

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**BRUNO BENETON DE OLIVEIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE VIABILIDADE TÉCNICA ECONÔMICA  
FUNDAÇÕES PROFUNDAS: Estudo de caso para edifício residencial  
multifamiliar na cidade de Três Corações**

**Varginha**

**2017**

**BRUNO BENETON DE OLIVEIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE VIABILIDADE TÉCNICA ECONÔMICA  
FUNDAÇÕES PROFUNDAS: Estudo de caso para edifício residencial  
multifamiliar na cidade de Três Corações**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de Bacharel, sob orientação da Prof. Ms. Armando BelatoPereira

**Varginha**

**2017**

**BRUNO BENETON DE OLIVEIRA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE VIABILIDADE TÉCNICA ECONÔMICA**  
**FUNDAÇÕES PROFUNDAS: Estudo de caso para edifício residencial**  
**multifamiliar na cidade de Três Corações**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de Bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

---

Prof.

---

Prof.

---

Prof.

OBS.:

## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu professor orientador, Professor Mestre Armando Belato Pereira, por sua orientação, compreensão e colaboração no decorrer desta pesquisa. A todo corpo docente do Departamento de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, pelo ensino transmitido durante anos de formação. Aos meus amigos e companheiros pelo apoio e fraternidade que fizeram desta caminhada possível. Aos meus irmãos que sempre estiveram ao meu lado e sei que sempre estarão. Aos meus pais que são os responsáveis por chegar onde estou e por sempre terem me dado condições necessárias e incentivando durante a realização do meu curso de graduação.

## EPÍGRAFE

“O insucesso é apenas uma oportunidade para recomeçar de novo com mais inteligência.”

(Henry Ford)

## RESUMO

A fundação é um elemento estrutural designado a suportar as ações provenientes de qualquer tipo de estrutura. Sua importância se faz pela responsabilidade de garantir a estabilidade estrutural e a representatividade no orçamento. O presente trabalho científico apresenta um estudo comparativo entre a viabilidade técnica e custo de fundações profundas em um estudo de caso de um edifício residencial multifamiliar localizado na cidade de Três Corações. Neste edifício foram executadas fundações com estacas pré-moldadas, sendo que este trabalho propõe a realização em estacas tipo Strauss. Foi realizada uma pesquisa bibliográfica com o intuito de verificar as fundações existentes no mercado, conhecer as ações atuantes em um edifício, separar as informações do solo necessárias para a execução de um projeto de fundações através do relatório de sondagens, dimensionar os blocos de coroamento que agrupam as estacas de um sistema e quantificar os serviços e custos para execução da tarefa de fundações tendo em vista a importância que a fundação exerce sobre a estrutura. Aplicaram-se os principais métodos de cálculo de capacidade de estaca e foi desenvolvido um projeto de detalhamento estrutural, onde será possível quantificar os serviços que compõem a sua execução e enfim realizou-se o estudo comparativo de técnica e de viabilidade, comparando-se os dois modelos propostos.

**Palavras chave:** fundações profundas, estaca Strauss, estaca pré-moldada.

## ABSTRACT

The foundation is an essential element designated to support the loads that come from any type of structure. Its importance is established by its responsibility to guarantee the structural stability and the representativeness of the cost estimating. The current scientific work presents a comparison Study between the technical viability and the costs of deep foundations in a case study of a multifamily residential building located in the city of Três Corações. In this building, foundations with concrete drive pile were made, and this work proposes the making of the building with Strauss' piles. A bibliographical research was done to verify the existing foundations in the marketplace; to know the active freight in a building; to separate the informations needed for the execution of a foundation Project through a Welding Report; to scale out the crowning blocks that bracket the piles of a system and to quantify the services and costs for the foundation's execution. The main methods of calculation of the pile capacity were applied and it was possible to estimate the needed quantity of piles to build a pillar, where it will be possible to begin a comparative study of the technique and viability, comparing the both of them.

**Keyword:** deepfoundations, Strauss pile, concrete drive pile.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>09</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1. Objetivo geral.....</b>	<b>10</b>
<b>2.2. Objetivo específico.....</b>	<b>10</b>
<b>3. JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>11</b>
<b>4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
<b>4.1. Fundações .....</b>	<b>12</b>
<b>4.2. Tipos de Fundações .....</b>	<b>12</b>
4.2.1. Fundações Rasas ou Diretas .....	12
4.2.2. Fundações Profundas .....	13
4.2.2.1. Tubulões .....	13
4.2.2.2. Estacas .....	14
4.2.2.3. Estacas pré-moldadas ou pré-fabricadas de concreto .....	14
4.2.2.4. Estacas de Concreto moldadas in loco .....	14
4.2.2.5. Estaca Strauss .....	14
<b>4.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....</b>	<b>14</b>
4.3.1. Poços, trincheiras e sondagens a trado .....	15
4.3.2. Sondagem a percussão com SPT .....	16
4.3.3. Sondagens Rotativas e mistas.....	17
4.3.4. Ensaio de cone (CPT).....	<b>17</b>
4.3.5. Parâmetros de resistência do solo .....	18
4.3.5.1 Coesão .....	18
4.3.5.2. Peso específico .....	19
<b>4.4. Metodologias de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas.....</b>	<b>20</b>
4.4.1. Capacidade de carga .....	20
4.4.2. Métodos semi-empíricos.....	20
4.4.2.1. Método Aoki-Velloso .....	21
4.4.2.2. Método Décourt-Quaresma .....	23
4.4.2.3. Método Teixeira .....	24
4.4.3. Carga admissível .....	26
4.4.4. Carga de Catálogo .....	27
4.4.5. Metodologia de projeto.....	27
<b>4.5. Efeito de grupo.....</b>	<b>28</b>
<b>4.6. Bloco de Coroamento .....</b>	<b>29</b>
4.6.1. Dimensões usuais dos blocos de coroamento.....	29
4.6.2. Classificação dos blocos em rígidos e flexíveis .....	30
4.6.2.1. Blocos Rígidos.....	30
4.6.2.2. Blocos Flexíveis .....	32
4.6.3. Bloco de coroamento sobre uma estaca.....	32
4.6.4. Comportamento estrutural e modelo de cálculo para blocos rígidos sobre estacas...34	
4.6.5. Método das bielas e tirantes – aplicação aos blocos rígidos .....	34
4.6.6. Blocos sobre duas estacas.....	35
4.6.6.1 Biela de compressão em blocos sobre duas estacas .....	36
4.6.6.2. Cálculo da Armadura principal de tração, tirante.....	38
4.6.6.3. Armaduras complementares e de pele .....	38
4.6.7.1. Blocos sobre três estacas .....	39

4.6.7.2. Biela de compressão em blocos sobre três estacas .....	40
4.6.7.3. Cálculo da Armadura principal de tração, tirante .....	41
4.6.8.1. Blocos sobre quatro estacas .....	42
4.6.8.2. Biela de compressão em blocos sobre quatro estacas .....	42
4.6.8.3. Cálculo da Armadura principal de tração, tirante .....	43
4.6.9. Blocos sobre cinco estacas .....	44
4.6.10. Blocos sobre seis estacas .....	44
<b>4.7. Método para o cálculo das reações nas estacas .....</b>	<b>44</b>
<b>4.8. Orçamento e Composição de Custos .....</b>	<b>45</b>
<b>5. METODOLOGIA .....</b>	<b>47</b>
<b>5.1. Dados estruturais da superestrutura .....</b>	<b>47</b>
<b>5.2. Análise do perfil geotécnico .....</b>	<b>47</b>
<b>5.3. Cálculo da capacidade de cargas da estaca .....</b>	<b>47</b>
<b>5.4. Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento .....</b>	<b>47</b>
<b>5.5. Quantificação dos materiais e mão de obra .....</b>	<b>47</b>
<b>5.6. Estimativa de custo .....</b>	<b>48</b>
<b>6. ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>49</b>
<b>6.1. Descrição do imóvel e dados estruturais .....</b>	<b>49</b>
<b>6.2. Análise do perfil geotécnico .....</b>	<b>50</b>
<b>6.3. Mapa de Carga .....</b>	<b>50</b>
<b>6.4. Capacidade de carga da estaca .....</b>	<b>52</b>
6.4.1. Método Aoki e Velloso .....	52
6.4.2. Método Décourt e Quaresma .....	54
6.4.3. Método Teixeira .....	56
6.4.4. Capacidade de carga média .....	57
6.4.5. Pré-dimensionamento do bloco de coroamento .....	58
<b>6.5. Projeto de fundação em estaca Strauss .....</b>	<b>61</b>
6.5.2. Blocos sobre duas estacas .....	61
6.5.3. Blocos sobre quatro estacas .....	62
6.5.4. Blocos retangulares sobre cinco estacas .....	64
6.5.5. Blocos trapezoidais sobre cinco estacas .....	68
6.5.6. Blocos hexagonal sobre seis estacas .....	70
6.5.7. Blocos retangular sobre oito estacas .....	72
6.5.8. Blocos retangular sobre nove estacas .....	74
6.5.9. Blocos hexagonal sobre 10 estacas .....	76
<b>6.6. Estimativa de custos .....</b>	<b>79</b>
<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>82</b>
<b>REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO .....</b>	<b>83</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>85</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO C .....</b>	<b>105</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>106</b>

## 1. INTRODUÇÃO

É papel de um engenheiro civil desenvolver soluções mais eficientes e viáveis para projetos, satisfazendo as questões de segurança, de economia e resolvendo o problema que lhe for proposto. A fundação de uma edificação desempenha um papel importante para o conjunto da obra. Ela é a responsável por distribuir as tensões no solo e impedir que haja recalques indesejados no empreendimento. Além do mais, representa uma parcela significativa do orçamento do imóvel.

O presente trabalho científico apresenta um estudo comparativo de viabilidade técnica e custo entre a fundação executada com estacas pré-moldadas e um projeto de fundação com estacas tipo Strauss em um estudo de caso para edifício residencial multifamiliar na cidade de Três Corações.

Inicialmente, faremos uma breve revisão bibliográfica que abordará os principais conceitos de fundação e geologia, metodologias de cálculo de capacidade de carga, dimensionamento de blocos de coroamento e de levantamento de custos.

A metodologia para o estudo de caso consiste na análise estrutural com auxílio do mapa de cargas dos pilares, análise do perfil geológico através do ensaio de penetração a percussão, cálculo da capacidade de carga das estacas, dimensionamento dos blocos de coroamento, elaboração do projeto com detalhamento das fundações, levantamento de serviços, materiais e mão de obra e estimativa do custo do projeto.

A etapa final deste trabalho apresentará um projeto atendendo aos critérios de segurança e apresentará o custo de execução, assim podendo analisar entre os projetos aquele que é o projeto mais viável.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo geral**

Para um edifício residencial localizado em Três Corações, foi proposta a execução de fundações profundas com estacas pré-moldadas. O objetivo do trabalho é realizar um estudo comparativo entre técnica e custo da fundação para o mesmo empreendimento utilizando outra sugestão de estaca. Para o perfil geológico apresentado a outra opção em estaca que atende o caso é a estaca tipo Strauss encamisada.

### **2.2. Objetivo específico**

Para realizar o estudo técnico-econômico do caso foi necessário coletar todos os dados do projeto e do terreno, bem como analisar as características da fundação que executada.

Por fim, deverá ser elaborado um projeto para a solução proposta para o trabalho e então realizar o comparativo entre as duas soluções em fundação.

Para realizar o estudo faz-se necessário:

- Elaborar revisão bibliográfica sobre as principais abordagens em fundações profundas;
- Detectar as ações atuantes nas fundações oriundas do empreendimento;
- Identificar o perfil geológico do terreno para a melhor condição de uso;
- Calcular a capacidade de carga da estaca Strauss nas condições do subsolo;
- Desenvolver um projeto e detalhamento das estacas e blocos de fundações que serão propostos;
- Quantificar o custo de execução dos dois sistemas estruturais de fundação;
- Verificar a viabilidade entre a situação proposta pelo trabalho e a desenvolvida pelo engenheiro da obra.

### **3. JUSTIFICATIVA**

As fundações de um empreendimento normalmente representam uma parcela estimável no custo da obra. Na maioria das vezes, o custo de correções de patologias ocasionadas nas fundações ou nos solos são elevados e até mesmo inviáveis. Portanto, esses elementos da estrutura devem ser muito bem pensados de modo que garantam a eficiência da resistência. Também está incluso neste planejamento a escolha, dentre as mais variáveis técnicas de execução, que melhor satisfaça economicamente o projeto.

Dada a importância que as fundações exercem em um empreendimento, o seu uso deve ser dedicado, prestando-se a devida atenção no seu estudo, fazendo com que o engenheiro civil analise mais de uma hipótese de execução para as fundações, com a intenção de encontrar aquela que garanta melhor satisfação tanto como estrutural quanto como econômica.

O presente estudo visa comparar a fundação em estaca pré-moldada já executada para no edifício com a fundação em estaca Strauss proposta no trabalho.

## **4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **4.1. Fundações**

Segundo Azeredo(1977) fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura.

Segundo Velloso(1990, *apud* ALONSO, 2011, p.57) a garantia da qualidade em fundação não significa que o bom desempenho esteja assegurado, pois enquanto que no projeto de estruturas as características dos materiais de construção são definidos pelo projetista, no projeto de fundações é utilizado o solo, que é um material não fabricado pelo homem.

Para Wolle, (1993, *apud*TAVARES, 2014, p.35) para escolher o tipo de fundação mais adequado, é preciso conhecer os esforços atuantes na edificação, as particularidades do solo e as características dos elementos de fundações. Dessa forma é possível analisar as possibilidades de uso de inúmeros tipos de fundação, variando sua complexidade e custos.

Para a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6122/2010, fundações são elementos capazes de distribuir as cargas para o terreno, distinguindo as fundações em rasas e profundas. As fundações rasas são aquelas que distribuem as tensões no solo pela base da fundação, sendo que sua profundidade é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. As fundações profundas são aquelas capazes de distribuir as tensões nos solos por sua base, sua superfície lateral ou pela combinação das duas partes, sendo que a base deve estar assentada em uma profundidade duas vezes superior, ou em no mínimo 3 metros.

Assim, podemos conceituar as fundações como elementos que transmitem os esforços atuantes nas edificações para os maciços que trabalham em conjunto com o elemento estruturalpara, dessa forma,garantir a estabilidade da obra como um todo.

### **4.2. Tipos de Fundações**

#### **4.2.1.Fundações Rasas ou Diretas**

Conforme Azeredo(1977) fundações diretas são aquelas que transmitem diretamente para o solo as cargas provenientes da estrutura, constituindo-se como a solução menor custo.

Segundo a ABNT NBR 6122/2010, fundação rasa ou direta é o elemento de fundação em que a carga provinda da edificação é distribuída sob a própria base da fundação e sua profundidade é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento.

São exemplos das fundações diretas, segundo a ABNT NBR6122/2010:

- Sapata: elemento de concreto armado, calculado para que as tensões de tração sejam resistidas com o emprego de armaduras;
- Bloco: elemento de concreto não armado, calculado para que as tensões de tração sejam absorvidas pelo próprio concreto;
- Radier: elemento de fundação que reúne todos os pilares em um único elemento estrutural.

#### 4.2.2. Fundações Profundas

Segundo a ABNT 6122/2010, uma fundação profunda é o elemento de fundação que transmite as cargas oriundas da edificação para o terreno por uma das duas ou as duas superfícies de contato do elemento como solo. Pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste). Sendo que a ponta ou base deve estar localizada em profundidades maiores que o dobro da sua menor dimensão em planta e com no mínimo 3,0m.

Para Milititsky(2015) a elaboração de um projeto está diretamente relacionada às distinções de execução de cada sistema de fundação profunda, não envolvendo apenas a adoção de um perfil típico do solo e a análise de métodos de cálculos e teorias, uma vez que a execução da fundação depende da variabilidade das condições de campo, além das limitações dos equipamentos como diâmetros e comprimentos. Dessa maneira, as fundações tornam-se diferentes dos demais elementos das edificações, pois apresenta peculiaridades.

Carvalho(2009) o uso de tubulões e estacas se dão pelas situações de projeto em que ou o terreno possui resistências adequadas em camadas mais profundas, ou quando encontra-se uma grande quantidade de água no solo, ou quando houver tensões horizontais de grandes importâncias.

#### 4.2.2.1. Tubulões

Conforme a ABNT 6122/2010, o tubulão é uma fundação profunda em que as cargas são transmitidas preponderantemente pela base e que pelo menos na última etapa de execução tem a necessidade de descida de pessoas para execução do alargamento da referida base.

#### 4.2.2.2. Estacas

Conforme a ABNT 6122/2010, a estaca é um elemento de fundação que é executada inteiramente por auxílio de equipamentos ou ferramentas, não havendo, em nenhuma etapa, a descida de pessoas, podendo ser constituídas de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto *in loco* ou pela combinação dos anteriores.

Ainda segundo Cintra(2010) o elemento de fundação por estaca é um sistema formado pela estaca, elemento estrutural, e o maciço que a envolve, elemento geotécnico, sendo que uma estaca sem o solo ao seu redor é somente um elemento estrutural.

#### 4.2.2.3. Estacas pré-moldadas ou pré-fabricadas de concreto

Conforme a ABNT 6122/2010, esta estaca se constitui de segmentos de elementos pré-moldados que são fixados no terreno por auxílio de golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou vibratório.

#### 4.2.2.4. Estacas de Concreto moldadas in loco

Segundo a ABNT NBR 6122/2010, são estacas executadas com o preenchimento de concreto em furos no terreno.

