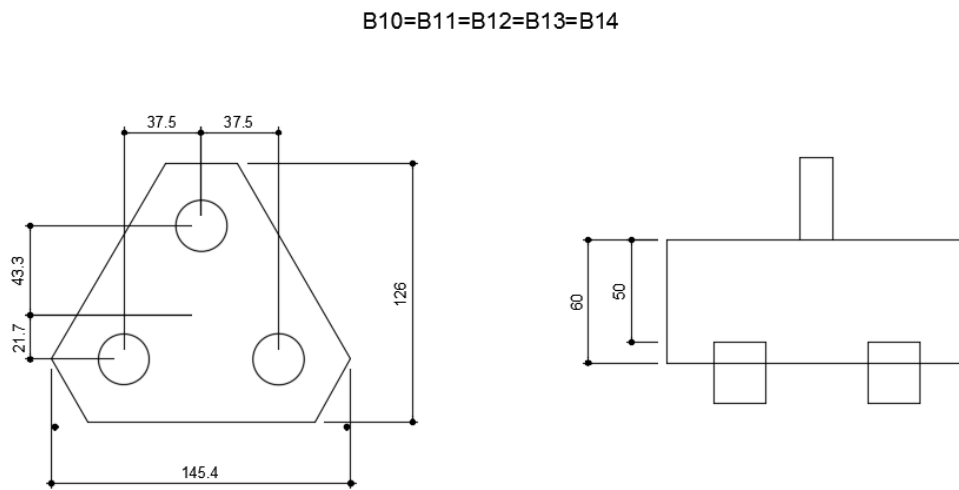
Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B2	10,770	0,490	0,670	2,360
B3	10,270	0,490	0,670	2,360
B4	11,270	0,490	0,670	2,360
B5	10,270	0,490	0,670	2,360
B6	11,270	0,490	0,670	2,360
B7	10,270	0,490	0,670	2,360
B8	11,270	0,490	0,670	2,360
B9	10,770	0,490	0,670	2,360
B15	10,270	0,490	0,670	2,360
B16	10,770	0,490	0,670	2,360
B17	10,270	0,490	0,670	2,360
B18	10,270	0,490	0,670	2,360
B19	10,270	0,490	0,670	2,360
B20	11,270	0,490	0,670	2,360
B21	10,270	0,490	0,670	2,360
Total	159,550	7,350	10,110	35,400

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 5.4.2.1.3 Blocos de três estacas

De acordo com o APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 1) - é possível obter o uso de cinco blocos com três estacas, na Figura 5.6 demonstra as dimensões calculadas. E no APÊNDICE J – Locação dos blocos (computacional 1) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 6 - Dimensões obtidas



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço e na Tabela 5.14 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE F – Áreas de aço calculadas (computacional 1) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 1) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5. 14 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas				
	$A_s$ , principal	$A_s$ , estribo horizontal	$A_s$ ,sup x	$A_s$ ,sup y	$A_s$ , malha
B10	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm

Continuação...

B11	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B12	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B13	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B14	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.6 e os dados obtidos na Tabela 5.14, é possível calcular o volume do concreto e aço total para blocos de três estacas, estes são dispostos na Tabela 5.15.

Tabela 5. 15 - Dados quantitativos para os blocos de 3 estacas

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B10	10,310	0,740	0,890	2,620
B11	10,280	0,740	0,890	2,620
B12	10,320	0,740	0,890	2,620
B13	10,220	0,740	0,890	2,620
B14	10,240	0,740	0,890	2,620
Total	51,370	3,70	4,450	13,100

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

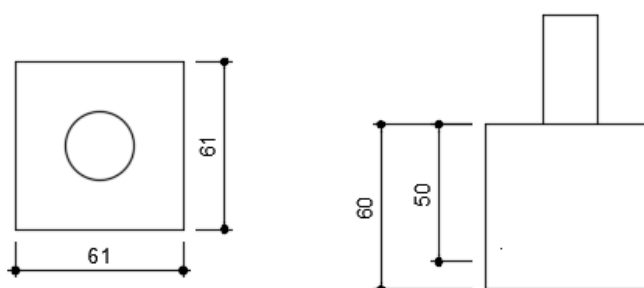
#### 5.4.2.2 Considerando imperfeições globais, desaprumos e vento

##### 5.4.2.2.1 Blocos de uma estaca

De acordo com o APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 2) - é possível obter o uso de seis blocos com uma estaca, na Figura 5.7 demonstra as dimensões obtidas, e no APÊNDICE K – Locação dos blocos (computacional 2) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 7 - Dimensões obtidas

$$B1=BF1=BF2=BF3=BF4=BF5$$



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

No APÊNDICE H – Áreas de aço calculadas (computacional 2) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 2) pode se observar os esforços calculados, as armaduras foram calculadas com base no ANEXO D – Áreas de aço – e elas são demonstradas na Tabela 5.16.

Tabela 5. 16 - Bitolas calculadas pelo método computacional

Bloco	Bitolas	
	As1	Construtivas
B1	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 8.0 mm

Continuação...

BF1	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF2	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF3	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF4	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm
BF5	6 $\phi$ 6.3 mm	4 $\phi$ 6.3 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.7 e os dados obtidos na Tabela 5.16, é possível calcular o volume do concreto e o aço total para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.17.

Tabela 5. 17 - Dados construtivos dos blocos de uma estaca

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B1	3,880	0,238	0,330	1,430
BF1	3,120	0,238	0,330	1,730
BF2	3,120	0,238	0,330	1,730
BF3	3,120	0,238	0,330	1,730
BF4	3,120	0,238	0,330	1,730
BF5	3,120	0,238	0,330	1,730
TOTAL	19,480	1,430	1,980	10,380

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

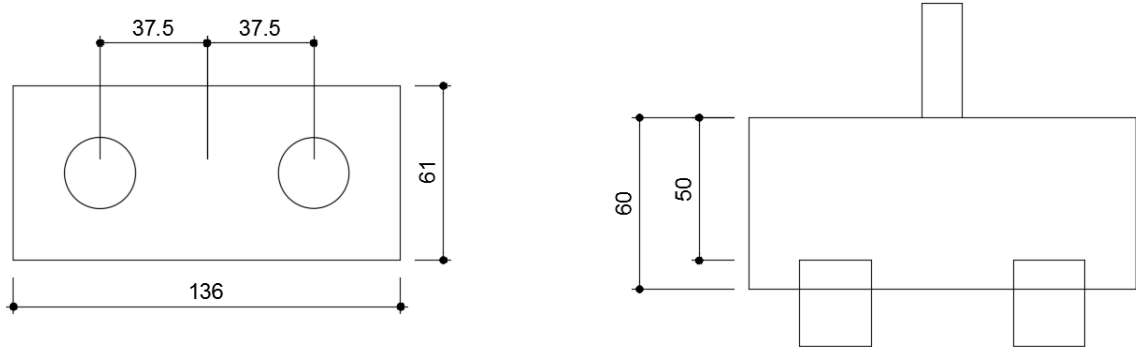


#### 5.4.2.2.2 Blocos de duas estacas

De acordo com o APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 2) - é possível obter o uso de catorze blocos com duas estacas, na Figura 5.8 demonstra as dimensões calculadas, e no APÊNDICE K – Locação dos blocos (computacional 2) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 8 - Dimensões obtidas

$$B2=B3=B4=B5=B7=B8=B9=B15=B16=B17=B18 \\ =B19=B20=B21$$



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço – e na Tabela 5.18 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE H – Áreas de aço calculadas (computacional 2) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 2) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5. 18 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas				
	$A_s$ , principal	$A_s$ , horizontal	$A_s$ , EV	$A_s$ , Sup x	$A_s$ (malha)
B2	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm

Continuação...

---

B3	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B4	6 $\phi$ 10.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B5	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B7	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B8	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B9	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B15	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B16	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B17	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B18	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B19	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B20	8 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B21	6 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	10 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.8 e os dados obtidos na Tabela 5.16, é possível calcular o volume do concreto e o peso de aço para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.19.

Tabela 5. 19 - Dados construtivos para os blocos de 2 estacas

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B2	11,270	0,490	0,670	2,360
B3	10,270	0,490	0,670	2,360
B4	11,960	0,490	0,670	2,360
B5	10,270	0,490	0,670	2,360
B7	10,270	0,490	0,670	2,360
B8	11,270	0,490	0,670	2,360
B9	11,270	0,490	0,670	2,360
B15	10,270	0,490	0,670	2,360
B16	11,270	0,490	0,670	2,360
B17	10,270	0,490	0,670	2,360
B18	10,270	0,490	0,670	2,360
B19	10,270	0,490	0,670	2,360
B20	11,270	0,490	0,670	2,360
B21	10,270	0,490	0,670	2,360
Total	150,470	6,86	9,38	33,040

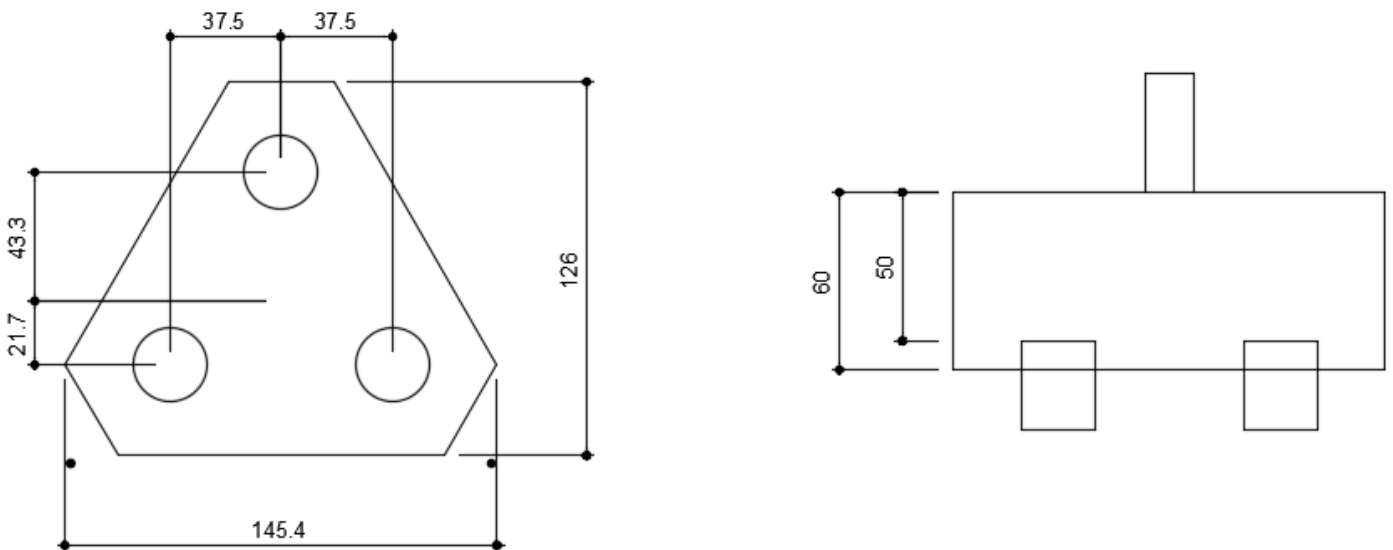
Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 5.4.2.2.3 Blocos de três estacas

De acordo com o APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (método computacional 2) - é possível obter o uso de seis blocos com três estacas, na Figura 5.9 demonstra as dimensões calculadas, e no APÊNDICE K – Locação dos blocos (computacional 2) - nos mostra a locação deles em planta.

Figura 5. 9 - Dimensões obtidas

$$B6=B10=B11=B12=B13=B14$$



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Para o bloco foram calculadas as áreas de aço com base no ANEXO D – Áreas de aço – e na Tabela 5.20 demonstra as bitolas obtidas. No APÊNDICE H – Áreas de aço calculadas (computacional 2) - são demonstradas as áreas de aço e no APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 2) são demonstrados os esforços calculados.

Tabela 5. 20 - Bitolas encontradas

Bloco	Bitolas				
	$A_{s, \text{principal}}$	$A_{s, \text{estribo horizontal}}$	$A_{s, \text{sup x}}$	$A_{s, \text{sup y}}$	$A_{s, \text{malha}}$
B6	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B10	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B11	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B12	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B13	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm
B14	7 $\phi$ 8.0 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	7 $\phi$ 6.3 mm	6 $\phi$ 6.3 mm	$\phi$ 5 mm

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Adotando as dimensões dispostas na Figura 5.9 e os dados obtidos na Tabela 5.20, é possível calcular o volume do concreto e o peso de aço para blocos de uma estaca, estes são dispostos na Tabela 5.21.

Tabela 5. 21 - Dados quantitativos para os blocos de 3 estacas

Bloco	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto (m <sup>3</sup> )	Volume escavação (m <sup>3</sup> )	Fôrma (m <sup>2</sup> )
B6	10,290	0,740	0,890	2,620
B10	10,370	0,740	0,890	2,620
B11	10,340	0,740	0,890	2,620

Continuação...

B12	10,870	0,740	0,890	2,620
B13	10,310	0,740	0,890	2,620
B14	10,290	0,740	0,890	2,620
Total	52,180	4,440	5,340	15,720

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

## 5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a execução comparativa entre os métodos semiempírico e computacional foram utilizados os dados totais de aço, concreto, escavação e fôrma para cada grupo de blocos em cada método. Para melhor percepção dos resultados, foram analisados o computacional 1 com o semiempírico, conseqüentemente o computacional 1 com o computacional 2, e por fim um comparativo entre todos os métodos.

Os quantitativos de cada grupo de blocos estão dispostos nas Tabelas 5.22, 5.23 e 5.24.

Tabela 5. 22 - Quantitativo (Computacional 1)

Método computacional 1				
	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto total (m <sup>3</sup> )	Volume escavação total (m <sup>3</sup> )	Fôrma total (m <sup>2</sup> )
Bloco de 1 estaca	18,720	1,430	1,980	10,380
Bloco de 2 estacas	159,550	7,350	10,110	35,400

Continuação...