#### 4.2.2.5. Estaca Strauss

Segundo a ABNT NBR 6122/2010, é executada por perfuração no solo com uma sonda e revestimento total com camisa metálica, sendo o preenchimento de concreto realizado simultaneamente com a retirada gradativa do revestimento metálico.

### **4.3. Investigação geotécnica**

Segundo Tavares(2014) pelo solo ser um elemento tão heterogêneo, a investigação geotécnica é de importância vital para a qualidade das fundações, pois dessa forma se torna possível identificar parâmetros para projetos e análises futuras.

Para Milititsky(2015)aspectos relacionados às sondagens são as principais causas de problemas em fundações.

Segundo Velloso(2010)o projetista de fundação deve estar envolvido com todo o processo de investigação do subsolo. No entanto,isso não acontece, sendo que para o projetista são entregues apenas algumas informações sobre a estrutura da qual deve elaborar as fundações, e nesses casos são mais que necessários à exigência de uma investigação do subsolo.

Os principais meios de investigação do solo para o âmbito de desenvolvimento de estruturas, segundo Velloso (2010)são:

- a) Poços e trincheiras;
- b) sondagens a trado;
- c) sondagem a percussão com SPT;
- d) sondagens rotativas;
- e) sondagens mistas;
- f) ensaio de cone(CPT);

A ABNT NBR 8036/1983 normatiza a quantidade mínima necessária de sondagens em um terreno e se exemplifica conforme a tabela 01:

Área de projeção em planta da edificação (m <sup>2</sup> )	Número de sondagens
<200	2
200-600	3
600-800	4
800-1000	5
1000-1200	6
1200-1600	7
1600-2000	8
2000-2400	9
>2400	Deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção

Fonte: Adaptado, ABNT NBR 8036/1983, p. 01

#### 4.3.1. Poços, trincheiras e sondagens a trado

Os poços e trincheiras são regidos pela NBR 9604/2016 da ABNT. Ambos são escavações verticais com a finalidade de observar o subsolo nos seus planos horizontais. Neste tipo de investigação, é possível retirar amostras deformáveis e indeformáveis de solo que auxiliam na caracterização do maciço.

A sondagem por trado é regida pela ABNT NBR 9603/2015 da ABNT. Por este método é feito um furo no solo com um trado manual e só é possível retirar amostras deformáveis. O furo também fica limitado ao nível da água no subsolo.

#### 4.3.2. Sondagem a percussão com SPT

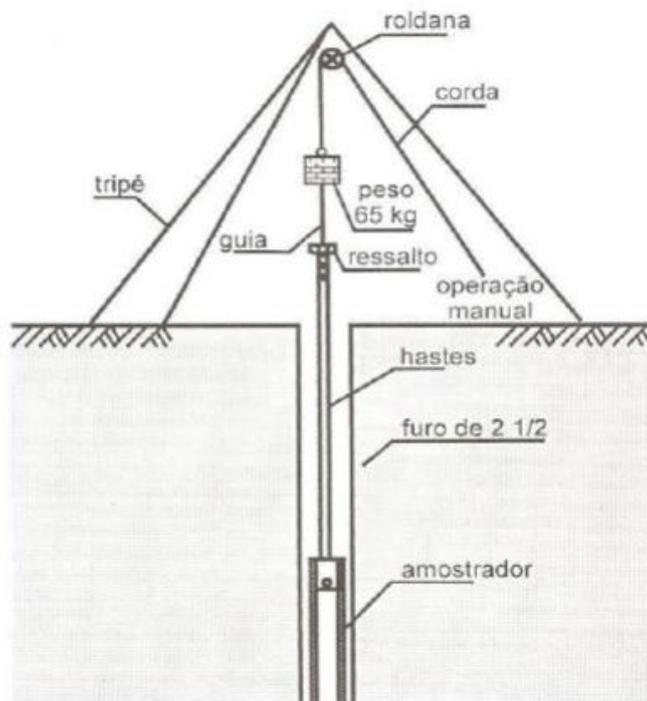
Segundo Cintra(2013) o SPT é o ensaio mais comum no Brasil, sendo também, na maioria das vezes, o único.

Segundo a ABNT NBR6484/2001, este procedimento tem como objetivo a determinação dos tipos de solos existentes no terreno e suas respectivas espessuras, assim como o nível de água no subsolo e os índices de resistência à penetração (N) a cada faixa de um metro de profundidade.

O processo também descrito pela ABNT NBR 6484 inicia-se com a perfuração através de trado o solo uma profundidade de 100cm. Em seguida, posiciona-se o amostrador padrão e a cabeça de bater que irá receber o impacto do marteloque, que é um peso de 65kg solto, com uma altura de 75cm. Deve-se anotar os números de golpes necessários para cravar em 45 cm de solo, parcelados de 15 em 15 cm. Retiram-se as amostras de solo deformáveis. Em seguida, com o trado escavam-se mais 55cm. Este processo se repete em cada camada de um metro de solo até não haver mais perfurações do solo com a sonda. O  $N_{SPT}$  é o somatório dos golpes referente à cravação do amostrador nos 30cm finais.

Segundo Cintra(2013)é possível retirar duas interpretações do  $N_{SPT}$ . A primeira é a consideração do  $N_{SPT}$  para a camada de solo, e a segunda interpretação é a que o  $N_{SPT}$  representa os valores da camada anterior. No primeiro caso a primeira camada de solo é desprezada para cálculos, o que não significa muito em termos de cálculo, tendo em vista que as fundações profundas normalmente começam a partir de 1 metro de profundidade.

Figura 01: Esquema de sondagem a percussão a SPT



Fonte: COSTA 2016 p.31

#### 4.3.3. Sondagens Rotativas e mistas

As sondagens rotativas, segundo Velloso(2010) são utilizadas quando não é possível atravessar determinadas camadas de solo, ou mesmo em subsolos com presença de matacões. O processo de perfuração consiste em terebrar o solo com uma haste e o auxílio de água.

As sondagens mistas são a combinação dos dois tipos de sondagens, a de percussão e a rotativa, sendo que a última só é usada quando a sondagem com SPT não consegue mais avançar no subsolo.

#### 4.3.4. Ensaio de cone (CPT)

Segundo Velloso(2010) o ensaio surgiu em 1930 na Holanda para avaliar solos moles. Tendo em vista a qualidade das informações extraídas, o ensaio se difundiu pelo mundo inteiro.

O ensaio de cone é normatizado pela ABNT NBR 12069/1991. Segundo a referida norma, o ensaio consiste em cravar no solo uma ponteira de forma ininterrupta

com uma velocidade padronizada, com a finalidade de medir a reação contínua ou descontínua do amostrador para a obtenção dos componentes de resistência de ponta e atrito lateral local. Para a realização do ensaio, é utilizado um equipamento de cravação em que deve estar bem ancorado.

#### 4.3.5. Parâmetros de resistência do solo

##### 4.3.5.1 Coesão

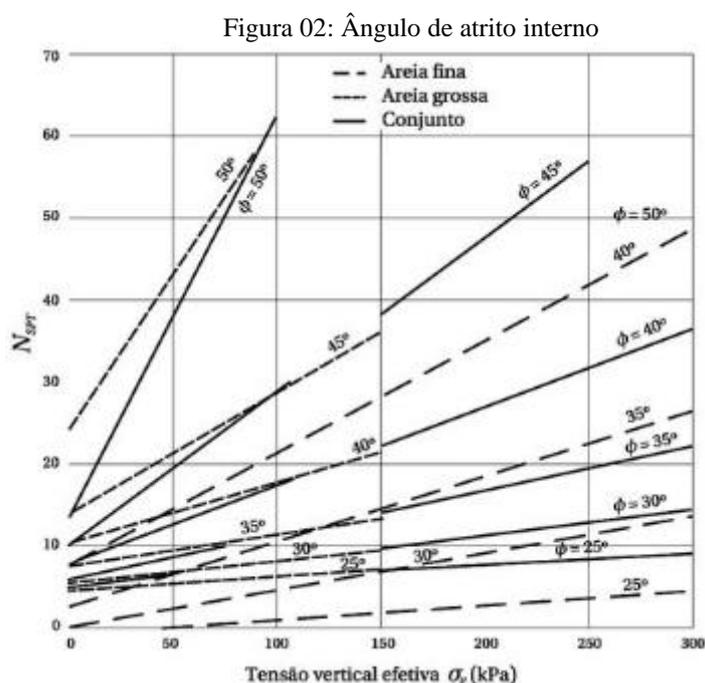
Segundo a ABNT NBR6502/1995, coesão é a resistência que o solo possui ao cisalhamento que ocorre pelas atrações físico-químicas entre as partículas ou mesmo pela cimentação dessas.

Segundo Texeira E Godoy (1996, apud CINTRA, 2010,p.35), pode-se usar a relação empírica com o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) quando não houver ensaio laboratoriais.

$$C=10N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

(Equação 01)

Mello (1971, apud CINTRA, 2010 p.35) apresenta, na figura 02, correlações estatísticas entre tensão vertical efetiva e  $N_{SPT}$  e os prováveis ângulos de atrito interno ( $\phi$ ) em areias, levando em consideração os efeitos de confinamento das areias na sua resistência.



Texeira E Godoy (1996, apud CINTRA, 2010,p.35), apresentam duas correlações empíricas para  $\phi$  com o  $N_{SPT}$ :

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \text{ (Godoy)}$$

(Equação 02)

$$\phi = (20N_{SPT})^{0,5} + 15^\circ \text{ (Teixeira)}$$

(Equação 03)

#### 4.3.5.2. Peso específico

Segundo a ABNT NBR6502/1995, peso específico é a relação entre o peso do solo e o seu volume, que podem ser obtidos em laboratório.

Godoy, (1972, apud CINTRA 2010, p 25) apresenta uma aproximação dos valores de pesos específicos em função da consistência das argilas e da compactidade das areias relacionados com os valores de  $N_{SPT}$ , tabela 02 e 03.

Tabela 02: Peso específico de solos argilosos

$N_{SPT}$	Consistência	$\gamma(\text{kN/m}^3)$
$\leq 2$	Muito mole	13
3-5	mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
$\geq 20$	Dura	21

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.36

Tabela 03: Peso específico de solos arenosos

$N_{SPT}$	Compactidade	$\gamma(\text{kN/m}^3)$		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
<5	Fofa			
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.36

#### 4.4. Metodologias de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas

##### 4.4.1. Capacidade de carga

Segundo Cintra e Aoki (2010), capacidade de carga ( $R$ ) se trata do maior valor de resistência que o sistema solo estaca pode oferecer, podendo também ser chamado de condição de ruptura do sistema em termos geotécnicos. Para o entendimento físico de capacidade de carga, considera-se que o sistema exerce resistência em duas parcelas, a resistência por atrito lateral ( $R_L$ ) e a resistência de ponta ( $R_P$ ).

Portanto, o equacionamento da capacidade de carga se dá por:

$$R = R_L + R_P$$

(Equação 04)

A parcela que é resistida pela ponta ( $R_P$ ) pode ser obtida pela multiplicação da resistência da ponta, em tensão ( $r_P$ ), pela área da ponta do elemento ( $A_P$ ):

$$R_P = r_P A_P$$

(Equação 05)

O atrito lateral ( $R_L$ ) pode ser obtido pelo somatório das forças resistentes em cada segmento da estaca:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L)$$

(Equação 06)

Onde  $U$  é o perímetro da estaca e  $\Delta_L$

Logo, o equacionamento da capacidade de carga com adição das duas equações se dá:

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_P A_P$$

(Equação 07)

##### 4.4.2. Métodos semi-empíricos

Autores brasileiros dedicaram-se a desenvolver métodos de cálculos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios, in situ. Cintra e Aoki, 2010,

apresentam os métodos que serão tratados a seguir. Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

#### 4.4.2.1. Método Aoki-Velloso

O método de Aoki-veloso (1975) apresenta soluções para se obter os valores para atrito lateral e resistência de ponta baseado no ensaio de penetração estática CPT, por meio dos valores de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1}$$

(Equação 08)

$$r_L = \frac{f_s}{F_2}$$

(Equação 09)

Onde  $F_1$  e  $F_2$  são fatores que adequam os valores obtidos no ensaio para as condições de estacas e processos executivos. Porém, o valor de resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser obtido pelo  $N_{SPT}$  fazendo uma correlação com os valores do ensaio de CPT. Essa correlação se dá pelas seguintes maneiras:

$$q_c = K N_{SPT}$$

(Equação 10)

Onde  $K$  é um coeficiente que depende do tipo de solo

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT}$$

(Equação 11)

Onde  $\alpha$  é um coeficiente que depende do tipo de solo

Portanto podemos reescrever as equações da seguinte maneira:

$$r_p = \frac{K N_{SPT}}{F_1}$$

(Equação 12)

$$r_L = \frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2}$$

(Equação 13)

Assim a equação de capacidade carga é:

$$R = \frac{K N_{SPT}}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_{SPT})$$

(Equação 14)

Os valores de K e  $\alpha$  Aoki e Velloso podem ser obtidos na tabela 04:

Tabela 04: Coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$

Solo	K(MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,8	2
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3
Areia argilosiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Siltearenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silteargiloarenoso	0,25	3
Argila	0,2	6
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4
Argila siltoarenosa	0,33	3

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.25

Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  podem ser retirados a partir da tabela 05:

Tabela 05: Fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2 F1

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.25

#### 4.4.2.2. Método Décourt-Quaresma

O método de Décourt-Quaresma(1978) sugere outra maneira de se obter os valores de tensão de adesão ou atrito lateral ( $r_L$ ) e resistência da ponta ( $r_P$ ), que irão compor as parcelas de resistência ( $R_L$  e  $R_P$ ) da capacidade de carga ( $R$ ) de uma estaca de fundação, expressas pelas equações 06 e 07, respectivamente.

Para estimar o valor do atrito lateral, utiliza-se o valor médio do índice de resistência à penetração por percussão do ensaio de SPT ao longo do fuste ( $N_L$ ), sem fazer distinção dos tipos de solo, sendo que  $N_L$  deve apresentar valor entre 3 e 15, e para estacas de deslocamentos e estacas escavadas com bentonita o limite superior é de  $N_L=50$ , exceto para estacas Strauss e tubulões a céu aberto. A representação para equação de atrito lateral é dada por:

$$r_L = 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

(Equação 15)

Para calcular o valor de resistência de ponta, ( $r_P$ ) é estimado pela equação, sendo que neste caso não há limite para o valor à resistência a penetração com SPT ( $N_P$ ).

$$r_P = C N_P$$

(Equação 16)

Onde que:

$N_P$  é o valor médio da penetração na ponta da estaca, obtido a partir de três valores, que são o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

$C$  é o coeficiente característico do solo, obtido na tabela 06.

Tabela 06: Coeficiente característico do solo C

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

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.27

Para a capacidade de carga sugerida por Décourt introduzir-se-ão fatores  $\alpha$  e  $\beta$  (tabela 07 e 08) para as parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente. Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são iguais a 1 para as estacas pré-moldadas, metálicas e do tipo Franki.

Tabela 07: 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	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010, p.28

Tabela 08: 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	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010, p.28

Deste modo a equação para a capacidade carga, segundo Décourt e Quaresma, fica sendo representada da seguinte maneira:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) U L$$

(Equação 17)

#### 4.4.2.3.Método Teixeira

Teixeira(1996) propõe para a capacidade carga de uma estaca a seguinte solução em função de dois coeficientes,  $\alpha$  e  $\beta$ , fornecidos pela tabelas 09 e 10:

$$R = R_p + R_L = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L$$

(Equação 18)

Onde que:

$N_p$  é o valor médio do índice do ensaio de SPT, no intervalo de 4 vezes acima da ponta da estaca e 1 vez abaixo;

$N_L$  é o valor do índice do ensaio de SPT ao longo do fuste;

$\alpha$  é o coeficiente referente a resistência de ponta da estaca em função do solo e tipo de estaca, apresentados na tabela 09;

e  $\beta$  é o coeficiente referente a resistência por atrito lateral, em função somente do tipo de estaca apresentados na tabela 10.

Tabela 09: Valores do parâmetro  $\alpha$ 

Solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	Tipo de estaca - $\alpha$ (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argilosiltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.30

Tabela 10: Valores do parâmetro  $\beta$ 

Tipo de estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.30

Teixeira adverte que, em casos de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em camadas de argilas moles sensíveis, com  $N_{SPT}$  inferior a 3, a tensão de atrito lateral ( $r_L$ ) é dada pela tabela 11.

Tabela 11: Valores do atrito lateral  $r_L$ (Continua)

Sedimento	$r_L$ (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila transicional (AT)**	60 a 80

\* SFL: argilas fluviolagnares e de baías ,  
holocênicas - camadas situadas até cerca de  
20 a 25 m de profundidade, com valores de  
 $N_{SPT}$  inferiores a 3, de coloração cinza-  
escura, ligeiramente pré-adensada

Tabela 11: Valores do atrito lateral  $r_L$ (Continua)

---

\*\*AT: argilas transicionais, pleistocênicas - camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de  $N_{SPT}$  de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores que aquelas das SFL.