Bloco de 3 estacas	51,370	3,70	4,450	13,100
Total	229,640	12,480	16,540	58,880

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Tabela 5. 23 - Quantitativo (computacional 2)

Método computacional 2				
	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto total (m <sup>3</sup> )	Volume escavação total (m <sup>3</sup> )	Fôrma total (m <sup>2</sup> )
Blocos de 1 estaca	19,480	1,430	1,980	10,380
Blocos de 2 estaca	150,470	6,860	9,380	33,040
Blocos de 3 estaca	52,180	4,440	5,340	15,720
Total	222,130	12,723	16,700	59,140

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Entre o computacional 1 e computacional 2 houveram algumas diferenças, como área de aço, volume de concreto, fôrmas e volume de escavação, estas são decorrentes principalmente das imperfeições, desaprumo e vento. Para o computacional 1 foram desconsiderados os fatores citados acima, sendo assim as cargas sofreram modificações em comparação com o computacional 2, onde que para este foram considerados os fatores. As cargas obtidas no segundo caso são maiores, o que gerou uma variação na quantidade de estacas por bloco, obtendo uma maior quantidade de blocos de 3 estacas, entretanto as dimensões dos blocos não sofreram alterações.

Tabela 5. 24 - Quantitativo (semiempírico)

Método semiempírico				
	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto total (m <sup>3</sup> )	Volume escavação total (m <sup>3</sup> )	Fôrma total (m <sup>2</sup> )
Blocos de 1 estaca	3,630	1,426	1,920	10,380
Blocos de 2 estaca	148,710	5,145	6,615	27,360
Blocos de 3 estaca	20,160	2,900	4,450	12,700
Total	172,950	9,472	12,520	50,440

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

Notado através das tabelas acima, a maior divergência de resultado está na área de aço, onde os totais dos computacionais 1 e 2 ficaram próximos, entretanto o semiempírico houve uma grande diferença de resultado. Essa diferença se dá pelo fato da análise do dimensionamento de aço utilizado no método computacional, que leva em conta a carga vertical do bloco, que é composta pelo peso próprio, das cargas verticais do pórtico e da ação do binário de forças resultante dos momentos fletores.

Segundo Longo (2018), a ação do binário é composta por dois efeitos, um lado do bloco se submete a uma compressão maior, onde é analisada a biela que sofre o maior esforço, após analisar qual biela é mais solicitada é feito um dimensionamento de acordo com ela. O outro lado é submetido a um esforço de compressão menor, em que é verificado além da biela mais solicitada, a ocorrência de tração na estaca.

A diferença obtida entre os volumes de concreto, escavação e fôrmas foi ocasionada pela diferença de altura adotada pelo programa e a obtida através do método semiempírico. Nos métodos computacionais foram adotados 60 cm de altura e no método semiempírico foi obtido 50 cm de altura dos blocos de 1 a 3 estacas. Outra divergência é que no método semiempírico



foi utilizado 15 cm de cobrimento do bloco, já pelo método computacional foi utilizado 18 cm para o cobrimento. O comparativo geral é demonstrado na Tabela 5.25.

Tabela 5. 25 - Quantitativo geral

Comparativo geral				
	Aço total (cm <sup>2</sup> )	Volume concreto total (m <sup>3</sup> )	Volume escavação total (m <sup>3</sup> )	Fôrma total (m <sup>2</sup> )
Computacional 1	229,640	12,480	16,540	58,880
Computacional 2	222,130	12,730	16,700	59,140
Semiempírico	172,950	9,472	12,520	50,440

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

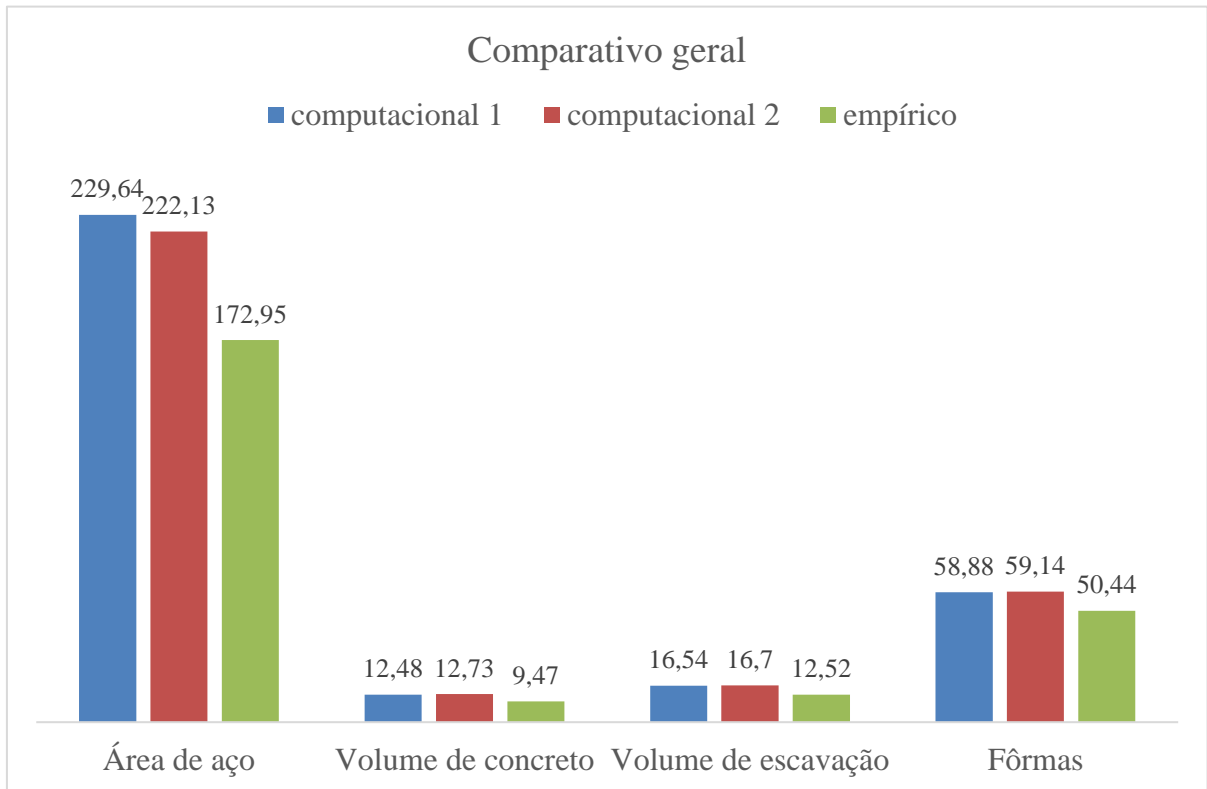
Observando os dados obtidos nas tabelas, chegamos a um resultado maior do computacional 1 mesmo a carga sendo menor, isso ocorre devido à composição das armaduras dos blocos de 2 estacas, o que gera maior área de aço para 2 estacas pelo motivo da disposição das bielas, onde para blocos de 3 estacas é composto por 3 bielas de compressão, o que divide os esforços, sendo assim, para este projeto o bloco não foi muito solicitado, o que geraram menores áreas de aço. No Gráfico 5.1 é possível observar a divergência entre os métodos.

O Gráfico 1 demonstra a divergência entre os três métodos analisados no trabalho, onde a diferença da área de aço entre as análises computacionais se deu porque no método computacional 1 (sem consideração de vento, imperfeições e desaprumo) teve uma carga calculada menor, que consequentemente teve um bloco que no computacional 2 deu como resultado 3 estacas, no computacional 1 ele foi dimensionado para 2 estacas.

Este bloco de 2 estacas teve uma área de aço maior devido uma maior solicitação de esforços na armadura. Já a diferença do computacional (1 e 2) para o semiempírico, é devido este método não analisar tantos aspectos em comparação com o computacional, portanto obteve

uma área de aço inferior. As diferenças de volume de concreto, volume de escavação e fôrmas se deram pelos mesmos motivos expostos anteriormente.

Gráfico 5. 1 - Comparativo geral



Fonte: Arquivo pessoal (2018)

## **6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

### **6.1 CONCLUSÃO**

Para superar os desafios encontrados na área de engenharia civil nos dias de hoje, em que a estética das construções está cada vez mais exigindo um bom dimensionamento da estrutura, alguns parâmetros fazem a diferença, como uma boa análise de métodos que propõem uma margem de segurança maior e agilidade no projeto, estes e outros fatores são fundamentais para que se possa se destacar na área. Com este intuito, o presente trabalho demonstrou três análises distintas, para mostrar que há divergência entre os métodos e formas de cálculo.

Notou-se durante as análises de resultados que o computacional 2, dentre os métodos analisados é o que teve uma melhor margem de segurança de análise e confiabilidade, pois o mesmo teve um maior quantitativo de esforços previstos e calculados durante a análise dos resultados.

O computacional 1 dentre as 3 analisados ficou em segundo, por motivos de não considerar alguns aspectos que o computacional 2 considera, o que faz com que ele seja um dimensionamento menos minucioso. O semiempírico ficou como a pior análise, por motivos que não foi considerada uma grande parte dos esforços externos analisados no computacional, que diminui a credibilidade, e confiabilidade do método.

### **6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Realizar uma análise mais minuciosa do método semiempírico para diminuir a divergência comparado ao computacional, com isso confirmar ao examinar os mesmos aspectos do computacional (imperfeição global, desaprumo e vento) se os dimensionamentos dos métodos podem ser similares.

Calcular custos ao realizar uma fundação utilizando os métodos, e demonstrar qual e mais viável economicamente.

Buscar se há outros métodos para cálculo de fundação e fazer um comparativo geral de custo e dimensionamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBIERRO, J. H; CINTRA, J. C. DÉCOURT, L; Análise e Projeto de Fundações Profundas. **Fundações: Teoria e Prática**. Ed Pini, 1 Ed, 1998, p. 265 a 327.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**, 2 Ed – São Paulo: Blucher, 1983.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**, 2 Ed – São Paulo: Blucher, 2012.

ALMEIDA, L. C. **Fundamento do concreto armado – Notas e aula**. Apostila. Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas – FEC/ Unicamp, Campinas, 2002.

ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de blocos sobre estaca**. Santa Maria. Universidade Federal de Santa Maria Centro de Tecnologia/ Departamento de Estruturas e Construção Civil, 2007. 23p. Apostila.

AOKI, N. **Segurança e confiabilidade de fundações – Notas de aula**. Apostila. Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Rochas e solos - Terminologia, NBR 6502** - Rio de Janeiro, ABNT, 1995, 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio, NBR 6484** – Rio de Janeiro, ABNT, 2001, 17p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, NBR 8681** – Rio de Janeiro, ABNT, 2003, 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de Fundações, NBR 6122** – Rio de Janeiro, ABNT, 2010, 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118** – Rio de Janeiro, ABNT, 2014, 238p.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de Fundação – Notas de aula**. Apostila. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru, 2017.

BILFINGER, W. **Critérios de segurança de fundações em estacas cravadas com consideração de controles executivos**. 2002. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**, 1 Ed – Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 161 f. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**, 1 Ed – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

FERNANDES, G. B. **Notas de aula do curso**. Publicações do Departamento de Construção Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas – Unicamp/ FEL. 2012.

LEONHARDT. **Construções de concreto** – Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda, 1979.

LONGO, L. F. **Modelo biela-tirante para blocos** – 2018 – <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004387994> – acesso em: 17 de Novembro de 2018.

MARANGON, M. **Escolha do tipo de estaca – Geotecnia das fundações**. P. 25 a 38. Departamento de Transportes e Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF. 2009.

MILITITSKY, J. *et al.* **Patologia das Fundações**, 2 Ed – São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

NETO, A.D.F. N. História das Fundações. In: **Fundações: teoria e prática**, 2 Ed – São Paulo: Pini, 1998, p.17 a 33.

RIJO, M. **MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. 1998. 100 f.** Universidade de ÉVORA, 2016.

S & S ENGENHARIA. **Sondagem Goianésia.** Goianésia, 2017.

SILVA, J. F. **METODOLOGIA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS INCLUINDO PROBABILIDADE DE RUÍNA.** 2006. 118 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos, Alagoas, 2006a.

SILVA, S. A. D. **Apostila: Fundações e obras de contenção.** Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará – UFC. 2006b.

TEIXEIRA, A. H; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **Fundações: teoria e prática**, 2 Ed – São Paulo: Pini, 1998, p227 a 264.

VELLOSO, D; LOPES, F. R. Concepção de obras de fundações. In: **Fundações: teoria e prática**, 2 Ed – São Paulo: Pini, 1998.

VELLOSO, D; LOPES, F. R. **Fundações**, Nova Edição, Volume 1 – Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004.

## APÊNDICES

### APÊNDICE A

Para critérios de perda, no método semiempírico foram adotados 20% de perda de forma, 10% de perda para concreto, e foram aumentados 10 cm de largura e comprimento e 5 cm de altura no volume de escavação.

Blocos	Quant. Estacas	Comp. (cm)	Largura. (cm)	Altura. (cm)	Concreto. (m <sup>3</sup> )	Forma. (m <sup>2</sup> )	Escavação. (m <sup>3</sup> )
B1	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
B2	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B3	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B4	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B5	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B6	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B7	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B8	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B9	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B10	3	140	120	50	0,580	2,540	0,890
B11	3	140	120	50	0,580	2,540	0,890
B12	3	140	120	50	0,580	2,540	0,890
B13	3	140	120	50	0,580	2,540	0,890
B14	3	140	120	50	0,580	2,540	0,890
B15	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B16	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B17	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B18	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B19	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
B20	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441

Continuação...

---

B21	2	130	60	50	0,343	1,824	0,441
BF1	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
BF2	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
BF3	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
BF4	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
BF5	1	60	60	50	0,240	1,730	0,320
		Total			9,472	50,440	12,520

---



**APÊNDICE B – Carga e quantidade de estacas por bloco (método semiempírico)**

Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas	Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas
B1	159,56	1	B14	409,68	3
B2	307,74	2	B15	214,21	2
B3	249,67	2	B16	322,06	2
B4	333,,33	2	B17	246,78	2
B5	271,72	2	B18	263,26	2
B6	363,69	2	B19	247,85	2
B7	249,52	2	B20	324,92	2
B8	351,28	2	B21	214,44	2
B9	314,00	2	BF1	16,65	1
B10	448,20	3	BF2	31,81	1
B11	413,15	3	BF3	29,92	1
B12	453,31	3	BF4	30,77	1
B13	395,56	3	BF5	32,29	1

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### APÊNDICE C – Áreas de aço calculadas (semiempírico)

#### 1 Estaca

Bloco	As horizontal (cm <sup>2</sup> )	As vertical (cm <sup>2</sup> )
B1	1,28	0,64
BF1	0,13	0,065
BF2	0,26	0,13
BF3	0,24	0,12
BF4	0,25	0,125
BF5	0,26	0,13

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

#### 2 Estacas

Bloco	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>P, EV</sub>	A <sub>s, sup</sub>
B2	3,89	1,17	4,5	0,78
B3	3,15	0,94	4,5	0,63
B4	4,22	1,27	4,5	0,84
B5	3,44	1,03	4,5	0,68
B6	4,6	1,38	4,5	0,92

Continuação...