---

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.30

#### 4.4.3. Carga admissível

Carga admissível ( $P_a$ ) é a razão entre a capacidade carga das estacas ( $R$ ) e o fator de segurança global ( $F_s$ ).

$$P_a = \frac{R}{F_s}$$

(Equação 19)

A ABNTNBR 6122/2010 estabelece que o fator de segurança  $F_s$  para determinação da carga admissível deve ser igual a 2. A norma ainda recomenda que, para estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível seja suportada pela ponta da estaca, e no mínimo 80% para a resistência lateral. Portanto:

$$R_L \geq 0,8P_a \therefore P_a \leq 1,25R_L$$

(Equação 20)

Aokie Velloso(1975) adotam o mesmo valor normatizado de 2.

Décourt e Quaresma(1978) adota valores diferentes para ponta e atrito:

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3}$$

(Equação 21)

Teixeira(1996) adota como fator de segurança o 2, exceto para estacas escavadas a céu aberto, pra qual adota:

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5}$$

(Equação 22)

#### 4.4.4.Carga de Catálogo

Carga de catálogo ( $P_e$ ) é a carga suportada pelo elemento estrutural, estaca, sem levar em consideração o aspecto geotécnico. Esse valor de carga leva em consideração a tensão admissível do material ( $\sigma_e$ ) e área transversal do fuste.

Conhecendo os dois valores  $P_a$  e  $P_e$ , devemos adotar o menor deles para garantir segurança ao elemento mais fraco, seja o elemento geotécnico ou elemento estrutural estaca. Usualmente na prática de projetos, a carga de catálogo é definida primeiro, e ela passa a representar o limite superior para a carga admissível da fundação:

$$P_a \leq P_e$$

(Equação 23)

A tabela a seguir apresenta as cargas de catálogo para estaca Strauss sugerida por Cintra e Aoki (2010).

Tabela 12: Carga de catálogo estaca Strauss

Estacas	Dimensão (cm)	Carga de catálogo $P_e$ (kN)
Strauss $\sigma_e=4\text{MPa}$	$\phi 22$	200
	$\phi 27$	300
	$\phi 32$	400
	$\phi 42$	700
	$\phi 52$	1070

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.46

#### 4.4.5. Metodologia de projeto

A previsão de estacas culmina na cota de parada das mesmas nos valores para carga admissível. Estimar a cota de para das estacas pode se dar por três metodologias:

Na primeira delas, determina-se o tipo de estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste, correspondente a essa escolha obtém-se a carga de catálogo.

A capacidade de carga necessária para cálculo é dada pelo produto do fator de segurança com a carga admissível, que é admitida como o valor da carga de catálogo.

Em seguida, por tentativas, utilizando-se os métodos semi-empíricos, procura-se o valor compatível de comprimento ( $L$ ) com a capacidade de carga.

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a F_s \rightarrow L$$

Na segunda delas, uma limitação é imposta à profundidade da estaca, fazendo com que ela possua um comprimento máximo ( $L_{máx}$ ). Nesta metodologia toma-se o caminho inverso da proposta anteriormente dada e assim temos:

$$L = L_{máx} \rightarrow R \rightarrow Pa = \frac{R}{F_s}$$

Na terceira, observada a tabela 13, adota-se a cota de apoio impondo um  $N_{SPT}$  limite para a estaca. Assim, tem-se o comprimento dessa e verifica-se a capacidade de carga para a proposta:

$$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow Pa = \frac{R}{F_s}$$

Tabela 13: valores limites de  $N_{SPT}$  para a parada das estacas

Tipo de estaca		Nlim
Pré-moldada de concreto	$\phi < 30$ cm	$15 < N_{SPT} < 25$
		$\Sigma N_{SPT} = 80$
	$\phi \geq 30$ cm	$25 < N_{SPT} \leq 35$
Perfil metálico		$25 < N_{SPT} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Strauss		$10 < N_{SPT} \leq 25$
Franki	em solos arenosos	$8 < N_{SPT} \leq 15$
	em solos argilosos	$20 < N_{SPT} \leq 40$
Estação e diafragma, com lama bentonítica		$30 < N_{SPT} \leq 80$
Hélice contínua		$20 < N_{SPT} \leq 45$
Ômega		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Raiz		$N_{SPT} \geq 60$ (penetrada na rocha sã)

Fonte: Adaptado, CINTRA 2010 p.48

#### 4.5. Efeito de grupo

Segundo Cintra e Aoki, o efeito de grupo sobre a capacidade de carga pode ser quantificado pela então denominada eficiência de grupo ( $\eta$ ), que na prática é utilizada  $\eta=1$  para evitar problemas de recalques.

$$\eta = \frac{R_g}{R_i}$$

Onde que:

$R_g$  é a capacidade de carga do grupo de estacas

Ri é a capacidade de carga do grupo do elemento isolado de fundação

#### 4.6. Bloco de Coroamento

A ABNT NBR 6118/2014 define que blocos de coroamento são estruturas usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as ações provenientes das estruturas.

Carvalho(2009) destaca que as ações atuantes nos blocos são forças concentradas e que são totalmente transferidas para as estacas ou tubulões, sendo que o dimensionamento de fundações profundas diferem completamente do dimensionamento de sapatas.

##### 4.6.1. Dimensões usuais dos blocos de coroamento

Carvalho(2009) cita orientações de tamanhos mínimos, também indicadas na figura, para que haja uma boa execução dos elementos e que as cargas sejam transmitidas adequadamente.

a) A distância entre as estacas (a) deve ser maior que os seguintes parâmetros:

- De 2 a 2,5 vezes o diâmetro da estaca caso seja pré-moldada circular;
- 3 vezes quando moldadas no local de seção circular;
- e 1,75 vezes a diagonal quando quadradas.

b) A altura dos blocos (h) é fixada por questão econômica, dos esforços e das demais dimensões sendo que a altura não seja menor que 30cm.

c) A largura dos blocos (b) deve atender a seguinte condição, onde  $\phi$  é o diâmetro da estaca:

$$b \geq \begin{cases} \phi_e + 2 \cdot 10cm \\ 1,5 \cdot \phi_e \end{cases}$$

(Equação 24)

d) O comprimento dos blocos (L) deve ser:

$$L \geq a + \phi_e + 2 \cdot 10cm$$

(Equação 25)

e) Altura útil (d) deve atender as seguintes condições:

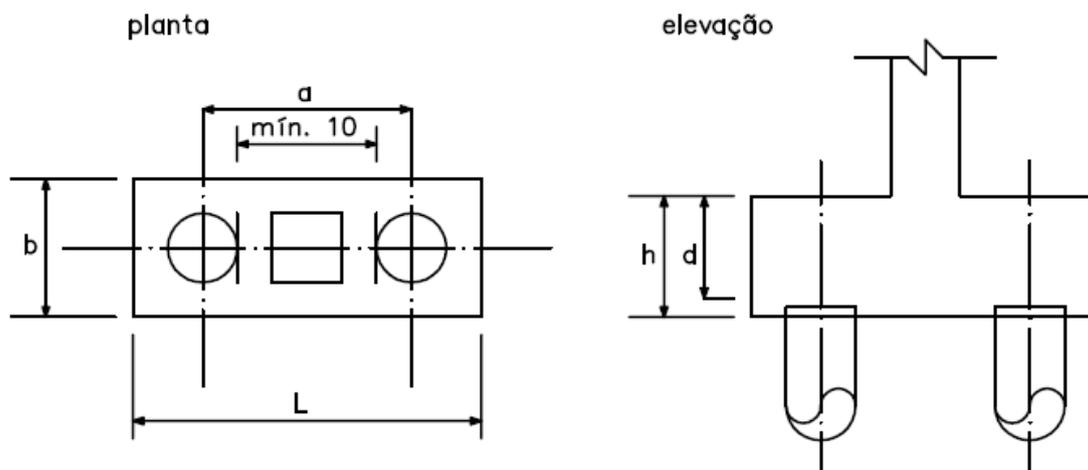
$$d \geq \begin{cases} a/2 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

(Equação 26)

f) A distância entre as faces das estacas dos blocos de no mínimo 10 cm.

g) As estacas devem fixar no bloco cerca de 3 a 10 cm.

Figura 03: Bloco com duas estacas



Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p.544

#### 4.6.2 Classificação dos blocos em rígidos e flexíveis

A ABNT NBR 6118/2014 classifica em dois tipos os blocos de coroamento: rígidos ou flexíveis. Tal classificação ocorre em função da geometria do bloco, levando em consideração a altura deste e a distância do centro da estaca mais afastada até a face do pilar.

##### 4.6.2.1. Blocos Rígidos

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, um bloco é considerado rígido quando a altura ( $h$ ) satisfaz a seguinte equação:

$$h \geq \frac{a - a_0}{3}$$

(Equação 27)

onde ( $a$ ) é a uma dimensão do bloco perpendicular a altura e ( $a_0$ ) é a dimensão do pilar no mesmo sentido que  $a$  do bloco.

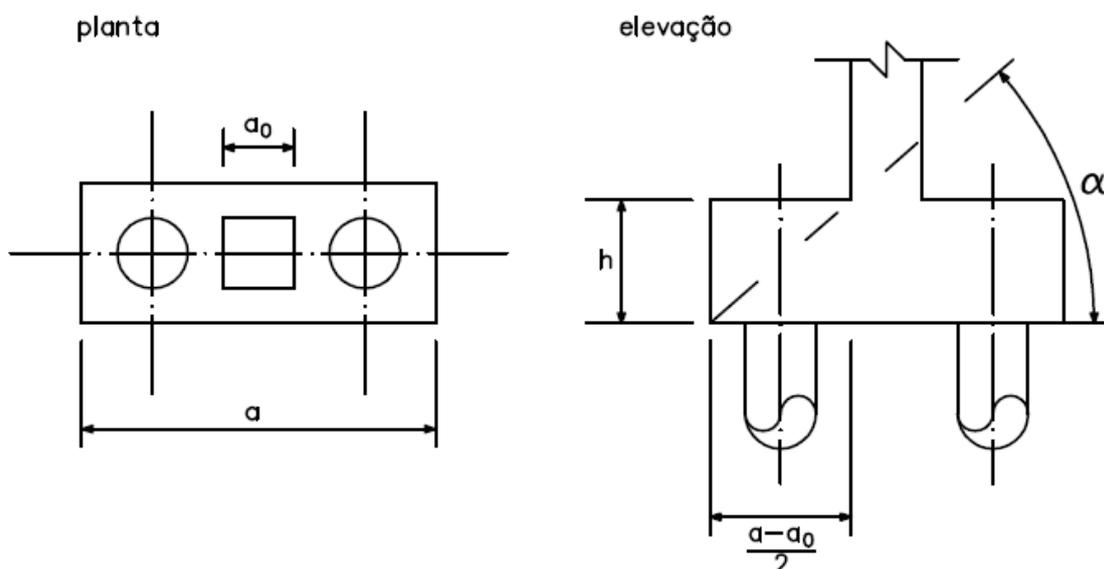
Carvalho(2009) cita que considerar o bloco nesta condição significa atender ao limite:

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{a-a_0}{2}} = \frac{\frac{a-a_0}{3}}{\frac{a-a_0}{2}} = \frac{2}{3} \therefore \alpha \geq 33,6^\circ$$

(Equação 28)

Sendo que alfa é o ângulo formado da face inferior do bloco com a aresta inferior do bloco até o pilar conforme a figura abaixo:

Figura 04: Bloco com duas estacas representação ângulo  $\alpha$



Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p. 545

Ainda sobre os blocos rígidos, a norma caracteriza o comportamento estrutural como:

- a tração ocorre essencialmente nas linhas sobre as estacas, definida pelo eixo e em eixos de 1,2 vezes o seu diâmetro;
- forças transmitidas do pilar para as estacas ocorrem essencialmente por bielas de compressão que ligam o pilar e as estacas;
- trabalho ao cisalhamento também em duas direções, e é análogo ao das sapatas.

#### 4.6.2.2. Blocos Flexíveis

Carvalho(2009) menciona que, quando não são satisfeitas as condições propostas para blocos rígidos, estes são considerados flexíveis. Neste caso implica dizer que existem mais de uma biela de compressão por estaca.

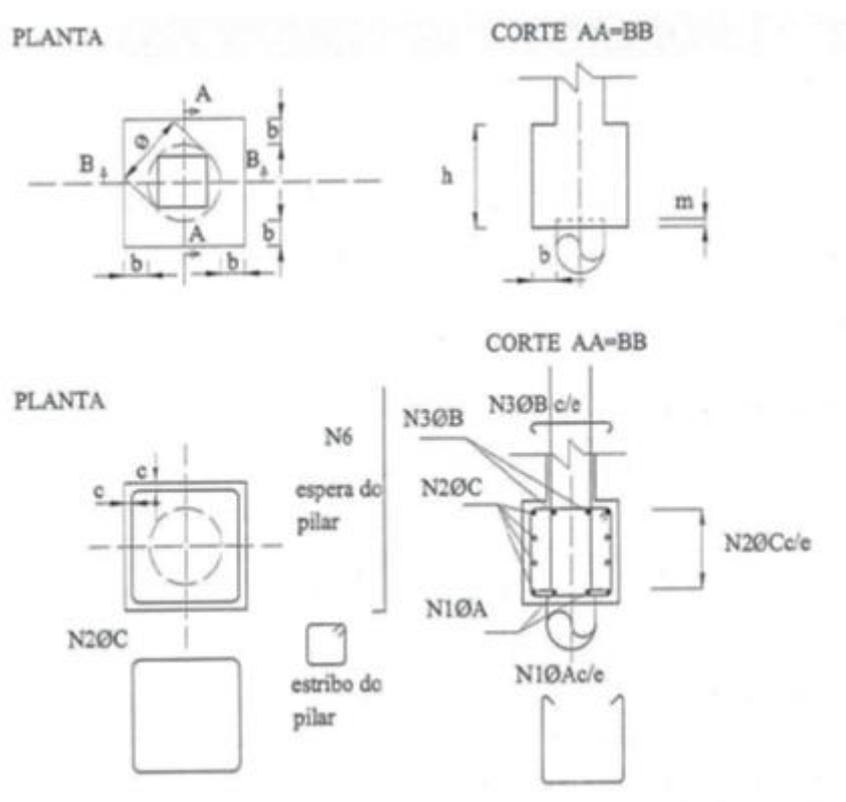
Para ABNT NBR 6118/2014, esse tipo de bloco necessita de uma análise mais completa que incluem a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes tracionados e a punção exercida pelos elementos que se apóiam neste bloco.

#### 4.6.3. Bloco de coroamento sobre uma estaca

Segundo Carvalho(2009) o bloco sobre uma estaca é utilizado quando as ações transferidas para ela são muito baixas, uma vez que, na teoria, não seria preciso nenhuma armadura, pois a carga estaria sendo transmitida diretamente para a estaca por compressão. Assim, o bloco teria somente função executiva.

Porém, Carvalho(2009) afirma que, mesmo teoricamente não precisando de armadura, deve-se executar uma malha de armadura. Então sugere as seguintes informações, conforme figura 05 e tabela 14 e 15.

Figura 05: Desenho bloco uma estaca



Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p.547

Dimensões mínimas sugeridas por Carvalho para bloco de uma estaca

Tabela 14: Dimensões mínimas sugeridas por Carvalho, para bloco de uma estaca

Variável	Significado	Valores mínimos
$\emptyset$	Diâmetro da estaca	$\geq 20\text{cm}$
b	Distância mínima da estaca à face do bloco	$\geq 10\text{cm}$
m	Face da estaca após arrasamento	$\geq 3\text{cm}$
c	Cobrimento	$\geq 3\text{cm}$

Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p.548

Diâmetros e espaçamentos sugeridos por Carvalho para bloco de uma estaca

Tabela 15: Diâmetro e espaçamentos sugeridos por Carvalho para as barras da armadura

	Estacas até 500kN	Estacas acima de 500kN
A	$\geq 10\text{mm}$	$\geq 12,5\text{mm}$
B	$\geq 6,3\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$
C	$\geq 8,0\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$
D	$\geq 20\text{cm}$	$\geq 15\text{cm}$

Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p. 548

#### 4.6.4. Comportamento estrutural e modelo de cálculo para blocos rígidos sobre estacas

Sobre o comportamento estrutural e os modelos de cálculos, a ABNT NBR 6118/2014 aceita o dimensionamento dos blocos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela tirante tridimensionais. Na região de encontro entre o pilar e o bloco, deve ser considerado os efeitos de fendilhamento conforme o item 21.2 da norma, e em casos que houver ações horizontais ou assimetrias significativas, o modelo deve considerar a interação do solo com a estrutura.

Carvalho(2009) faz as seguintes considerações: que existem trabalhos de flexão nas duas direções, mas com tração fundamentalmente sobre os eixos da estacas em faixas de largura de 1,2 vezes o diâmetro das mesmas e que as cargas serão transmitidas para as estacas essencialmente por bielas de compressão, com formas e dimensões variáveis.