---

B7	3,16	0,94	4,5	0,63
B8	4,44	1,33	4,5	0,88
B9	3,97	1,19	4,5	0,79
B15	2,71	0,81	4,5	0,54
B16	4,07	1,22	4,5	0,81
B17	3,12	0,94	4,5	0,62
B18	3,33	0,99	4,5	0,66
B19	3,13	0,94	4,5	0,63
B20	4,11	1,23	4,5	0,82
B21	2,71	0,81	4,5	0,54

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 3 Estacas

---

Bloco	$A_{st}$	$A_{s,malha}$	$A_{sup,tot}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,face(pele)}$
B10	0,69	0,14	3,21	0,14	0,087
B11	0,64	0,12	2,96	0,13	0,079
B12	0,70	0,14	3,24	0,14	0,087
B13	0,61	0,12	2,83	0,12	0,076
B14	0,63	0,13	2,93	0,13	0,079

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

## APÊNDICE D – Áreas de aço calculadas (semiempírico)

### 1 Estaca

Bloco	As horizontal (cm <sup>2</sup> )	As vertical (cm <sup>2</sup> )
B1	1,28	0,64
BF1	0,13	0,065
BF2	0,26	0,13
BF3	0,24	0,12
BF4	0,25	0,125
BF5	0,26	0,13

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 2 Estacas

Bloco	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>P, EV</sub>	A <sub>s, sup</sub>
B2	3,89	1,17	4,5	0,78
B3	3,15	0,94	4,5	0,63
B4	4,22	1,27	4,5	0,84
B5	3,44	1,03	4,5	0,68

Continuação...

B6	4,6	1,38	4,5	0,92
B7	3,16	0,94	4,5	0,63
B8	4,44	1,33	4,5	0,88
B9	3,97	1,19	4,5	0,79
B15	2,71	0,81	4,5	0,54
B16	4,07	1,22	4,5	0,81
B17	3,12	0,94	4,5	0,62
B18	3,33	0,99	4,5	0,66
B19	3,13	0,94	4,5	0,63
B20	4,11	1,23	4,5	0,82
B21	2,71	0,81	4,5	0,54

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 3 Estacas

Bloco	$A_{st}$	$A_{s,malha}$	$A_{sup,tot}$	$A_{s,sup}$	$A_{s,face(pele)}$
B10	0,69	0,14	3,21	0,14	0,087
B11	0,64	0,12	2,96	0,13	0,079

Continuação...

---

B12	0,70	0,14	3,24	0,14	0,087
B13	0,61	0,12	2,83	0,12	0,076
B14	0,63	0,13	2,93	0,13	0,079

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

**APÊNDICE E – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 1)**

Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas	Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas
B1	159,56	1	B14	409,68	3
B2	307,74	2	B15	214,21	2
B3	249,67	2	B16	322,06	2
B4	333,33	2	B17	246,78	2
B5	271,72	2	B18	263,26	2
B6	363,69	2	B19	247,85	2
B7	249,52	2	B20	324,92	2
B8	351,28	2	B21	214,44	2
B9	314,00	2	BF1	16,65	1
B10	448,20	3	BF2	31,81	1
B11	413,15	3	BF3	29,92	1
B12	453,31	3	BF4	30,77	1
B13	395,56	3	BF5	32,29	1

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

## APÊNDICE F – Áreas de aço calculadas (computacional 1)

### 1 Estaca

Bloco	Estribos horizontais (cm <sup>2</sup> )	Estribos verticais (cm <sup>2</sup> )
B1	1,87	1,25
BF1	1,87	1,25
BF2	1,87	1,25
BF3	1,87	1,25
BF4	1,87	1,25
BF5	1,87	1,25

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 2 Estacas

Bloco	A <sub>s1</sub>	A <sub>s3</sub>	A <sub>s4</sub>	A <sub>s5</sub>	A <sub>s7</sub>
B2	3,52	1,87	3,12	1,87	0,39
B3	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B4	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B5	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39

Continuação...



---

B6	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B7	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B8	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B9	3,52	1,87	3,12	1,87	0,39
B15	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B16	3,52	1,87	3,12	1,87	0,39
B17	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B18	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B19	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B20	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B21	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 3 Estacas

---

Bloco	A <sub>s1</sub>	A <sub>s3</sub>	A <sub>s5</sub>	A <sub>s6</sub>	A <sub>s7</sub>
B10	3,52	1,87	2,18	1,87	0,87
B11	3,52	1,87	2,18	1,87	0,84

---

Continuação...

---

B12	3,52	1,87	2,18	1,87	0,88
B13	3,52	1,87	2,18	1,87	0,78
B14	3,52	1,87	2,18	1,87	0,80

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

**APÊNDICE G – Carga e quantidade de estacas por bloco (computacional 2)**

Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas	Bloco	Carga (kN)	Quantidade de estacas
B1	179,87	1	B14	421,87	3
B2	359,19	2	B15	225,97	2
B3	278,08	2	B16	338,10	2
B4	363,35	2	B17	274,75	2
B5	299,03	2	B18	280,01	2
B6	416,26	3	B19	276,85	2
B7	279,68	2	B20	341,86	2
B8	363,58	2	B21	226,09	2
B9	328,80	2	BF1	19,36	1
B10	452,72	3	BF2	36,42	1
B11	426,93	3	BF3	43,55	1
B12	456,84	3	BF4	44,50	1
B13	410,64	3	BF5	38,89	1

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

**APÊNDICE H – Áreas de aço calculadas (computacional 2)**

## 1 Estaca

Bloco	Estribos horizontais (cm <sup>2</sup> )	Estribos verticais (cm <sup>2</sup> )
B1	1,87	2,01
BF1	1,87	1,25
BF2	1,87	1,25
BF3	1,87	1,25
BF4	1,87	1,25
BF5	1,87	1,25

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

## 2 Estacas

Bloco	A <sub>s1</sub>	A <sub>s3</sub>	A <sub>s4</sub>	A <sub>s5</sub>	A <sub>s7</sub>
B2	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B3	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B4	4,71	1,87	3,12	1,87	0,39
B5	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B7	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39

Continuação...

---

B8	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B9	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B15	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B16	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B17	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B18	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B19	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B20	4,02	1,87	3,12	1,87	0,39
B21	3,02	1,87	3,12	1,87	0,39

---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

### 3 Estacas

---

Bloco	A <sub>s1</sub>	A <sub>s3</sub>	A <sub>s5</sub>	A <sub>s6</sub>	A <sub>s7</sub>
B6	3,52	1,87	2,18	1,87	0,85
B10	3,52	1,87	2,18	1,87	0,93
B11	3,52	1,87	2,18	1,87	0,90
B12	4,02	1,87	2,18	1,87	0,93
B13	3,52	1,87	2,18	1,87	0,87
B14	3,52	1,87	2,18	1,87	0,85

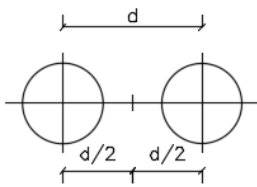
---

Fonte: Arquivo pessoal (2018)

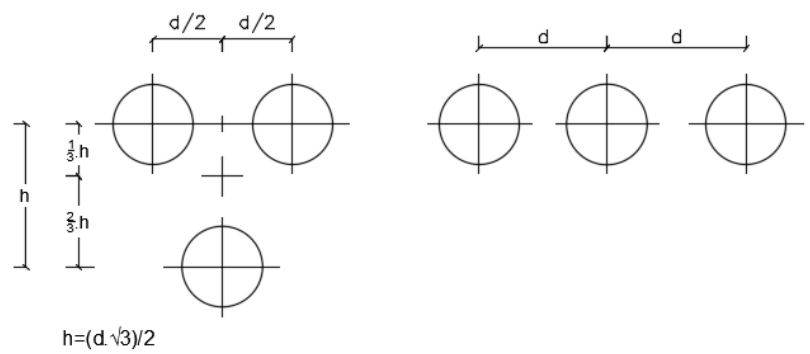
## ANEXOS

## ANEXO A – Distribuição de estacas

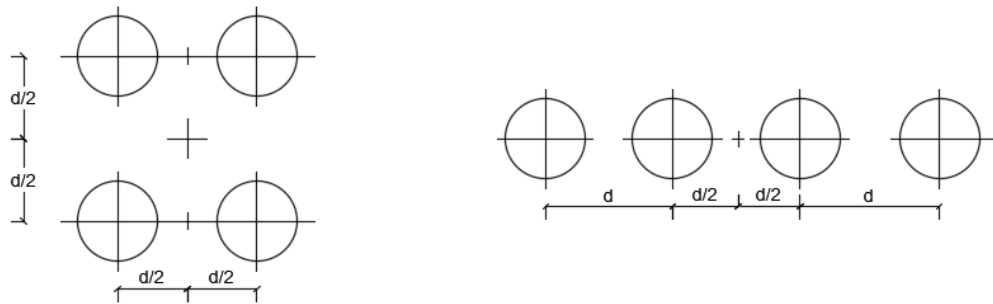
## 2 estacas



## 3 estacas

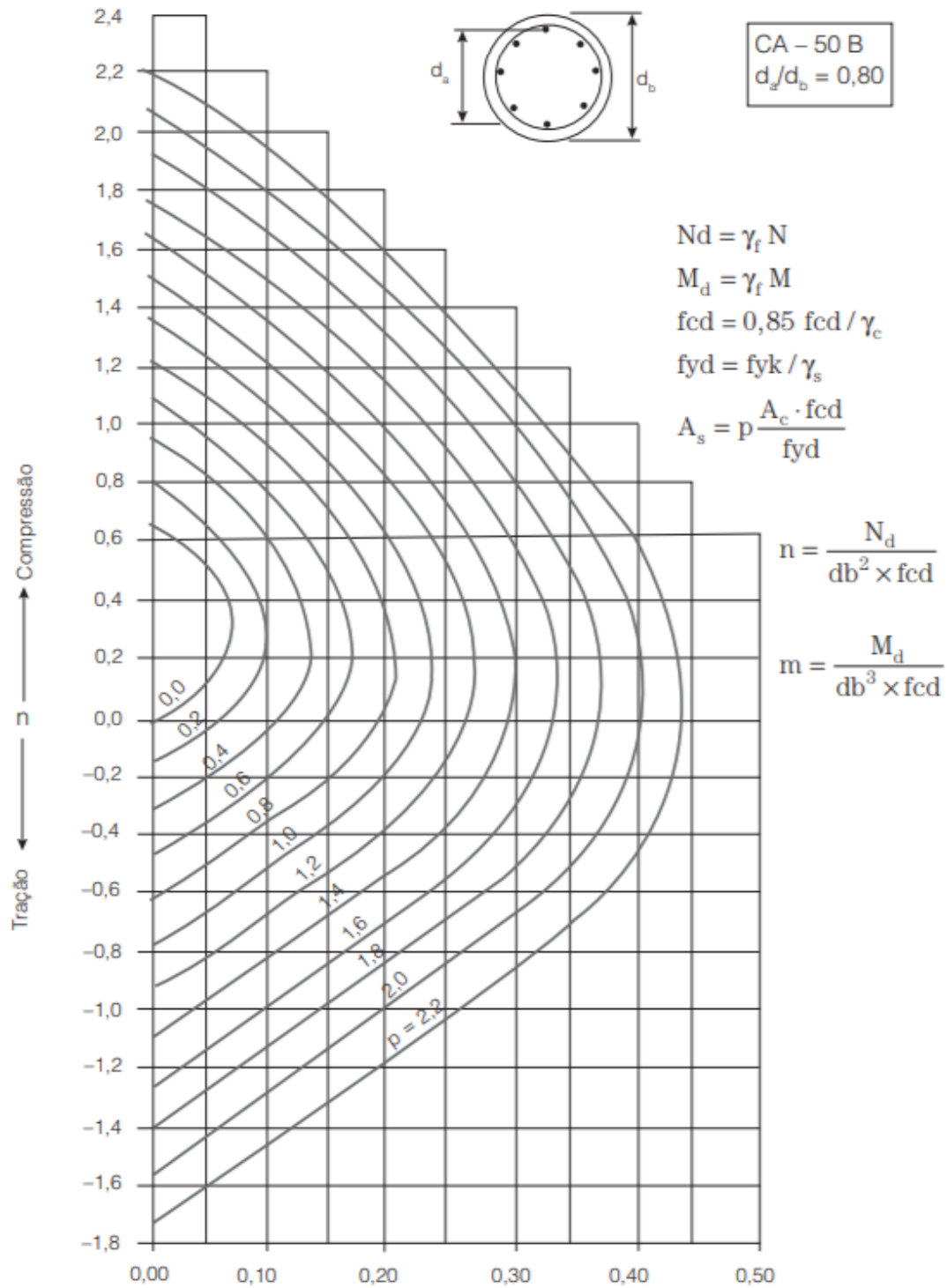