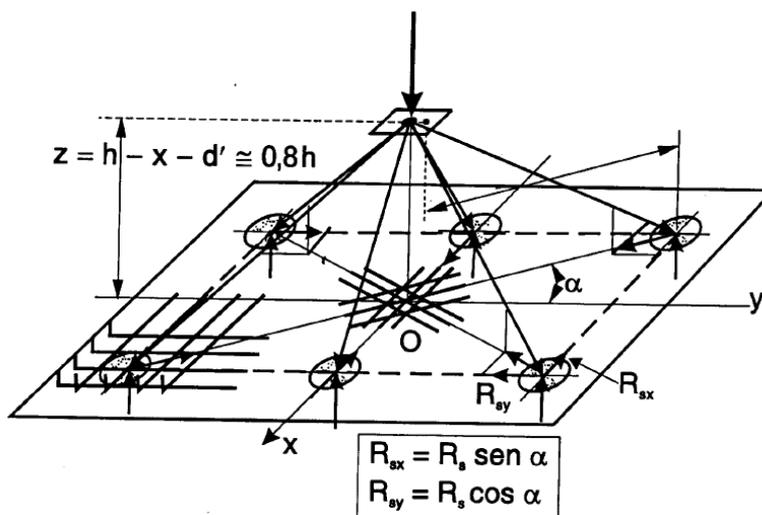
#### 4.6.5. Método das bielas e tirantes – aplicação aos blocos rígidos

No modelo de bielas e tirantes, faz-se a consideração de que no interior dos blocos de coroamento o elemento funciona como uma treliça (figura 06) com barras sendo comprimidas e barras sendo tracionadas. Essa analogia é a mesma que aquela proposta por Morsch em vigas, onde regiões são comprimidas, bielas, e regiões tracionadas, tirantes, segundo Carvalhoe Pinheiro(2009).

Alva(2007) define tirantes como barras tracionadas situadas nas faixas definidas pelas estacas, acima do plano de arrasamento das estacas e na face inferior dos blocos, bem como bielas como barras comprimidas responsáveis por transferir para as estacas as cargas dos pilares, com uma intersecção nas estacas e a outra intersecção com o pilar.

Segundo Carvalho(2009) esses conceitos e modelos foram embasados em uma série de ensaios desenvolvidos por Blévo e Frémy (1967), dos quais resultaram nos processos de cálculo para armadura longitudinal (tirante) e verificação da tensão de compressão na biela, que é similar ao processo de biela-tirante.

Figura 06: modelo de treliça Blévtot e Frémmy

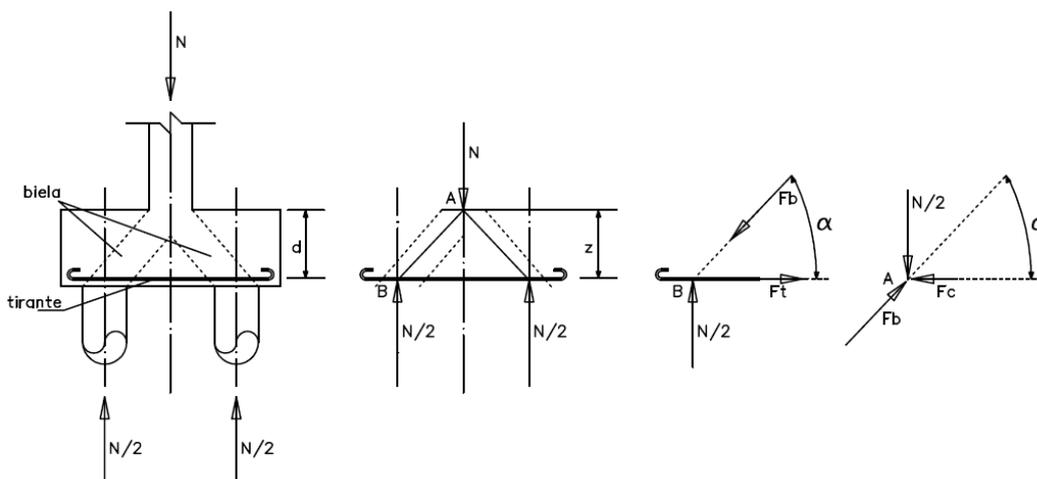


Fonte: Fusco (1995, appud CARVALHO 2009 p. 551)

#### 4.6.6. Blocos sobre duas estacas

Nos blocos sobre duas estacas para transferir os esforços para as mesmas, formam-se duas bielas de compressão, e na face inferior forma-se um tirante, resistido com armadura tracionada. De acordo com a figura 07, os esforços do pilar e das estacas suportadas pelo bloco se dão pelos pontos A e B, sendo que cada estaca recebe metade das forças atuantes em A. Se isolarmos o nó B, fazendo o equilíbrio de forças, portanto podemos mensurar um esforço de compressão atuante na biela, que pode ser denominado  $F_b$ , e um esforço de tração no tirante denominado  $F_t$ .

Figura 07: representação das bielas em bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado, CARVALHO 2009 p.552

O equilíbrio das forças exemplificado na figura 07, chegamos a:

$$Fb = \frac{N/2}{\text{sen } \alpha}$$

$$Ft = Fb \cdot \cos \alpha = \frac{N/2}{\text{sen } \alpha} \cdot \cos \alpha = \frac{N/2}{\tan \alpha} = \frac{N}{2 \cdot \tan \alpha}$$

(Equação 28)

Podemos obter a  $\tan \alpha$  com:

$$\tan \alpha = \frac{z}{\frac{a}{2} - \frac{a_0}{4}}$$

(Equação 29)

Onde:

$z$  é o braço de alavanca;

$a$  é a distância entre as estacas;

$a_0$  é largura do pilar

Segundo Machado, (1985, apud BASTOS, 2017, p. 17), o ângulo de  $\alpha$  deve ser entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ . Assim a altura  $z$  mínima e máxima é definida por:

$$z_{\text{mínimo}} = 0,5 \left( a - \frac{a_0}{2} \right)$$

$$z_{\text{máximo}} = 0,71 \left( a - \frac{a_0}{2} \right)$$

(Equação 30)

#### 4.6.6.1 Biela de compressão em blocos sobre duas estacas

Segundo Alva(2007) para que não haja o esmagamento da biela diagonal, as tensões de compressão nas mesmas devem ficar limitadas quando juntas ao pilar a;

$$\sigma_{c.biela} = \frac{D}{A_b} = \frac{F_b}{\text{sen}\alpha} \times \frac{2}{a_p b_p \text{sen}\alpha}$$

(Equação 31)

Que resulta em:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{2F_b}{A_p \text{sen}^2\alpha}$$

(Equação 32)

Onde:

$F_b$  é a força na diagonal;

$A_p$  é a largura do pilar na direção da biela;

$B_p$  é a face do pilar perpendicular a biela;

e  $A_b$  é a área da biela obtida por:

$$A_b = \frac{a_p}{2} \times \text{sen}\alpha b_p$$

(Equação 33)

Quando junto à estaca:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{2F_b}{A_{est} \text{sen}^2\alpha}$$

(Equação 34)

Onde  $A_{est}$  é a área transversal da estaca

E para o caso de blocos de duas estacas as tensões devem estar limitadas à:

Junto do pilar

$$\sigma_{c.biela} = \frac{2F_b}{A_p \text{sen}^2\alpha} \leq 1,4fcd$$

(Equação 35)

Junto à estaca

$$\sigma_{c.biela} = \frac{2F_b}{A_{est} \text{sen}^2 \alpha} \leq 0,85 fcd$$

(Equação 36)

#### 4.6.6.2. Cálculo da Armadura principal de tração, tirante

Como Carvalho(2009) cita que a armadura de tração pode ser obtida através da decomposição de forças pelo método das treliças. Deduzindo então:

$$Ft = \frac{N}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{N}{2 \cdot 0,9d} \times \left( \frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right)$$

(Equação 37)

E que  $Ft = As \times fyd$ , pode –se chegar em:

$$Ft = As \times fyd = \frac{N}{2 \cdot \tan \alpha} = \frac{N}{2 \cdot 0,9d} \times \left( \frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right)$$

$$As = \frac{N}{2 \cdot 0,9d \cdot fyd} \times \left( \frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right)$$

$$As = \frac{N}{3,6} \times \frac{a}{d \cdot fyd} \times \left( 1 - \frac{a_0}{2a} \right)$$

(Equação 38)

Carvalho(2009) propõe também que a armadura pode ser obtida fazendo o equilíbrio das forças no nó A da treliça:

$$\frac{N}{2} \times \frac{a}{2} - \frac{N}{2} \times \frac{a_0}{4} - Ft \times z = 0 \therefore \frac{N}{2} \times \left( \frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) = Ft \times 0,9 \times d$$

Sendo que  $z=0,9d$  e  $Ft=As \times fyd$ , resultando como anteriormente:

$$As = \frac{N}{2 \cdot 0,9d \cdot fyd} \times \left( \frac{a}{2} - \frac{a_0}{4} \right) = \frac{N}{3,6} \times \frac{a}{d \cdot fyd} \times \left( 1 - \frac{a_0}{2a} \right)$$

(Equação 39)

#### 4.6.6.3. Armaduras complementares e de pele

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, em blocos com duas ou mais estacas em uma linha é obrigatória a colocação de armaduras complementares.

Segundo Bastos(2017) a armadura superior pode ser tomada como sendo 20% da armadura principal e a armadura de pele se obtém a partir de:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = 0,075B \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

(Equação 40)

Onde B é a largura do bloco e s o espaçamento.

O espaçamento da armadura de pele deve obedecer às seguintes condições:

$$s \leq \begin{cases} \frac{z}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

(Equação 41)

Onde s também não é menor que 8cm.

E para os estribos verticais:

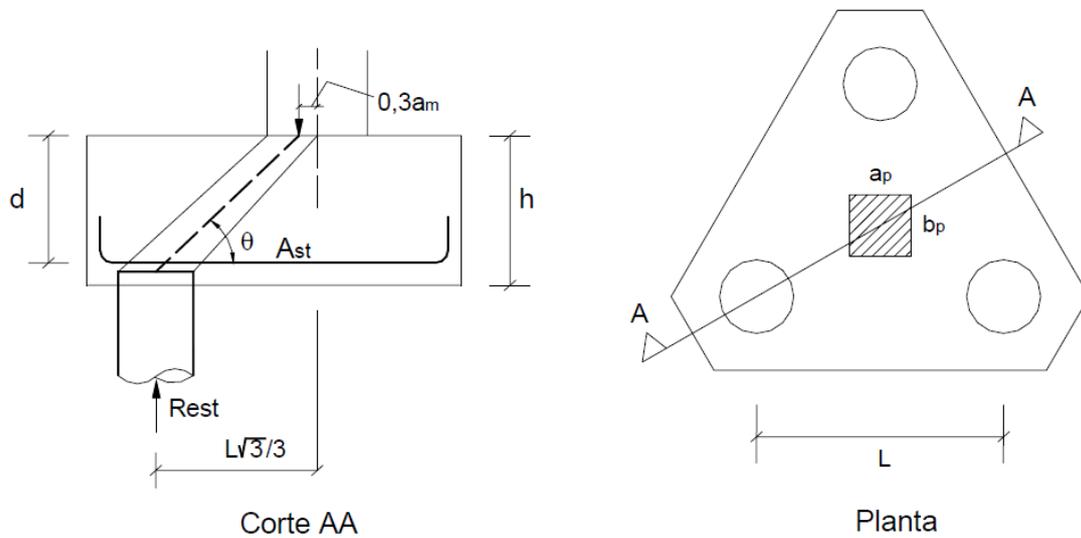
$$s \leq \begin{cases} 15\text{cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5\frac{\sqrt{\pi}}{2}\phi_e \end{cases}$$

(Equação 42)

#### 4.6.7.1.Blocos sobre três estacas

Os blocos com três estacas, figura 08, podem ser resolvidos da mesma forma que os blocos com duas estacas, sendo que neste caso são formadas três bielas de compressão.

Figura 08: representação das bielas em bloco sobre três estacas



Fonte: ALVA 2007 p.4

Para determinar as ações nos blocos, é necessário o ângulo formado entre a estaca e o pilar, e deve estar entre  $45^\circ$  a  $55^\circ$ .

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3a_m}$$

(Equação 43)

Sendo  $a_m$  a menor dimensão do pilar

#### 4.6.7.2. Biela de compressão em blocos sobre três estacas

O cálculo das resultantes é análogo ao processo em blocos de duas estacas. As tensões na biela de compressão ( $\sigma_c$ ), quando juntas ao pilar, podem ser expressas por:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{N}{A_p \text{ sen}^2\theta}$$

(Equação 44)

Onde:

$N$  é a carga do pilar;

$A_p$  é a área do pilar.

E quando junta às estacas por:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{N/3}{A_{est} \sin^2 \theta}$$

(Equação 43)

Onde  $A_{est}$  é a área da estaca.

As tensões devem estar limitadas quando junto ao pilar a  $1,75f_{cd}$  e  $0,85 f_{cd}$  quando junto as estacas

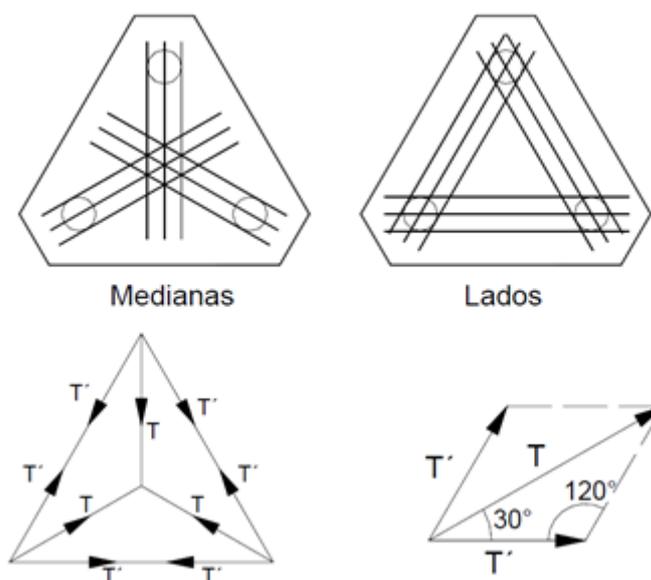
#### 4.6.7.3.Cálculo da Armadura principal de tração, tirante

Segundo Alva(2007) a armadura principal é calculada por:

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}}$$

Onde  $T$  é a força de tração na direção da biela e se dispõe conforme a figura 09.

Figura 09: representação das tensões de tração e armaduras tracionadas em bloco sobre três estacas



Fonte: ALVA 2007, p.8

Pode-se decompor a força  $T$  para obter  $T'$  e assim também calcular a armadura no sentido das estacas:

$$A_{s,diag} = \frac{N_d \sqrt{3}}{27z f_{yd}} (a\sqrt{3} - 0,9a_0)$$

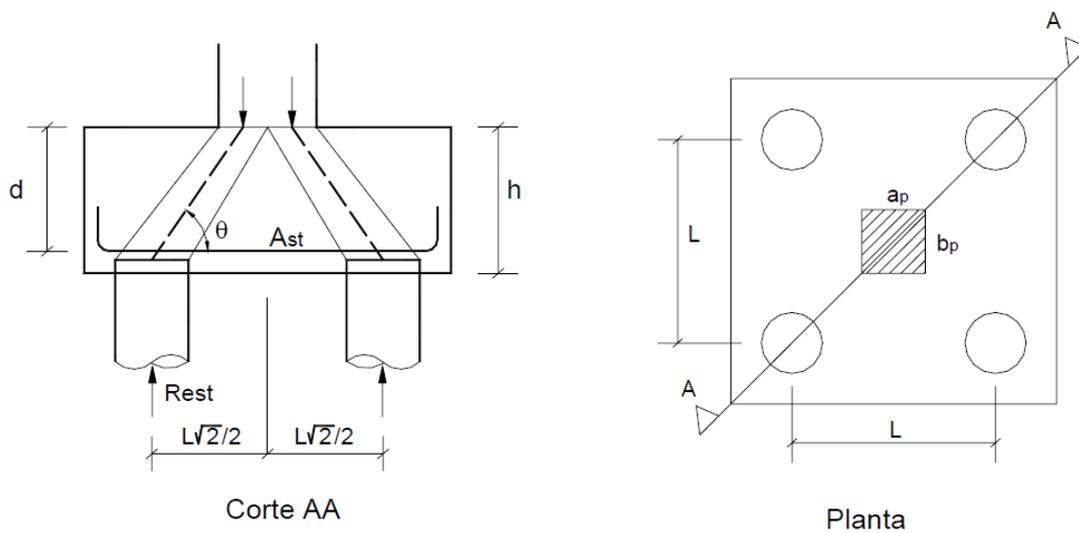
(Equação 44)

Onde  $z$  é o braço de alavanca,  $a$  é a distancia entre as estacas e  $a_0$  é a largura do pilar

#### 4.6.8.1. Blocos sobre quatro estacas

A figura 10 representa um bloco com quatro estacas e sua solução é análogos aos demais blocos.

Figura 10: Representação das bielas em bloco sobre quatro estacas



Fonte:ALVA 2007, p.9

O ângulo de sua biela é formado e obtido por:

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} a_m}$$

(Equação 45)

Onde  $a_m$  é a menor dimensão do pilar:

#### 4.6.8.2. Biela de compressão em blocos sobre quatro estacas

O cálculo das resultantes é análogo ao processo em blocos de duas estacas. As tensões na biela de compressão ( $\sigma_c$ ), quando juntas ao pilar, podem ser expressas por:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{N}{A_p \sin^2 \theta}$$

(Equação 46)

Onde:

N é a carga do pilar;

$A_p$  é a área do pilar.

E quando junta as estacas por:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{N/4}{A_{est} \sin^2 \theta}$$

(Equação 47)

Onde  $A_{est}$  é a área da estaca.