## 4 estacas

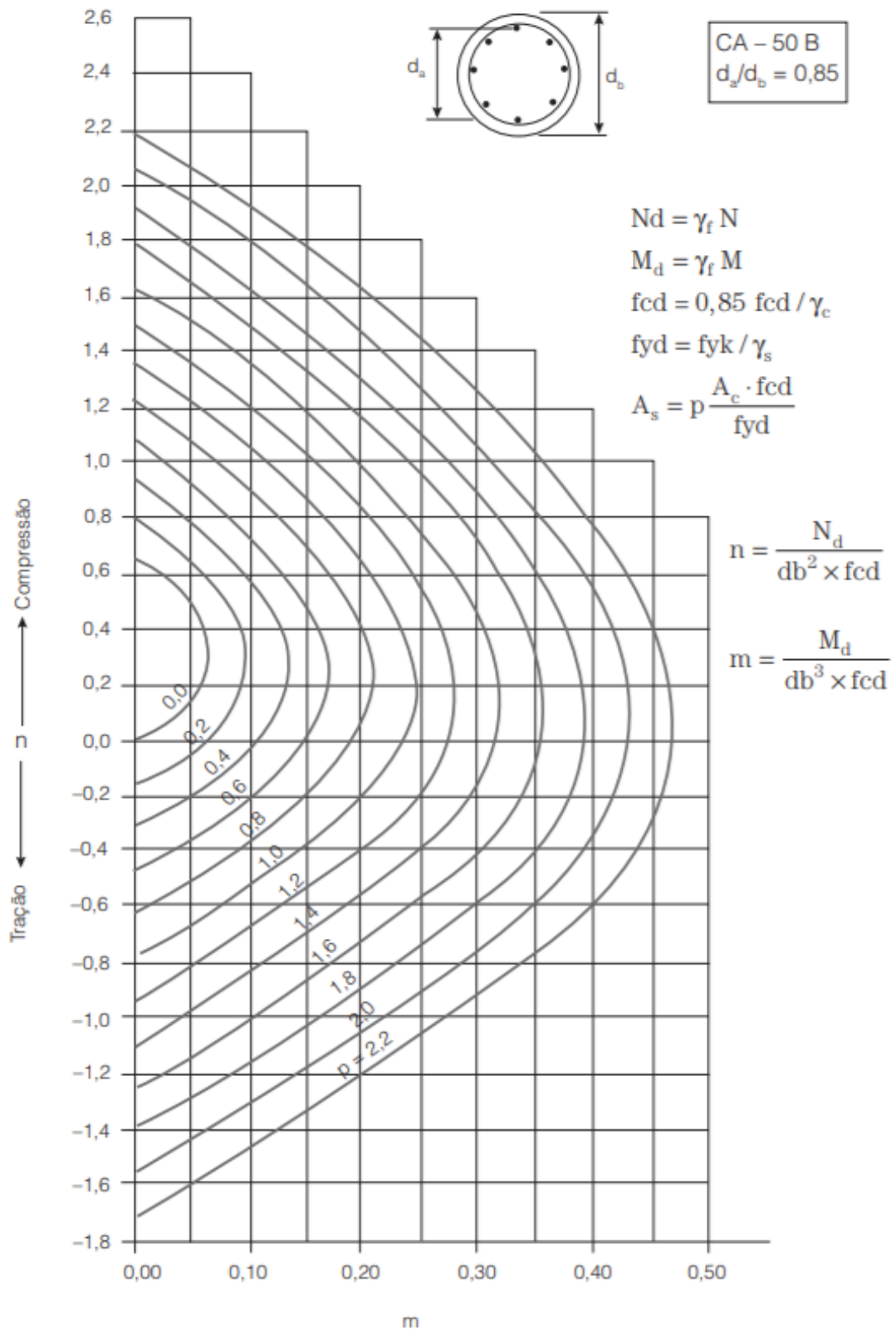


Fonte: (ALONSO, 1983) (modificado)

## ANEXO B – Flexão simples

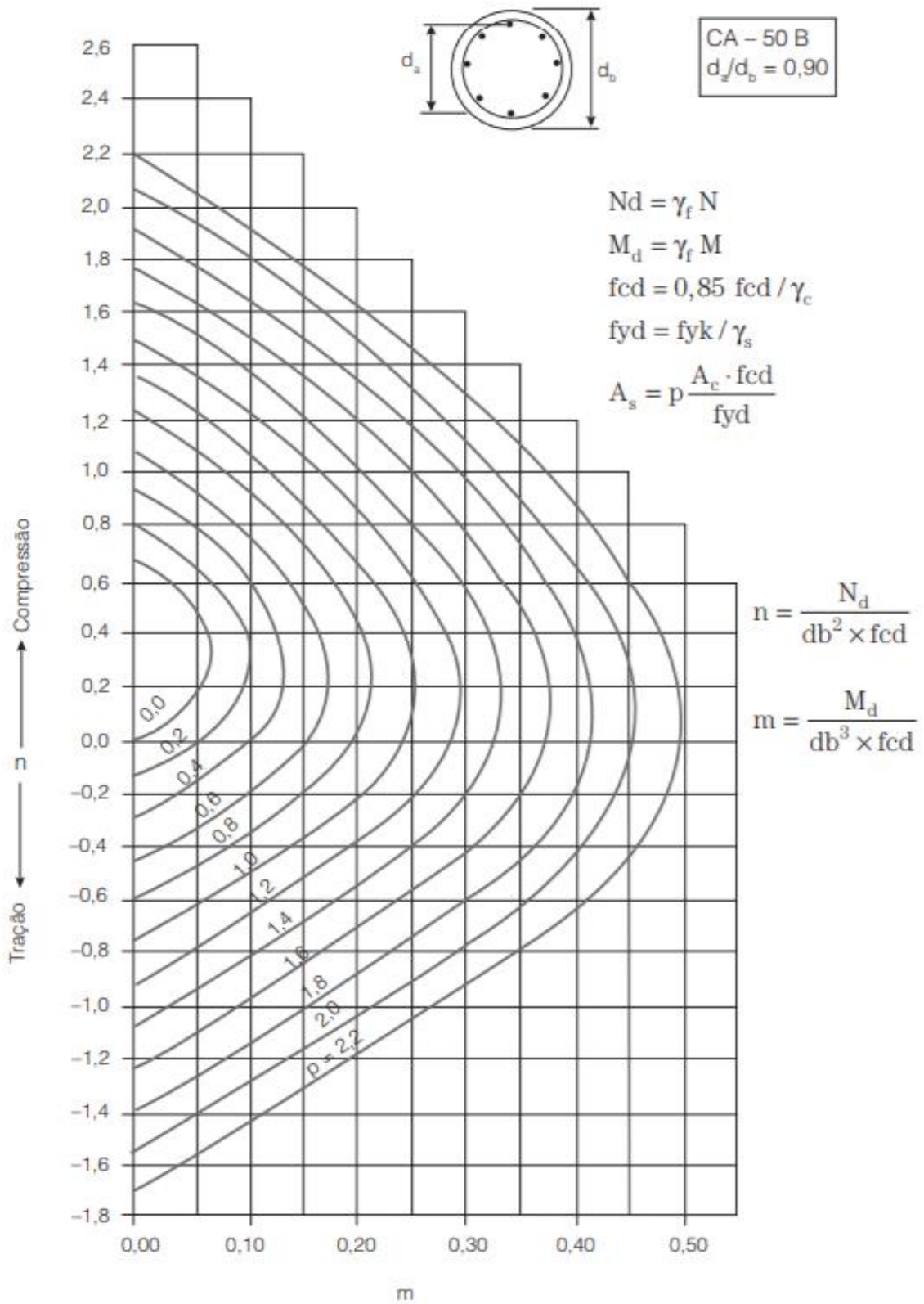


Fonte: CARNEIRO [s.d], apud ALONSO (2012)