As tensões devem estar limitadas quando junto ao pilar a 2,10 fcd e 0,85 fcd quando junto às estacas

#### 4.6.8.3. Cálculo da Armadura principal de tração, tirante

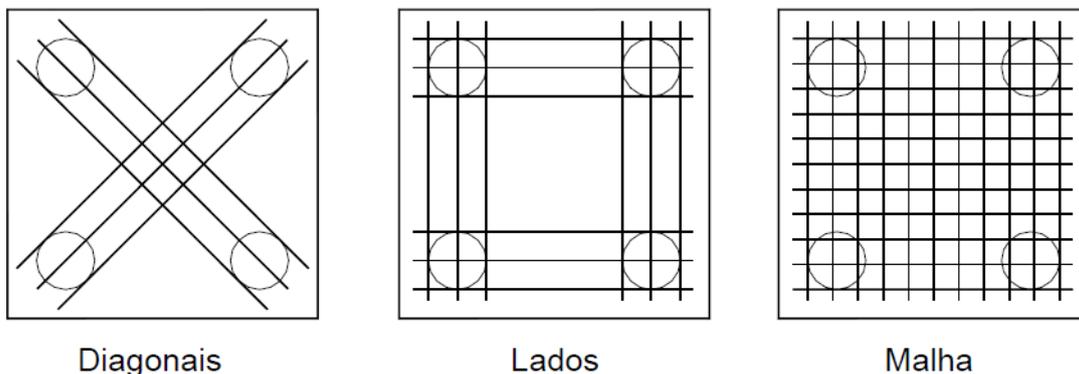
Segundo Alva(2007) a armadura principal é calculada por:

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}}$$

(Equação 48)

Onde T é a força trativa na direção da biela e se dispõe conforme a figura 11.

Figura 11: representação das armaduras em bloco sobre três estacas



Segundo Bastos(2017) a armadura diagonal pode ser obtida por:

$$A_{s,diag} = \frac{N_d \sqrt{2}}{16z f_{yd}} (2a - a_0)$$

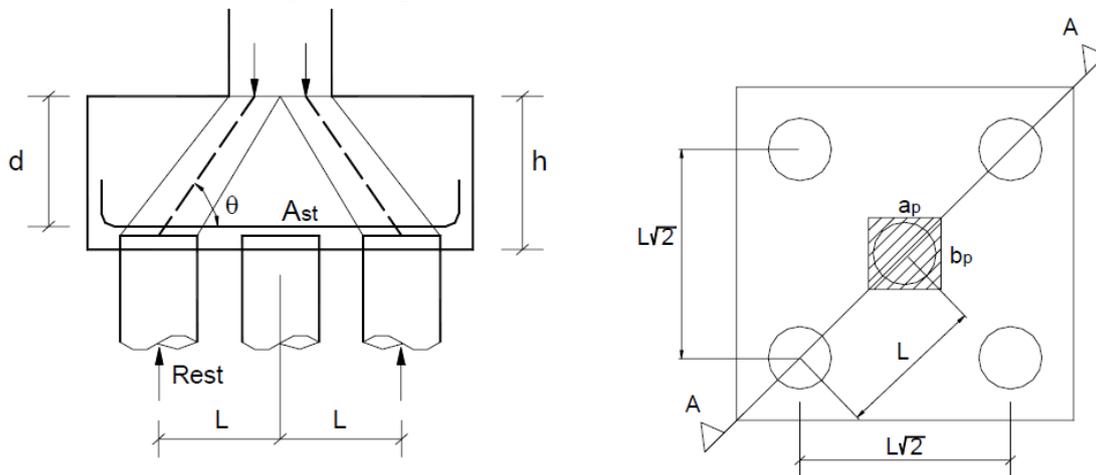
(Equação 49)

Onde  $z$  é o braço de alavanca, é a distancia entre as estacas e  $a_0$  é a largura do pilar.

#### 4.6.9. Blocos sobre cinco estacas

Em princípio, a disposição mais adequada para um bloco de cinco estacas é representada pela figura 12, que se assemelha ao bloco de quatro estacas, mas com uma central. Dessa maneira, o dimensionamento é similar ao bloco com quatro estacas.

Figura 12: representação das bielas em bloco sobre cinco estacas



Fonte: ALVA 2007 p.11

#### 4.6.10. Blocos sobre seis estacas

Segundo Alva(2007) para blocos de seis estacas deve se preocupar com os ângulos das bielas das estacas que posicionarem mais distantes do pilar. As tensões de compressão podem ser verificadas analogamente aos demais blocos de coroamento, devendo prestar atenção quanto ao limite junto ao pilar que não deve ultrapassar  $2,6f_{cd}$ .

### 4.7.Método para o cálculo das reações nas estacas

Ramos(2009) considera o método de Schiel(1957) para calcular as reações nas estacas que estão submetidas a esforços de ação vertical e momento fletor. A expressão que representa o método de Schiel (1957) é:

$$R = \frac{N_K}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

(Equação 50)

Onde:

$N_K$  é a força vertical;

$n$  é o numero de estacas;

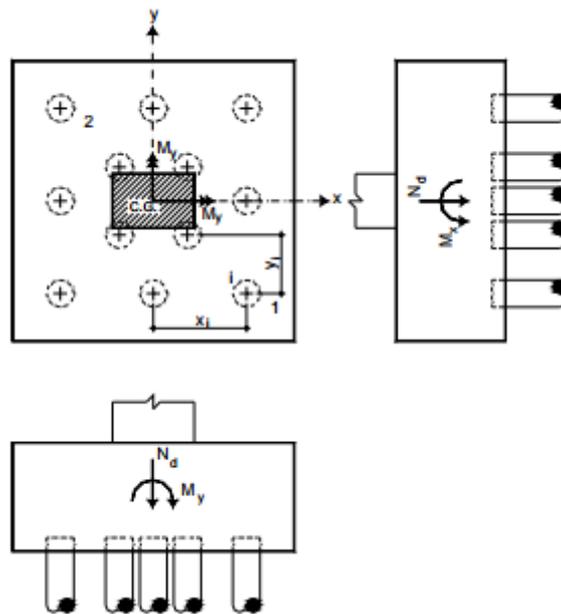
$M_y$  é o momento fletor na direção  $y$ ;

$M_x$  é o momento fletor na direção  $x$ ;

$y_i$  é a distância da estaca até o eixo de simetria;

$x_i$  é a distância da estaca até o eixo de simetria.

Figura 13: Modelo exemplificação método de Schiel



Fonte: RAMOS 2009, p.158

#### 4.8. Orçamento e Composição de Custos

O Segundo Mattos(2006) orçamento é o estabelecimento do preço de venda. Para se chegar a ele são elaboradas composições de custos. O trabalho de orçamentação envolve diversas técnicas que são a identificação, descrição, quantificação, análise e valorização dos itens que o compõe.

A composição de custos, segundo Mattos (2006) é o procedimento para estabelecer os valores para a execução de uma determinada atividade. A composição aponta todos os insumos que fazem parte da atividade, indicando ainda a sua quantidade e os custos unitários e totais para cada insumo.

O Preço SETOP é uma planilha de preços regionalizada elaborado pelo governo do Estado de Minas Gerais.

## **5.METODOLOGIA**

Para a realização do estudo comparativo entre os sistemas de fundação profunda, estaca pré-moldada e estaca Strauss, foi preciso desenvolver o projeto de fundação em estaca Strauss. Para desenvolvimento do projeto, foi necessária a realização das seguintes etapas: levantamento das principais metodologias e abordagens sobre fundações profundas, levantamento de dados sobre a estrutura e subsolo do terreno, cálculo da capacidade de carga das estacas e detalhamento dos elementos de fundação. A partir da confecção do projeto, pode-se levantar o quantitativo de materiais e a estimativa de custo.

### **5.1. Dados estruturais da superestrutura**

O estudo foi realizado em um edifício multifamiliar localizado no município de Três Corações. O projeto arquitetônico, projeto estrutural e mapa de cargas foram disponibilizados pelo engenheiro civil autor dos projetos.

### **5.2. Análise do perfil geotécnico**

A análise do subsolo do terreno foi realizada através de ensaio de penetração com percussão (SPT), desenvolvido pela empresa do município de Pouso Alegre, Alencar Sondagens e disponibilizado pelo engenheiro responsável pela obra.

### **5.3. Cálculo da capacidade de cargas da estaca**

Através do ensaio de SPT e as cargas que serão distribuídas nos solos, foi calculada a capacidade de carga da estaca. Foram utilizados os métodos apresentados no subcapítulo 4.4: método Aoki e Velloso, método de Décourt e Quaresma e método Teixeira para estaca tipo Strauss. Para isto foi utilizado auxílio de ferramenta computacional de planilhas em Excel.

### **5.4. Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento**

Conforme o subcapítulo 4.6 foram dimensionados os blocos de coroamento e detalhamento.

### **5.5.Quantificação dos materiais e mão de obra**

Foram levantados os serviços de execução das fundações em estaca Strauss e pré-moldada.

### **5.6.Estimativa de custo**

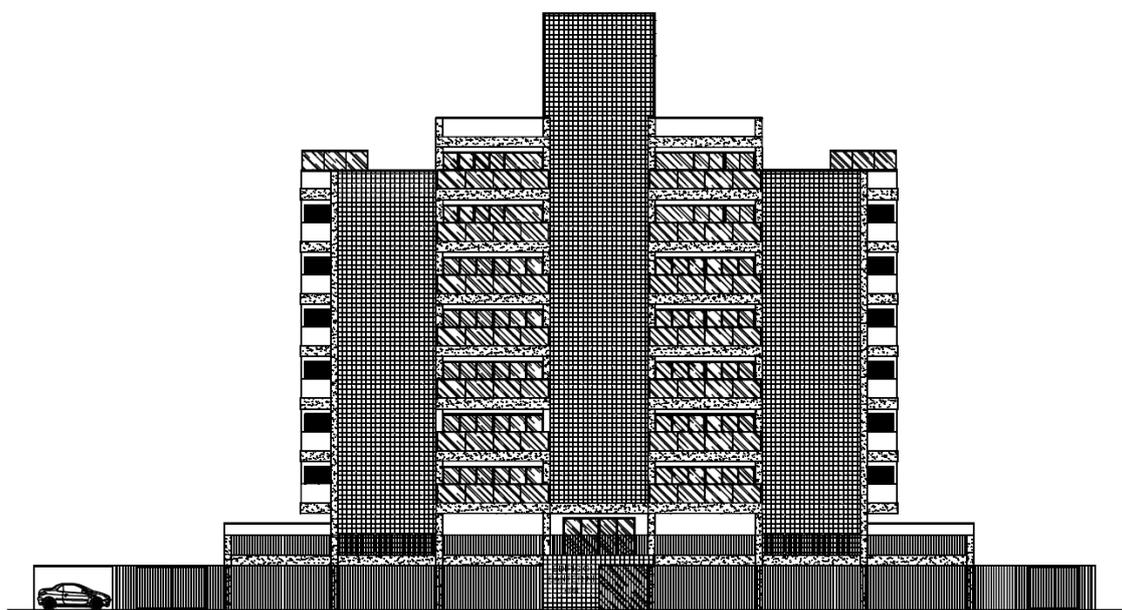
Com o quantitativo dos serviços a serem realizados, buscou-se os preços na Planilha de Preços SETOP junho 2017.

## 6. ESTUDO DE CASO

### 6.1. Descrição do imóvel e dados estruturais

O objeto de estudo é um edifício de caráter residencial (figura 14) situado no município de Três Corações, Minas Gerais. O edifício possui nove pavimentos, sendo oito deles com dois apartamentos residenciais e o térreo com pavimento de garagem. O terreno possui 1.440,00 m<sup>2</sup> e a construção possui 3.741,22 m<sup>2</sup> totais.

Figura 14: Elevação frontal da edificação



Fonte: (O Autor)

Foram fornecidos pelo engenheiro responsável o projeto arquitetônico e projeto estrutural. Inicialmente, foi proposto para o projeto fundação tipo tubulão. Durante o processo de investigação do subsolo, Anexo A, observou-se a presença de água, e por esta circunstância, optou-se pela alternativa de estacas pré-moldadas.

A fundação que foi executada no edifício é do tipo pré-moldada de seção quadrada e lado de 33 cm, como apresentado na figura 15, e projeto de As Built das fundações, Anexo B.

Figura 15: Execução da fundação do edifício



Fonte: (O Autor)

## 6.2. Análise do perfil geotécnico

O ensaio de sondagem realizado foi o de resistência a penetração com percussão (SPT) e foi executado pela empresa “Alencar Sondagens”. Foram efetuados seis furos de sondagem, conforme a locação das sondagens no anexo A.

Pelo relatório de sondagem, constatou-se uma variedade no tipo e resistência do solo. Optou-se, então, pela setorização do terreno para os furos de SPT com fulcro de garantir uma melhor eficiência às estacas quanto a sua posição no terreno, evitando assim o sub e super-dimensionamento das estacas.

## 6.3. Mapa de Carga

O mapa de carga está incorporado no Anexo C. Nele pode-se observar todas as ações transferidas às fundações.

A tabela a seguir apresenta as cargas verticais nos pilares e o furo de sondagem que representa o maciço que irá descarregar.

Tabela 16: Cargas verticais nos pilares(Continua)

Pilar	Dimensões[cm]	Carga [tf]	Furo de sondagem
P1	40X40	19,7	SPT 02
P2	40X40	33,5	SPT 02
P3	40X40	33,5	SPT 02
P4	40X40	32,6	SPT 04
P5	40X40	32,5	SPT 04
P6	40X40	33,1	SPT 04
P7	40X40	33,3	SPT 06
P8	40X40	19,8	SPT 06
P9	40X60	31,5	SPT 02
P10	40X60	224,5	SPT 02
P11	40X60	227,2	SPT 02
P12	40X60	197,3	SPT 04
P13	40X60	206,4	SPT 04
P14	40X60	226,6	SPT 04
P15	40X60	224,9	SPT 06
P16	40X60	31,8	SPT 06
P17	40X40	51,4	SPT 04
P18	20X50	51,5	SPT 04
P19	40X40	27	SPT 04
P20	40X40	53,7	SPT 04
P21	40X60	63,2	SPT 04
P22	U215X245X20X20	528,3	SPT 04
P23	40X60	63	SPT 04
P24	40X60	32	SPT 02
P25	40X60	241,5	SPT 02
P26	40X70	298,7	SPT 02
P27	40X60	199,4	SPT 04
P28	40X40	40,1	SPT 04
P29	40X40	40,5	SPT 04
P30	40X60	200,3	SPT 04
P31	40X70	296,9	SPT 04
P32	40X60	242,8	SPT 06
P33	40X60	32,2	SPT 06
P34	40X40	28	SPT 01
P35	40X60	173,9	SPT 03
P36	40X60	280,2	SPT 03

Tabela 16: Cargas verticais nos pilares(conclusão)

P37	40X60	238,6	SPT 03
P38	40X60	237,4	SPT 05
P39	40X60	278,9	SPT 05
P40	40X60	175,3	SPT 05
P41	40X40	28,4	SPT 05
P42	40X40	17,2	SPT 01
P43	40X40	29,6	SPT 03
P44	40X40	30,7	SPT 03
P45	40X40	30,5	SPT 03
P46	40X40	30,4	SPT 05
P47	40X40	30,6	SPT 05
P48	40X40	29,5	SPT 05
P49	40X40	17,3	SPT 05

Fonte: (O Autor)

#### 6.4.Capacidade de carga da estaca

Conforme o item 4.4,foi calculadaa capacidade de carga conforme os métodos Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira. Para isso, contou-secom auxilio de ferramenta computacional de planilhas em Excel.

A título de exemplo foi calculada a capacidade carga para as estacasdo pilar P31 posicionadona área abrangida pelo SPT 04, por se tratar de um pilar com carregamento elevado em relação aos demais e comcondições do subsolo menos favoráveis quanto os demais.

##### 6.4.1.Método Aoki e Velloso

Considera-seestaca escavada tipo Strauss com diâmetro de 42cm, carga de catalogo de 550kN e comprimento de 14m, locada em área cuja sondagem é demonstrada pelo relatório SPT 04.

Fatores de correção:

$$F_1 = 3$$

$$F_2 = 2 F_1 = 6$$

Resistência lateral de -1m a -4m, Silteargiloarenosa:

$$N_{L1} = \frac{10}{3} = 3,33$$

Coefficientes K e  $\alpha$ , igual a 250 e 3% respectivamente.

$$R_{L1} = \frac{0,03 \times 250 \times 3,33}{6} \times (0,42\pi) \times 3 = 16,49kN$$

Resistência lateral de -4m a -15,00m, areia:

$$N_{L2} = \frac{152}{11} = 13,82$$

Coefficientes K e  $\alpha$ , igual a 1000 e 1,4% respectivamente.

$$R_{L2} = \frac{0,014 \times 1000 \times 13,82}{6} \times (0,42\pi) \times 11 = 467,97kN$$

Resistência de ponta

Coefficiente K e  $N_p$ , igual a 1000 e 23 respectivamente.

$$R_p = \frac{1000 \times 28}{3} \times \frac{\pi 0,42^2}{4} = 1.293,08kN$$

Resistencia total

$$R = R_p + R_{L1} + R_{L2} = 1.293,08 + 16,49 + 467,97 = 1.777,54kN$$

Com auxílio de planilha eletrônica foi desenvolvido os cálculos para respectiva estaca e apresentados na tabela 17 logo abaixo:

Tabela 17: Capacidade de carga pelo método Aoki-Velloso (continua)

Profundi- dade (m)	Np	NL	Coef. Solo	Rp (kN)	RL (kN)	RL acumu- lado	R total (KN)	P adm (kN)
1	1,5	3	120	20,41	23,88	0	20,41	5,1
2	2	3	120	27,22	23,88	0	27,22	6,8
3	3,33	3	120	45,36	23,88	23,88	69,24	29,71
4	3,67	3,25	120	49,9	24,87	48,75	98,65	49,32
5	4,33	3,4	400	196,58	25,47	74,21	270,79	106,23
6	5,33	3,67	400	241,94	26,53	100,74	342,69	137,98
7	7	4,14	400	317,55	28,42	129,17	446,72	178,75
8	9,33	4,75	400	423,4	30,84	160,01	583,41	228,93

Tabela 17: Capacidade de carga pelo método Aoki-Velloso(conclusão)

9	11,33	5,56	400	514,13	34,05	194,05	708,19	277,8
10	13,33	6,3	400	604,86	37,01	231,06	835,92	328,95
11	15	7,09	400	680,47	40,16	271,22	951,69	378,75
12	17	7,75	400	771,2	42,78	313,99	1085,19	434,33
13	19,67	8,31	400	892,17	45	358,99	1251,16	499,19
14	23,33	8,79	400	1058,51	46,9	405,89	1464,4	576,85

Fonte: (O Autor)

A tabela 18 apresenta os resultados de capacidade de carga geotécnica segundo o método de Aoki e Velloso para os demais furos de sondagens e diâmetros de estacas:

Tabela 18: Resumo da capacidade de carga geotécnica pelo método Aoki-Velloso das estacas estudadas

	<b>ø38</b>	<b>ø42</b>	<b>ø45</b>
<b>SPT 01</b>	238,93 kN	283,32 kN	319,02 kN
<b>SPT 02</b>	442,5 kN	523,39 kN	588,34 kN
<b>SPT 03</b>	281,84 kN	405,52 kN	459,22 kN
<b>SPT 04</b>	748,42 kN	888,77 kN	1001,74 kN
<b>SPT 05</b>	666,94 kN	794,32 kN	897 kN
<b>SPT 06</b>	664,23 kN	791,33 kN	893,8 kN

Fonte: (O Autor)

#### 6.4.2.Método Décourt e Quaresma

Considera-se estaca escavada tipo Strauss com diâmetro de 42 cm, carga de catalogo de 550kN e comprimento de 14m, locada em área cuja sondagem é demonstrada pelo relatório SPT 04.

Resistência lateral  $r_{L1}$  na camada -4m, Silte argiloarenoso:

$$N_L = \frac{10}{3} = 3,33$$

$$r_{L1} = 10 \left( \frac{3,33}{3} + 1 \right) = 21,1$$

$$R_{L(-4m)} = 21,1 \cdot 0,42\pi \cdot 1 = 27,84kN$$

Resistência lateral  $r_{L2}$  na camada de -15m, areia:

$$N_L = \frac{135}{14} = 9,64$$

$$r_{L2} = 10 \left( \frac{9,64}{3} + 1 \right) = 42,14$$

$$R_{L(-14m)} = 42,14 \cdot 0,42\pi \cdot 1 = 55,61kN$$

Resistência de ponta:

$$N_p = \frac{23 + 28 + 30}{3} = 27$$

$$R_p = (27 \times 400) \times \frac{\pi 0,42^2}{4} = 1496,27$$

Com auxílio de planilha eletrônica foi desenvolvido os cálculos para respectiva estaca em cada camada e apresentados na tabela 19 logo abaixo:

Tabela 19: Capacidade de carga pelo método Décourt Quaresma

<b>Profundi- dade (m)</b>	<b>Np</b>	<b>NL</b>	<b>Coef. Solo</b>	<b>Rp (kN)</b>	<b>RL (kN)</b>	<b>RL acumu- lado</b>	<b>R total (KN)</b>	<b>P adm (kN)</b>
1	3	3	200	83,13	26,39	0	83,13	20,78
2	3,33	3	200	92,36	26,39	0	92,36	23,09
3	3,67	3,33	200	101,6	27,86	27,86	129,45	46,83
4	4,33	3,5	400	240,14	28,59	56,44	296,59	103,45
5	5,33	3,8	400	295,56	29,92	86,35	381,91	140,31
6	7	4,33	400	387,92	32,25	118,61	506,53	188,22
7	9,33	5	400	517,23	35,19	153,79	671,02	247,61
8	11,33	5,88	400	628,07	39,03	192,83	820,89	305,34
9	13,33	6,67	400	738,9	42,52	235,34	974,24	365,76
10	15	7,5	400	831,27	46,18	281,52	1112,79	424,37
11	17	8,18	400	942,1	49,18	330,7	1272,8	489,91
12	19,67	8,75	400	1089,88	51,68	382,38	1472,26	566,61
13	23,33	9,23	400	1293,08	53,79	436,18	1729,26	658,79
14	27	9,64	400	1496,28	55,61	491,78	1988,06	752,36

Fonte: (O Autor)

A tabela 20 apresenta os resultados de capacidade de carga geotécnica segundo o método de Décourt Quaresma para os demais furos de sondagens e diâmetros de estacas:

Tabela 20: Resumo da capacidade de carga geotécnica pelo método Aoki-Velloso das estacas estudadas

	<b>ø38</b>	<b>ø42</b>	<b>ø45</b>
<b>SPT 01</b>	234,83 kN	269,32 kN	296,4 kN
<b>SPT 02</b>	428,26 kN	505,89 kN	568,18 kN
<b>SPT 03</b>	361,13 kN	398,89 kN	442,22 kN
<b>SPT 04</b>	648,48 kN	752,36 kN	834,73 kN
<b>SPT 05</b>	570,07 kN	663,07 kN	736,94 kN
<b>SPT 06</b>	615,13 kN	713,75 kN	791,95 kN

Fonte: (O Autor)

#### 6.4.3 Método Teixeira

Considera-se estaca escavada tipo Strauss com diâmetro de 42 cm, carga de catálogo de 550kN e comprimento de 14m, locada em área cuja sondagem é demonstrada pelo relatório SPT 05.

Resistência lateral de -1m a -4m, argila siltoarenosa:

$$N_L = \frac{12}{3} = 4,00$$

$$R_{L1} = 4 \times 4,00 \times 0,42 \times \pi \times 3 = 63,33kN$$

Resistência lateral de -1m a -14m, areia:

$$N_L = \frac{162}{14} = 11,57$$

$$R_{L2} = 11,57 \times 4 \times 0,42\pi \times 1 = 61,07kN$$

Coefficiente  $\alpha$  e  $N_p$ , igual a 270 e 25,50 respectivamente:

$$R_p = 25,5 \times 270 \times \frac{\pi 0,38^2}{4} = 953,88kN$$

Com auxílio de planilha eletrônica foi desenvolvido os cálculos para respectiva estaca e apresentados na tabela 21 logo abaixo:

Tabela 21: Capacidade de carga pelo método Teixeira

Profundidade (m)	Np	Nl	$\alpha$ (kPa)	$\beta$ (kPa)	Rp(kN)	RL (kN)	RL acumulado (kN)	R total (kN)	P adm (kN)
1	4	4	135	4	74,81	21,11	21,11	95,92	47,96
2	4	4	135	4	74,81	21,11	42,22	117,03	58,515
3	4	4	135	4	74,81	21,11	63,33	138,14	69,07
4	4	4	270	4	149,63	21,11	84,44	234,07	117,035
5	4,5	4,2	270	4	168,33	22,17	106,61	274,94	137,47
6	6	4,67	270	4	224,44	24,63	131,24	355,68	177,84
7	8	5,29	270	4	299,26	27,9	159,14	458,4	229,2
8	10,5	6,13	270	4	392,77	32,33	191,47	584,24	292,12
9	12,5	6,89	270	4	467,59	36,36	227,83	695,42	347,71
10	14	7,7	270	4	523,7	40,64	268,47	792,17	396,085
11	16	8,55	270	4	598,51	45,1	313,57	912,08	456,04
12	18	9,42	270	4	673,32	49,7	363,27	1036,59	518,295
13	21	10,46	270	4	785,55	55,21	418,48	1204,03	602,015
14	25,5	11,71	270	4	953,88	61,83	480,31	1434,19	717,095

Fonte: (O Autor)

A tabela 22 apresenta os resultados de capacidade de carga geotécnica segundo o método de Teixeira para os demais furos de sondagens e diâmetros de estacas:

Tabela 22: Resumo da capacidade de carga geotécnica pelo método Teixeira das estacas estudadas

	$\phi 38$	$\phi 42$	$\phi 45$
<b>SPT 01</b>	333,94 kN	388,81 kN	432,44 kN
<b>SPT 02</b>	417,99 kN	492,34 kN	551,89 kN
<b>SPT 03</b>	338,33 kN	362,72 kN	406,52 kN
<b>SPT 04</b>	607,7 kN	717,09 kN	804,81 kN
<b>SPT 05</b>	554,22 kN	655,3 kN	736,47 kN
<b>SPT 06</b>	597,38 kN	704,8 kN	790,93 kN

Fonte: (O Autor)

#### 6.4.4. Capacidade de carga média

Depois de calculada a capacidade de cargas nos três métodos, pode-se compará-los e encontrar o valor médio de 672,44kN para a capacidade de carga para a estaca conforme a tabela 23.

Tabela 23: Capacidade de carga média

<b>Profundidade (m)</b>	<b>Aoki-Velloso (kN)</b>	<b>Décourt-Quaresma (kN)</b>	<b>Teixeira (kN)</b>	<b>Média (kN)</b>
0	0	0	0	0
1	19,79	20,78	10,39	16,99
2	22,27	23,09	11,545	18,97
3	31,34	46,83	23,415	33,86
4	106,77	103,45	51,725	87,32
5	137,55	140,31	70,155	116,01
6	194,51	188,22	94,11	158,95
7	254,55	247,61	123,805	208,66
8	342,29	305,34	152,67	266,77
9	385,39	365,76	182,88	311,34
10	454,67	424,37	212,185	363,74
11	527,02	489,91	244,955	420,63
12	602,45	566,61	283,305	484,12
13	730,22	658,79	329,395	572,80
14	888,77	752,36	376,18	672,44

Fonte: (O Autor)

A tabela 24 apresenta os resultados da média da capacidade de carga geotécnica calculada pelos três métodos descritos para os demais furos de sondagens e diâmetros de estacas:

Tabela 24: Resumo das médias das capacidades de cargas

	<b>ø38</b>	<b>ø42</b>	<b>ø45</b>
<b>SPT 01</b>	269 kN	313,82 kN	313,82 kN
<b>SPT 02</b>	429,58 kN	507,2 kN	507,2 kN
<b>SPT 03</b>	327,1 kN	389,04 kN	389,04 kN
<b>SPT 04</b>	668,2 kN	786,08 kN	786,08 kN
<b>SPT 05</b>	597,08 kN	704,23 kN	704,23 kN
<b>SPT 06</b>	625,58 kN	736,63 kN	736,63 kN

Fonte: (O Autor)

#### 6.4.5. Pré-dimensionamento do bloco de coroamento

Para se determinar a quantidade de estacas de um bloco de coroamento é obtida pela razão entre o carregamento normal e a capacidade de suporte das estacas. Assim para o projeto, o número de estacas é apresentado na tabela 25:

Tabela 25: Previsão de estacas necessárias por bloco por pilar (continua)

Pilar	Carga [tf]	Furo de sondagem	Diametro da estaca [cm]	Capacidade de Carga [tf]	Carga de catálogo [tf]	Capacidade de Atuante [tf]	Numero de estacas necessárias	Numero de estacas
P1	19,7	SPT 02	38	42,96	45	42,96	0,46	1
P2	33,5	SPT 02	38	42,96	45	42,96	0,78	1
P3	33,5	SPT 02	38	42,96	45	42,96	0,78	1
P4	32,6	SPT 04	38	66,82	45	45	0,72	1
P5	32,5	SPT 04	38	66,82	45	45	0,72	1
P6	33,1	SPT 04	38	66,82	45	45	0,74	1
P7	33,3	SPT 06	38	62,56	45	45	0,74	1
P8	19,8	SPT 06	38	62,56	45	45	0,44	1
P9	31,5	SPT 02	38	42,96	45	42,96	0,73	1
P10	224,5	SPT 02	42	50,72	55	50,72	4,43	5
P11	227,2	SPT 02	42	50,72	55	50,72	4,48	5
P12	197,3	SPT 04	42	78,61	55	55	3,59	5
P13	206,4	SPT 04	42	78,61	55	55	3,75	5
P14	226,6	SPT 04	42	78,61	55	55	4,12	5
P15	224,9	SPT 06	42	73,66	55	55	4,09	5
P16	31,8	SPT 06	38	62,56	45	45	0,71	1
P17	51,4	SPT 04	38	66,82	45	45	1,14	2
P18	51,5	SPT 04	38	66,82	45	45	1,14	2
P19	27	SPT 04	38	66,82	45	45	0,60	1
P20	53,7	SPT 04	38	66,82	45	45	1,19	2
P21	63,2	SPT 04	38	66,82	45	45	1,40	2
P22	528,3	SPT 04	45	78,61	65	65	8,13	10
P23	63	SPT 04	38	66,82	45	45	1,40	2
P24	32	SPT 02	38	42,96	45	42,96	0,74	1
P25	241,5	SPT 02	42	50,72	55	50,72	4,76	5
P26	298,7	SPT 02	42	50,72	55	50,72	5,89	6
P27	199,4	SPT 04	42	78,61	55	55	3,63	5
P28	40,1	SPT 04	38	66,82	45	45	0,89	1
P29	40,5	SPT 04	38	66,82	45	45	0,90	1
P30	200,3	SPT 04	42	78,61	55	55	3,64	5
P31	296,9	SPT 04	42	78,61	55	55	5,40	6
P32	242,8	SPT 06	42	73,66	55	55	4,41	5
P33	32,2	SPT 06	38	62,56	45	45	0,72	1
P34	28	SPT 01	38	26,92	45	26,92	1,04	2
P35	173,9	SPT 03	42	38,9	55	38,9	4,47	5
P36	280,2	SPT 03	42	38,9	55	38,9	7,20	9
P37	238,6	SPT 03	42	38,9	55	38,9	6,13	8

Tabela 25: Previsão de estacas necessárias por bloco por pilar (conclusão)

P38	237,4	SPT 05	42	70,42	55	55	4,32	5
P39	278,9	SPT 05	42	70,42	55	55	5,07	6
P40	175,3	SPT 05	42	70,42	55	55	3,19	4
P41	28,4	SPT 05	38	59,71	45	45	0,63	1
P42	17,2	SPT 01	38	26,92	45	26,92	0,64	1
P43	29,6	SPT 03	38	31,71	45	31,71	0,93	1
P44	30,7	SPT 03	38	32,71	45	32,71	0,94	1
P45	30,5	SPT 03	38	32,71	45	32,71	0,93	1
P46	30,4	SPT 05	38	59,71	45	45	0,68	1
P47	30,6	SPT 05	38	59,71	45	45	0,68	1
P48	29,5	SPT 05	38	59,71	45	45	0,66	1
P49	17,3	SPT 05	38	59,71	45	45	0,38	1

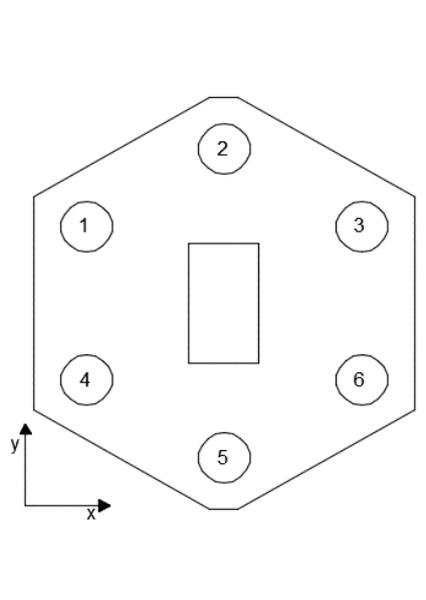
Fonte: (O Autor)

Para o pilar P31 com carregamento vertical de 296,9tf, estima inicialmente o número de estacas igual:

$$n = \frac{N_k}{P_{admiss \text{ ível médio}}} \rightarrow n = \frac{296,9}{55} \cong 6$$

Estimam-se as distâncias das estacas para um bloco com seis estacas em formato hexagonal conforme figura 16.

Figura 16: Croqui de pré-dimensionamento de bloco de coroamento



Fonte: (O Autor)

As distâncias entre os eixos das estacas devem ser de 3 vezes o seu diâmetro, assim a distância é igual a 1,26m.

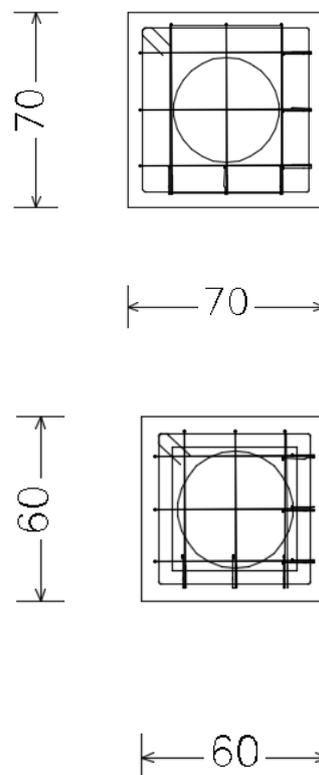
### 6.5. Projeto de fundação em estaca Strauss

A partir dos dados do mapa de carga, das capacidades geotécnicas das estacas e do pré-dimensionamento do número de estacas, foi desenvolvido o projeto e detalhamento dos blocos de coroamento, testando diferentes diâmetros de estacas e modelos de blocos.