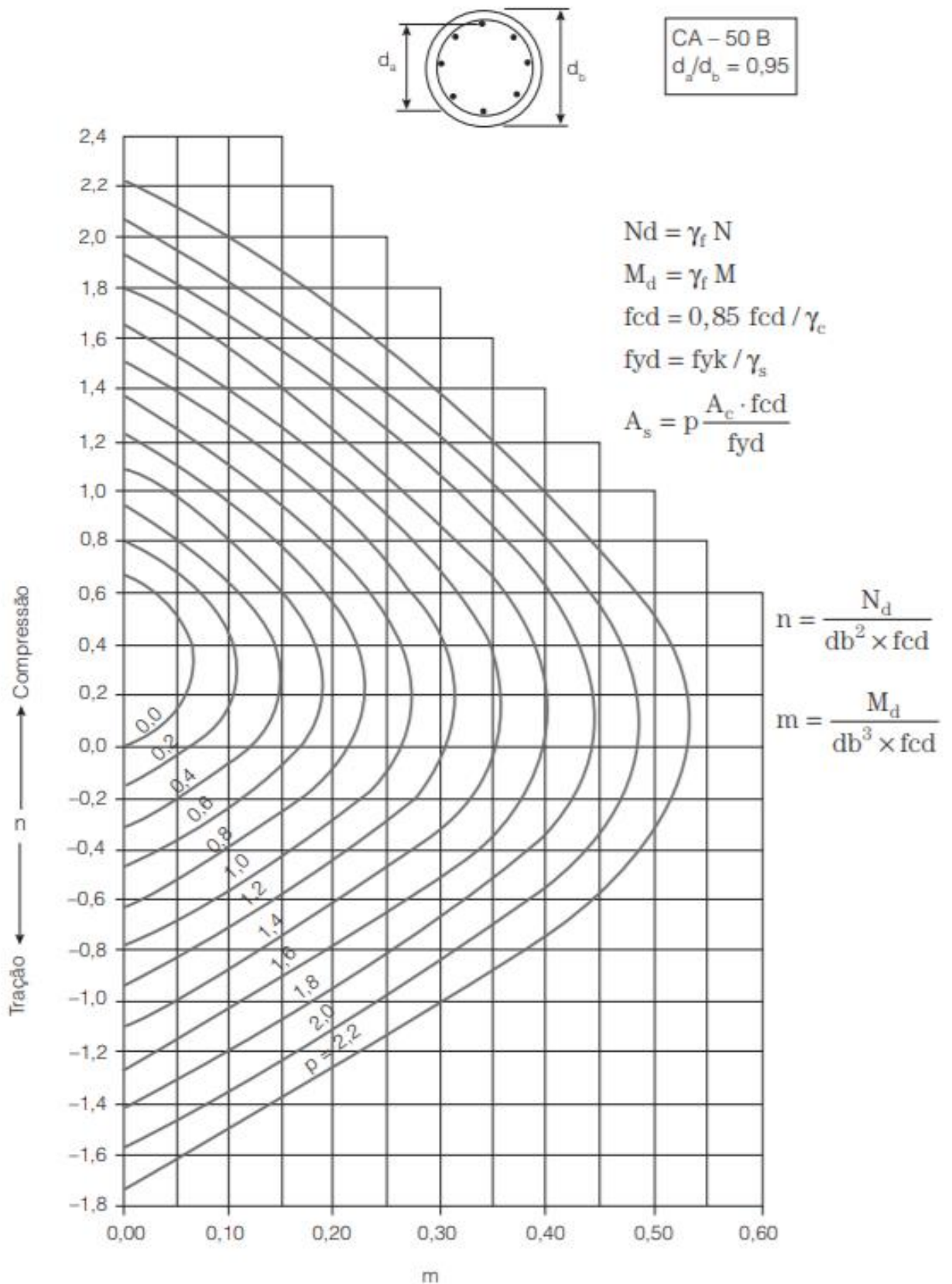


Fonte: CARNEIRO [s.d], apud ALONSO (2012)



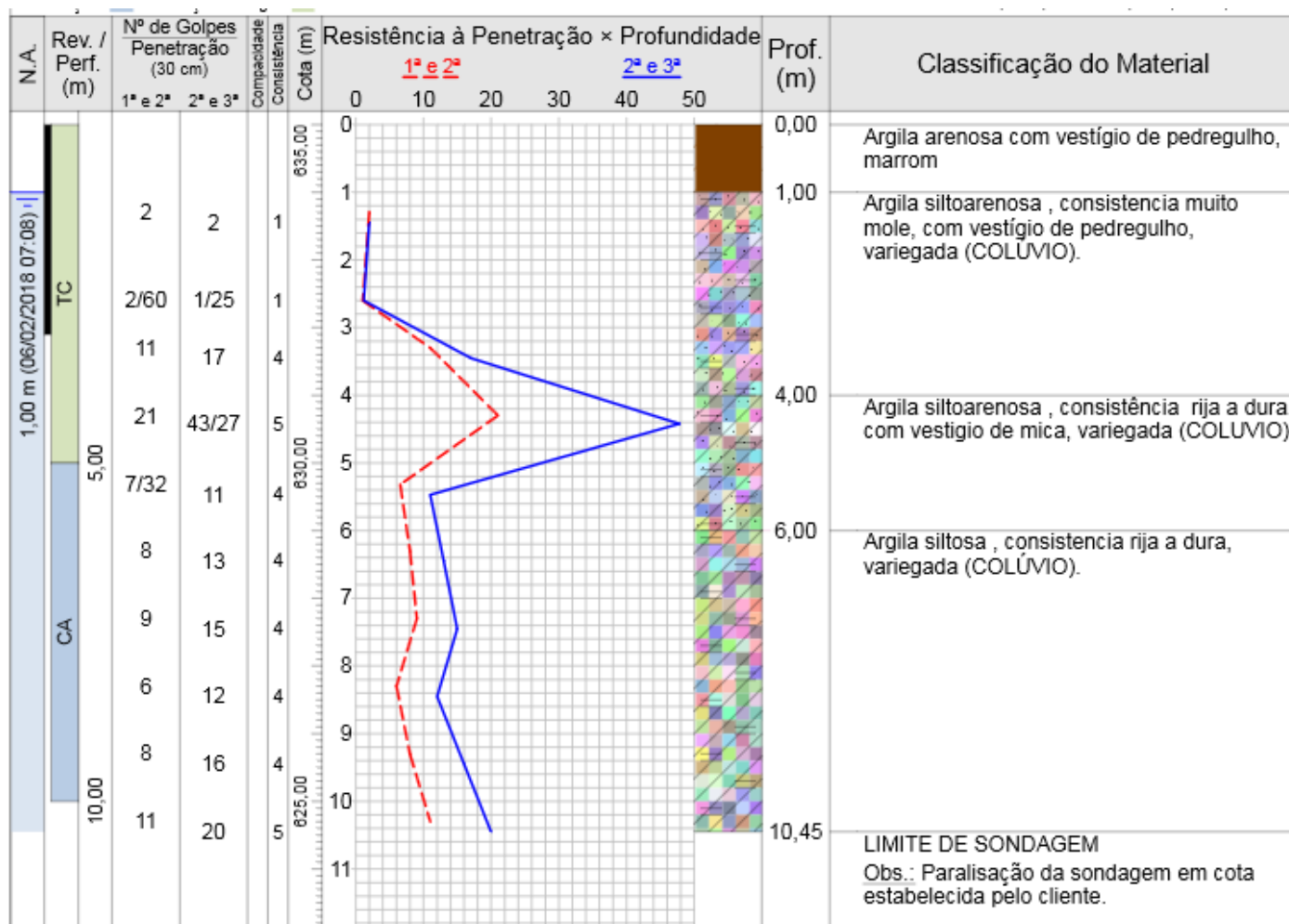


Fonte: CARNEIRO [s.d], apud ALONSO (2012)



Fonte: CARNEIRO [s.d], apud ALONSO (2012)

## ANEXO C – Ensaio SPT



Fonte: (S & S ENGENHARIA, 2017) (modificado)

## ANEXO D – Áreas de aço

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]									
$\phi$ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	65,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Fonte: (EBERICK, 2018) (modificado)

## ANEXO E – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

### Classes de agressividade ambiental (CAA)

Fonte: NBR 6118 (2014) (modificado)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal			
		mm			

---

	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
Concreto armado	Elementos estruturais em contato com o solo		30	40	50

---

Continuação...

Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm

Fonte: NBR 6118 (2014) (modificado)