#### 6.5.1 Blocos de coroamento sobre uma estaca

Foi projetado 24 blocos com uma estaca de 38cm. As dimensões dos blocos atentaram-se as seguintes condições, sua altura deve estar entre 1 a 1,2 vezes o diâmetro da estaca mais o engastamento no bloco, e o lado deve ser o tamanho da estaca acrescentado de 10cm ou o lado do pilar mais 5cm pelo menos. Adotou a altura como 50cm e as dimensões em planta como na figura 17.

Figura 17: Planta dos blocos de coroamento com uma estaca



Fonte: (O Autor)

O dimensionamento da armadura foi padronizado pelo pilar mais carregado onde:

$$T = \frac{40,5}{4}$$

$$A_s = \frac{10,25}{f_{yd}} = 2,32 \text{ cm}^2$$

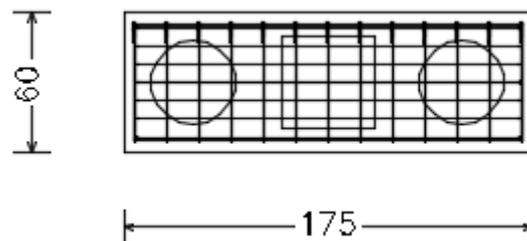
### 6.5.2 Blocos sobre duas estacas

Os blocos sobre duas estacas atenderam os pilares P17, P18, P20, P21, P23 e P34.

Foi identificado que a estaca do bloco do pilar P21 sofrerá maior solicitação dos esforços. Portanto os blocos com duas estacas foram padronizados atendendo ao bloco do pilar P21.

As dimensões em plana do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que a distância entre os eixos das estacas devem ser igual ou maior que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre duas estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 38cm, ou seja 1,14m sendo adotado 1,15m.

Figura 18: Planta dos blocos de coroamento com duas estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 33,61 tf e 32,75tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Sendo que  $d$  é limitado por:

$$0,5x \left( e - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq 0,71x \left( e - \frac{b_p}{2} \right)$$

$$0,475m \leq d \leq 0,675m$$

E  $d'$  deve seguir a seguinte regra:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{A_{estaca}}{5} = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Assim a altura do bloco adotado 70cm, sendo  $d$  igual a 60cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 12,5mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 47cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,26, que representa que o ângulo formado é de  $51,63^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do  $f_{cd}$  e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 1,4 o  $f_{cd}$ , ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 23,7MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 4,54MPa junto ao pilar e 4,80MPa junto a estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P21 é de 266,07kN e a área de aço para suportar é de 8,66cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{336,1}{1,26} = 266,07kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{266,07 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 8,66cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 20% do valor da armadura principal calculada,  $1,70\text{cm}^2$ , sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \begin{cases} 20\text{cm} \\ \frac{d}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{cm} \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

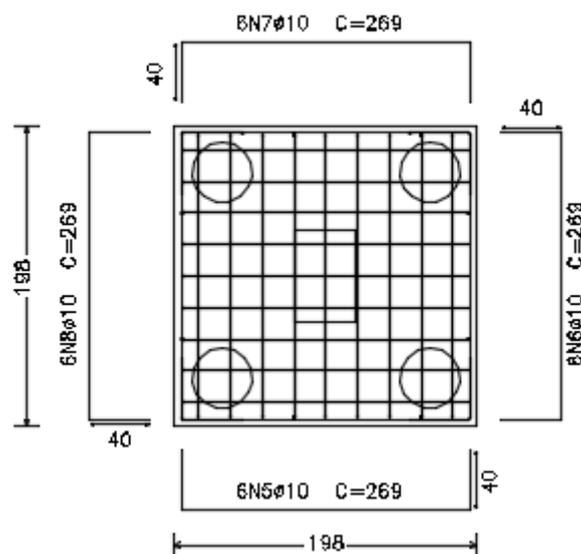
$$S \leq \begin{cases} 15\text{cm} \\ 0,15 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi_e = 16\text{cm} \end{cases}$$

### 6.5.3 Blocos sobre quatro estacas

Somente o bloco que atende ao pilar P40 possuíra quatro estacas.

As dimensões em plana do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre quatro estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de  $42\text{cm}$ , ou seja  $1,26\text{m}$ .

Figura 19: Planta do bloco de coroamento com quatro estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 51,97tf e 40,06tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Sendo que  $d$  é limitado por:

$$0,71x \left( e - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq \left( e - \frac{b_p}{2} \right)$$

$$0,75m \leq d \leq 1,06m$$

E  $d'$  deve seguir a seguinte regra:

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{A_{estaca}}{5} = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

Assim a altura do bloco adotado 110cm, sendo  $d$  igual a 100cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,0mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,33, que representa que o ângulo formado é de 53,14°, e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do fcd e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,1 o fcd, ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 35,62MPa junto ao pilar e 14,4Mpa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 13,52Mpa junto ao pilar e 5,85MPa junto a estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para a

suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P21 é de 389,52kN e a área de aço para suportar é de 12,54cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{519,7}{1,33} = 389,52kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{389,52 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 12,54cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 3,13cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{100}{3} = 33cm \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

$$s \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi_e = 18cm \end{cases}$$

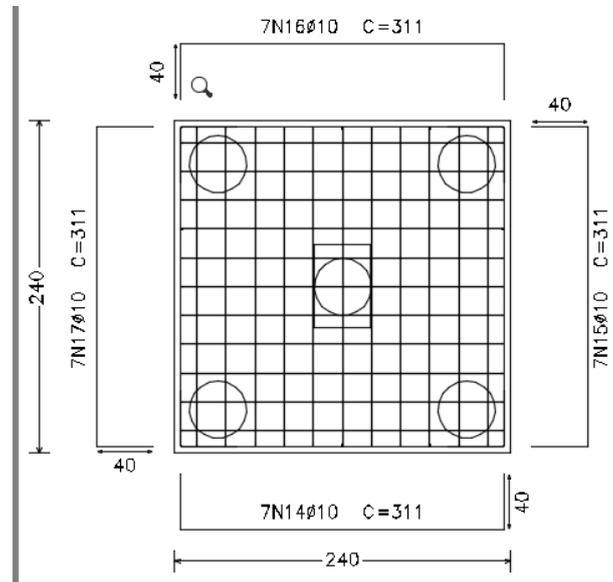
#### 6.5.4 Blocos retangulares sobre cinco estacas

Os blocos sobre cinco estacas atenderam os pilares P10, P11, P14, P15, P25, P32, P35 e P38.

Foi identificado que a estaca do bloco do pilar P32 sofrerá maior solicitação dos esforços. Portanto os blocos com duas estacas foram padronizados atendendo ao bloco do pilar P32.

As dimensões em plana do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que a distância entre os eixos das estacas devem ser igual ou maior que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre cinco estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 42cm, ou seja 1,26 m.

Figura 20: Planta dos blocos de coroamento com cinco estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 54,51tf e 42,60 tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 125cm, sendo  $d$  igual a 115cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,5mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,02, que representa que o ângulo formado é de  $45,79^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do  $f_{cd}$  e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o  $f_{cd}$ , ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é

em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 19,68 MPa junto ao pilar e 5,48 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P32 é de 530,22kN e a área de aço para suportar é de 17,7cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{545,10}{1,02} = 530,22kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{530,22 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 17,7cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 4,26cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{115}{3} = 38cm \end{array} \right.$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi e = 16cm \end{array} \right.$$

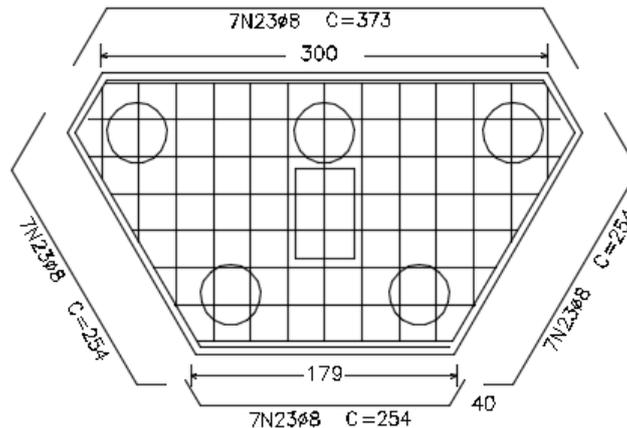
#### 6.5.5 Blocos trapezoidais sobre cinco estacas

Os blocos sobre cinco estacas atenderam os pilares P12, P13, P27 e P30.

Foi identificado que a estaca do bloco do pilar P13 sofrerá maior solicitação dos esforços. Portanto os blocos com duas estacas foram padronizados atendendo ao bloco do pilar P13.

As dimensões em planta do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre cinco estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 42cm, ou seja 1,26 m.

Figura 21: Planta dos blocos de coroamento trapezoidais com cinco estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 48,44tf e 42,18 tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 130cm, sendo  $d$  igual a 120cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,5mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,07, que representa que o ângulo formado é de  $47,01^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do  $f_{cd}$  e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o  $f_{cd}$ , ainda leva em

consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 17,64 MPa junto ao pilar e 4,78 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P32 é de 451,55kN e a área de aço para suportar é de 10,4cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{484,4}{1,07} = 451,55kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{451,55 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 10,4cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 2,59cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \begin{cases} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{120}{3} = 40cm \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

$$S \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi_e = 16cm \end{cases}$$

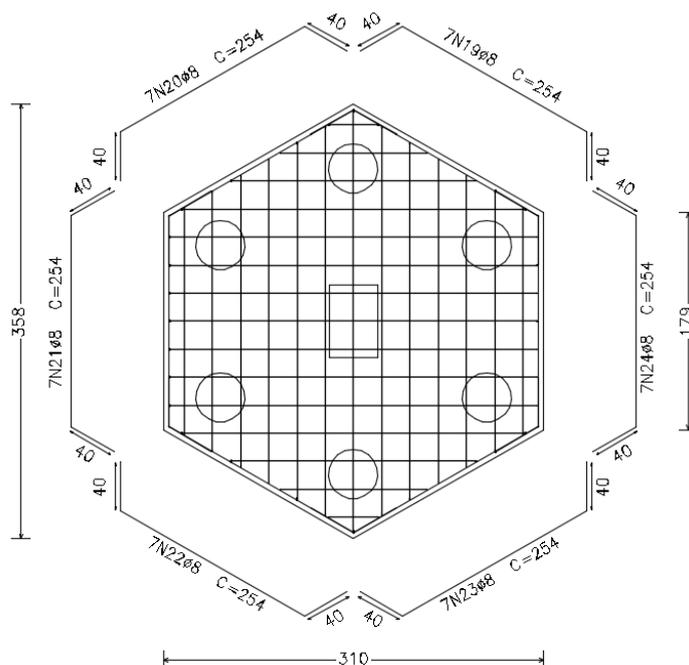
#### 6.5.6 Blocos hexagonal sobre seis estacas

Os blocos sobre cinco estacas atenderam os pilares P26, P31 e P39.

Foi identificado que a estaca do bloco do pilar P26 sofrerá maior solicitação dos esforços. Portanto os blocos com duas estacas foram padronizados atendendo ao bloco do pilar P26.

As dimensões em planta do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre seis estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 42cm, ou seja, 1,26 m.

Figura 22: Planta dos blocos de coroamento com seis estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 53,9tf e 45,6 tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 135cm, sendo  $d$  igual a 125cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,0mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de

1,34, que representa que o ângulo formado é de  $53,28^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do  $f_{cd}$  e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o  $f_{cd}$ , ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 16,59 MPa junto ao pilar e 2,99 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P26 é de 401,99kN e a área de aço para suportar é de 12,94cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{539}{1,34} = 401,99kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{401,99 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 12,94cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 3,23cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \begin{cases} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{120}{3} = 40cm \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

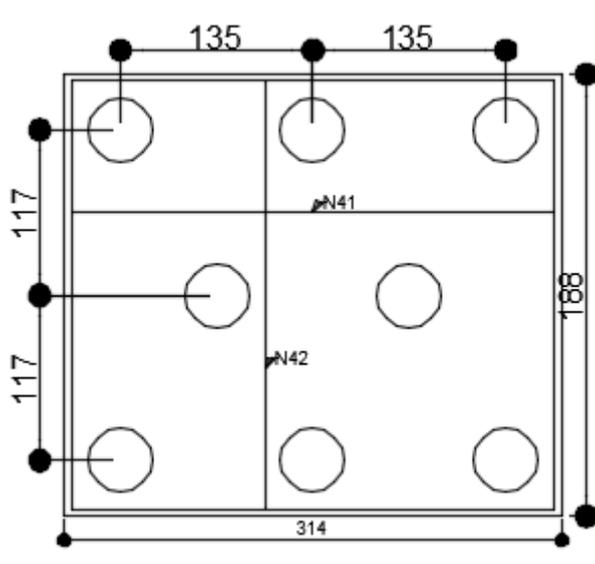
$$S \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi e = 16cm \end{cases}$$

#### 6.5.7 Blocos retangular sobre oito estacas

Somente o pilar P37 necessitou de um bloco com oito estacas.

As dimensões em planta do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre oito estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 42cm, ou seja 1,26 m.

Figura 23: Planta do bloco de coroamento com oito estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 37,15tf e 25,48 tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 1,50cm, sendo  $d$  igual a 140cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,0mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,007, que representa que o ângulo formado é de  $45,20^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do fcd e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o fcd, ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 17,72 MPa junto ao pilar e 4,59 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P37 é de 368,93kN e a área de aço para suportar é de 11,87cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{371,5}{1,007} = 368,93kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{368,93 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 11,87cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 2,96cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \begin{cases} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{140}{3} = 47cm \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

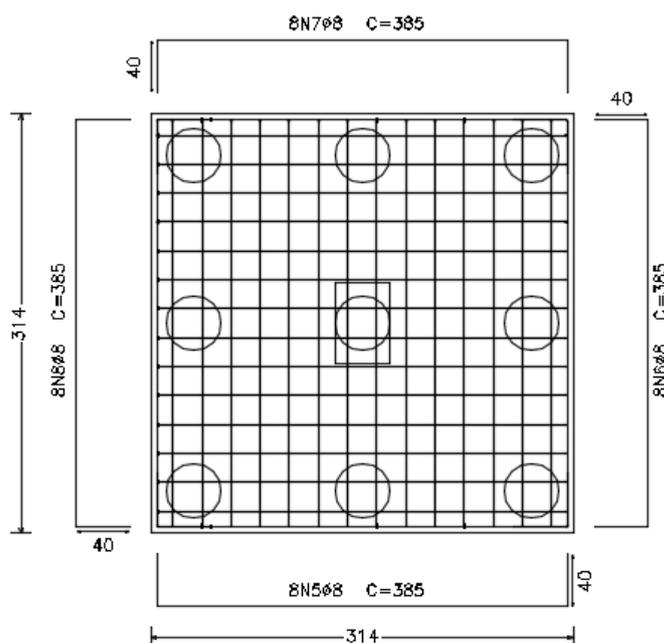
$$S \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi e = 16cm \end{cases}$$

#### 6.5.8 Blocos retangular sobre nove estacas

Somente o pilar P36 necessitou de um bloco com oito estacas.

As dimensões em planta do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, nos blocos sobre nove estacas, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 42cm, ou seja 1,26 m.

Figura 24: Planta do bloco de coroamento com nove estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 35,07tf e 30,30 tf.

A altura do bloco é a soma entre  $d$  e  $d'$ . Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 1,65cm, sendo  $d$  igual a 155cm e  $d'$  igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,0mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura  $d$  e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de

1,02, que representa que o ângulo formado é de  $45,83^\circ$ , e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do  $f_{cd}$  e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o  $f_{cd}$ , ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüschi, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 23,81 MPa junto ao pilar e 4,91 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de  $f_{yd}$ . A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P36 é de 340,57kN e a área de aço para suportar é de 10,96cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{350,7}{1,02} = 340,57kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{340,57 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 10,96cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 2,74cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{155}{3} = 52cm \end{array} \right.$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi_e = 16cm \end{array} \right.$$

#### 6.5.9 Blocos hexagonal sobre 10 estacas

Somente o pilar P22 necessitou de um bloco com dez estacas.

Por se tratar de um pilar parede em formado de U, 215x245x215cm com paredes de 20cm, foi feito a equivalência de seu formato para um pilar retangular que abrangesse todo o pilar parede e que tivesse o mesmo centro de cargas. Assim o pilar passou a ter a seguinte seção 245x280cm.

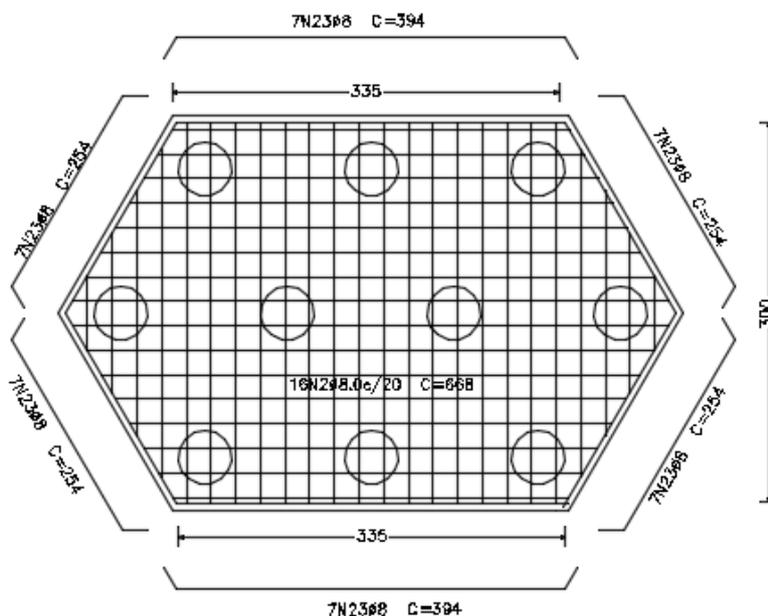
$$Y_{cc} = \frac{20 \times 215 \times 107,5 \times 2 + 215 \times 20 + 205}{20 \times 215 \times 3} = 140$$

$$X_{cc} = \frac{245}{2} = 122,5$$

$$\text{Seção do pilar} = (2 \times 122,5) \times (2 \times 140) = 245 \times 280 \text{cm.}$$

As dimensões em planta do bloco foram dimensionadas obedecendo a condição que as distâncias entre os eixos das estacas devem ser iguais ou maiores que 3 vezes o valor do diâmetro da estaca. Assim, no bloco sobre dez estaca, o valor entre os eixos corresponde a 3 vezes o diâmetro de 45cm, ou seja 1,35 m.

Figura 25: Planta do bloco de coroamento com dez estacas



Fonte: (O Autor)

O valor de solicitação da estaca foi obtido através da equação 50. Os valores máximos solicitados e mínimos foram de 64,99tf e 38,66 tf.

A altura do bloco é a soma entre d e d'. Foi estimado altura e depois verificou se o bloco enquadrava como rígido. Assim a altura do bloco adotado 1,55cm, sendo d igual a 145cm e d' igual a 10cm.

A altura do bloco também deve suportar a ancoragem da armadura do pilar, que nesse caso são compostas por barras de 16,0mm. Como o comprimento necessário para a ancoragem é de 60cm, a altura adotada acomoda perfeitamente a armadura do pilar.

A tangente do ângulo da biela formada internamente no bloco de coroamento é dada pela razão entre a altura d e distância entre o centro de força que está sendo distribuído para a estaca e o eixo da estaca. O valor para a tangente neste bloco foi de 1,03, que representa que o ângulo formado é de 46,0°, e que o bloco sobre as estacas é um bloco rígido.

A tensão interna tanto junto à estaca é limitada a 0,85 o valor do fcd e junto ao pilar no caso de blocos sobre duas estacas deve ser de 2,6 o fcd, ainda leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, efeito Rüsçh, que é em torno de 5 a 10%. Assim os valores limites de tensões nas bielas são de 44,10MPa junto ao pilar e 14,4MPa junto à estaca. E os valores calculados para as condições do bloco são de 1,45 MPa junto ao pilar e 7,11 MPa junto à estaca.

O dimensionamento da armadura é em função da força de tração formada entre as estacas. O valor desta força tracionada equivale ao valor da reação solicitada na estaca dissipado na direção das estacas. O cálculo da área de aço necessária para a suportar os esforços de tração é a razão entre a força atuante e o valor de fyd. A força de tração entre as estacas no bloco do pilar P36 é de 627,49kN e a área de aço para suportar é de 20,20cm<sup>2</sup>.

$$F_{tração} = \frac{Re}{\tan \alpha} = \frac{649,9}{1,03} = 627,49kN$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{627,49 \times 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 20,20cm^2$$

As armaduras complementares devem ser 25% do valor da armadura principal calculada, 5,05cm<sup>2</sup>, sendo que os espaçamentos das armaduras de pele devem estar dentro da condição:

$$S \leq \begin{cases} 20cm \\ \frac{d}{3} = \frac{145}{3} = 48cm \end{cases}$$

E o espaçamento dos estribos verticais dentro de:

$$S \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5 \left( \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right) \phi e = 19cm \end{cases}$$

## 6.6. Estimativa de custos

A partir do projeto foram levantados os serviços e estimou-se custos a partir dos preços SETOP da região do Sul de Minas com referência em junho de 2017.

Para o projeto executado em estaca pré-moldada estimaram-se os seguintes custos;

Quadro 01: Planilha orçamentária da fundação com estacas pré-moldadas (continuação)

ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
1.0	ESTAQUEAMENTO					
1.1	FUN-PRE-005	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA CRAVADA DMT DE 50KM	VB	1	R\$ 6.500,00	R\$ 6.500,00
1.2	FUN-PRE-056	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO CRAVADA 28 X 28 CM/105T	M	2176	R\$ 157,96	R\$ 343.720,96
1.3	FUN-PRE-060	EMENDA DE ESTACA PRÉ-MOLDADA ATÉ 65T	UN	136	R\$ 65,00	R\$ 8.840,00
1.4	FUN-PRE-075	CORTE E PREPARO DE CABEÇA DE ESTACAS	UN	136	R\$ 38,91	R\$ 5.291,76
SUBTOTAL						R\$ 364.352,72
2.0	BLOCOS DE COROAMENTO					
2.1	ALV-TIJ-005	ALVENARIA DE TIJOLO MACIÇO REQUEIMADO E = 10 CM, A REVESTIR	M2	302,436	R\$ 82,61	R\$ 24.984,24

Quadro 01: Planilha orçamentária da fundação com estacas pré-moldadas (conclusão)

2.2	ARM-AÇO-020	CORTE, DOBRA E ARMAÇÃO DE AÇO CA-50/60	KG	12810	R\$ 7,33	R\$ 93.897,30
2.3	FUN-CON-055	FORNECIMENTO E LANÇAMENTO DE CONCRETO ESTRUTURAL VIRADO EM OBRA FCK >= 30 MPA, BRITA 1 E 2	M3	315,352	R\$ 444,30	R\$ 140.110,89
SUBTOTAL						R\$ 258.992,43
TOTAL						R\$ 623.345,15

Fonte: (O Autor)

E para a execução do projeto em Strauss chegou-se à seguinte planilha:

Quadro 02: Planilha orçamentária da fundação com estacas Strauss (continua)

ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
1.0	ESTAQUEAMENTO					
1.1	FUN-STR-006	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA STRAUSS DMT DE 50,1 A 100 KM	VB	1	R\$ 6.500,00	R\$ 6.500,00
1.2	FUN-STR-016	ESCAVAÇÃO E CONCRETAGEM ESTACA TIPO STRAUSS MOLDADA "IN LOCO" D = 380 MM	M	330	R\$ 103,38	R\$ 34.115,40
1.3	FUN-STR-020	ESCAVAÇÃO E CONCRETAGEM ESTACA TIPO STRAUSS MOLDADA "IN LOCO" D = 420 MM	M	1140	R\$ 109,37	R\$ 124.681,80
1.4	FUN-STR-025	ESCAVAÇÃO E CONCRETAGEM ESTACA TIPO STRAUSS MOLDADA "IN LOCO" D = 450 MM	M	120	R\$ 146,88	R\$ 17.625,60
SUBTOTAL						R\$ 182.922,80
2.0	BLOCOS DE COROAMENTO					
2.1	ALV-TIJ-005	ALVENARIA DE TIJOLO MACIÇO REQUEIMADO E = 10 CM, A REVESTIR	M2	271,11	R\$ 82,61	R\$ 22.396,40
2.2	ARM-AÇO-020	CORTE, DOBRA E ARMAÇÃO DE AÇO CA-50/60	KG	10174	R\$ 7,33	R\$ 74.577,99

Quadro 02: Planilha orçamentária da fundação com estacas Strauss (conclusão)

2.3	FUN- CON- 050	FORNECIMENTO E LANÇAMENTO DE CONCRETO ESTRUTURAL VIRADO EM OBRA FCK >= 25 MPA, BRITA 1 E 2	M3	179,96	R\$ 421,95	R\$ 75.934,12
SUBTOTAL						R\$ 172.908,50
TOTAL						R\$ 355.831,30

Fonte: (O Autor)

Para a execução do projeto em estaca em modelo pré-fabricada chegou-se a um custo total de R\$623.345,15, e para o projeto em Strauss obteve o valor de R\$355.831,30 reais que representa uma economia de 42,91% em cima do valor executado com pré-fabricada.

Fazendo o comparativo somente entre os estaqueamentos, a estaca pré-moldada custa R\$181.429,92 a mais que o valor do estaqueamento em Strauss.

Todavia a estaca pré-moldada apresenta menor tempo de execução, maior controle de fabricação e provoca menos resíduos no canteiro de obra.

## CONCLUSÃO

Este trabalho visou apresentar uma base teórica sobre os principais elementos que devem ser levados em consideração em um projeto de fundações, apresentando os conceitos, tabelas e equações utilizadas para o dimensionamento do mesmo e confecção de um projeto.

Com o estudo realizado fica evidenciado a importância do estudo comparativo entre as diversas possibilidades de fundações e que é indispensável conhecer o perfil geotécnico do local onde se irá construir, pois a fundação trabalha como um conjunto entre solo e estrutura, sendo que a capacidade de carga geotécnica se difere da capacidade de carga estrutural da estaca e tendo o conhecimento do perfil geológico geotécnico do local é possível determinar qual a menor capacidade de carga entre as duas e assim dimensionar a fundação mais adequada. A análise entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural é um fator de suma importância para a realização do dimensionamento da fundação, tendo visto que, cada uma suporta a uma determinada carga, podendo evitar um possível colapso da fundação

Através do comparativo de custo foi possível visualizar que o modelo de fundação em Strauss apresentou menor custo em relação ao modelo em estaca pré-moldada, evidenciando a sua viabilidade econômica já que somente com o estaqueamento pode reduzir o valor pela metade. Todavia a fundação pré-moldada possui um execução mais limpa e rápida que pode garantir mais rapidez no cronograma da obra e um ambiente de trabalho sem interferência de resíduos, que podem levar a economia em outros processos de execução de uma obra.

## REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

ALONSO, U. R. (2011) “**Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle da qualidade em fundações**” 2.ed. São Paulo:EdgardBlücher, 2011

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**, Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. NBR 9604. Rio de Janeiro, 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. NBR 9604. Rio de Janeiro, 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**. MB-3406. Rio de Janeiro, 1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. NBR 6484. Rio de Janeiro, 1980

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Programação de sondagens de simples reconhecimento de solos para fundações de edifícios**. NBR 8036. Rio de Janeiro, 1995.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Rochas e solos**. NBR 6502. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Sondagem a trado**. NBR 9603. Rio de Janeiro, 1988

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura—Prática da construção civil**. 2.ed. São Paulo:Edgard Blücher,1977. 29 p. il. Inclui bibliografias.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundações-Notas de Aula**.UNESP, 2017.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2** / Roberto Chust Carvalho, Libânio Miranda Pinheiro. 1ed.São Paulo: Editora Pini, 2009.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações : ensaios estáticos e dinâmicos**, José Carlos A.Cintra, Nelson Aoki, São Paulo: Oficina de texto, 2013.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**, José Carlos A.Cintra, Nelson Aoki, São Paulo: Oficina de texto, 2011.

COSTA, Aralis de Carvalho. **Estudo de caso de viabilidade técnica e econômica entre fundações: Tubulãoestaca Strauss – estudo de caso de um edifício comercial.** 2016. TCC – Centro Universitário do Sul de Minas

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso**, exemplos. 1.ed. São Paulo: Editora Pini, 2006.

MILITITSKY, Jarbas. **Patologia das fundações**, Jarbas Milititsky, Nilo Cesar Consoli, Fernando Schnaid. 2.ed.rev. e ampl. São Paulo: Oficina de Textos, 2015

TAVARES, Lucas Silveira Nienkotter. **Reforço estrutural de fundações e sua importância para a reabilitação e conservação do patrimônio histórico.** 2014. TCC –Universidade Federal de Santa Catarina.

VELLOSO, D. A. (1990) “**a Qualidade de um Projeto de Fundações**” 1 Simpósio Sobre Qualidade e Produtividade na Construção Civil – FAAP – SP. (Resumo publicado pela revista “Dirigente Construtor” de set. 90).

VELLOSO, D. A. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas/** Dirceu Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes, -- São Paulo:Oficina de Textos,2010.

WOLLE, Claudio Michael. **O Ensino de Engenharia de Fundações na Escola Politécnica da USP.** 1ed. São Paulo: EDUSP, 1993

**ANEXO A - Relatório de Sondagens**

**ANEXO B - Projeto de fundação “As Built”**

## ANEXO C - Mapa de carga

Nome	Seção (cm)	Pilar								
		X (cm)	Y (cm)	Posição	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Mx (kgf.m)	My (kgf.m)	Fx (tf)	Fy (tf)
P1	40x40	-590.00	1625.00	A-1	19.7	13.0	400	300	0.6	1.2
P2	40x40	20.00	1625.00	A-2	33.5	22.1	500	200	0.6	0.7
P3	40x40	620.00	1625.00	A-3	33.5	21.7	600	200	0.5	0.6
P4	40x40	1230.00	1625.00	A-4	32.6	20.8	500	200	0.5	0.8
P5	40x40	1830.00	1625.00	A-8	32.5	20.7	400	200	0.5	0.9
P6	40x40	2440.00	1625.00	A-9	33.1	21.4	500	200	0.5	0.6
P7	40x40	3040.00	1625.00	A-10	33.3	22.2	500	200	0.6	0.7
P8	40x40	3650.00	1625.00	A-11	19.8	13.1	400	300	0.7	1.2
P9	40x60	-590.00	1165.00	B-1	31.5	25.6	500	300	0.5	2.0
P10	40x60	20.00	1165.00	B-2	224.5	182.9	11100	4000	2.2	5.3
P11	40x60	620.00	1165.00	B-3	227.2	177.8	10700	3800	1.9	4.9
P12	40x60	1230.00	1165.00	B-4	197.3	102.6	12100	3800	2.0	8.1
P13	40x60	1830.00	1165.00	B-8	206.4	102.8	12400	3800	2.3	8.5
P14	40x60	2440.00	1165.00	B-9	226.6	177.1	10500	3900	2.0	4.9
P15	40x60	3040.00	1165.00	B-10	224.9	184.2	10800	4200	2.2	5.2
P16	40x60	3650.00	1165.00	B-11	31.8	25.8	500	300	0.4	1.9
P17	40x40	1230.00	1025.00	C-4	51.4	37.1	400	300	0.5	1.7
P18	20x50	1417.50	1025.00	C-5	51.5	34.4	100	200	0.2	0.2
P19	40x40	1642.50	1025.00	C-7	27.0	16.7	200	200	0.1	0.1
P20	40x40	1830.00	1025.00	C-8	53.7	37.1	400	500	0.8	1.6
P21	40x60	1230.00	765.00	D-4	63.2	45.0	500	400	1.0	1.7
P22	U 215x245x20x20	1530.00	765.00	D-6	528.3	446.3	40800	26800	1.3	1.4
P23		1830.00	765.00	D-8	63.0	44.3	500	300	0.9	1.7
P24	40x60	-590.00	510.00	E-1	32.0	25.9	500	300	0.5	2.0
P25	40x60	20.00	510.00	E-2	241.5	201.2	10800	4200	2.3	5.1
P26	40x70	620.00	510.00	E-3	298.7	244.7	15600	5100	2.6	6.6
P27	40x60	1230.00	510.00	E-4	199.4	141.9	12000	4500	3.0	7.2
P28	40x40	1417.50	510.00	E-5	40.1	17.8	700	200	0.1	0.2
P29	40x40	1642.50	510.00	E-7	40.5	18.0	700	200	0.1	0.2
P30	40x60	1830.00	510.00	E-8	200.3	139.7	12100	4300	2.9	7.4
P31	40x70	2440.00	510.00	E-9	296.9	243.1	15600	5300	2.6	6.5
P32	40x60	3040.00	510.00	E-10	242.8	203.1	10700	4300	2.4	5.0
P33	40x60	3650.00	510.00	E-11	32.2	26.1	500	300	0.5	1.9
P34	40x40	-590.00	30.00	F-1	28.0	21.9	300	300	0.3	1.3
P35	40x60	20.00	30.00	F-2	173.9	127.2	11000	3900	2.2	5.7
P36	40x60	620.00	30.00	F-3	280.2	215.0	13600	4400	2.1	6.5
P37	40x60	1230.00	30.00	F-4	238.6	175.0	12100	3500	1.7	6.7
P38	40x60	1830.00	30.00	F-8	237.4	174.2	12200	3600	1.8	6.9
P39	40x60	2440.00	30.00	F-9	278.9	214.8	13600	4500	2.2	6.4
P40	40x60	3040.00	30.00	F-10	175.3	129.2	10900	4100	2.3	5.6
P41	40x40	3650.00	30.00	F-11	28.4	22.2	300	300	0.3	1.3
P42	40x40	-590.00	-435.00	G-1	17.2	11.2	100	100	0.1	0.1
P43	40x40	20.00	-435.00	G-2	29.6	17.5	200	100	0.1	0.1
P44	40x40	620.00	-435.00	G-3	30.7	18.1	200	100	0.1	0.1
P45	40x40	1230.00	-435.00	G-4	30.5	18.9	200	100	0.1	0.1
P46	40x40	1830.00	-435.00	G-8	30.4	19.0	100	100	0.1	0.1
P47	40x40	2440.00	-435.00	G-9	30.6	18.2	200	100	0.1	0.1
P48	40x40	3040.00	-435.00	G-10	29.5	17.7	200	100	0.1	0.1
P49	40x40	3650.00	-435.00	G-11	17.3	11.3	100	100	0.1	0.1

**APÊNDICE A- Projeto de fundações em estaca Strauss**