

Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”  
Faculdade de Engenharia – Campus de Ilha Solteira  
Curso de Engenharia Civil

**Projeto de Fundação em Estacas Pré-moldadas de Concreto –  
Edifício de 12 Pavimentos no Município de Catanduva (SP)**

Raphael Santos Arounian

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

Ilha Solteira – SP

Abril de 2022

Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”  
Faculdade de Engenharia – Campus de Ilha Solteira  
Curso de Engenharia Civil

**Projeto de Fundação em Estacas Pré-moldadas de Concreto –  
Edifício de 12 Pavimentos no Município de Catanduva (SP)**

Raphael Santos Arounian

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Faculdade de Engenharia do  
Campus de Ilha Solteira – UNESP, como  
parte dos requisitos para obtenção do grau  
de Engenheiro Civil

Ilha Solteira – SP

Abril de 2022

#### FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

A771p Arounian, Raphael Santos.  
Projeto de fundação em estacas pré-moldadas de concreto – edifício de 12 pavimentos no município de Catanduva (SP) / Raphael Santos Arounian. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022  
74 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -  
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2022

Orientador: Adriano Souza  
Inclui bibliografia

1. Projeto. 2. Fundação profunda. 3. Estaca. 4. Dimensionamento. 5. Orçamento.

## ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**CURSO** : ENGENHARIA CIVIL  
**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO**: GEOTECNIA  
**REALIZADA EM** : 07-04-2022  
**DISCENTE** : **RAPHAEL SANTOS AROUNIAN**

### COMISSÃO EXAMINADORA:

1. Prof. Dr. Adriano Souza (Orientador)
2. Profª Dra Claudia Scoton Antonio Marques (Examinadora)
3. Prof. MSc. Rodrigo Bispo Andraus (Examinador)

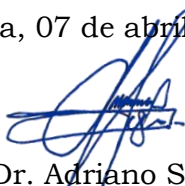
**TÍTULO: "PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS PRÉ-MODADAS DE CONCRETO – EDIFÍCIO DE 12 PAVIMENTOS NO MUNICÍPIO DE CATANDUVA (SP)"**

**Local:** Por videoconferência - WEB – Via Google Meet

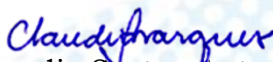
**Horário de início:** 10 horas

Em sessão pública, após exposição em torno de 40 (quarenta minutos), o discente foi arguido oralmente, e no final da exposição foi **"APROVADO"** pelos membros componentes da Comissão Examinadora. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ATA, a qual é assinada pelos membros da Comissão Examinadora e pelo discente.....

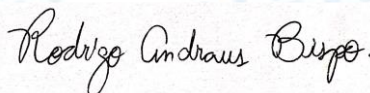
Ilha Solteira, 07 de abril de 2022.



Prof. Dr. Adriano Souza  
UNESP/FE Ilha Solteira  
(Orientador)



Prof. Dr. Dra Claudia Scoton Antonio Marques  
UNESP/FE Ilha Solteira  
(Examinadora)



Prof. MSc. Rodrigo Bispo Andraus  
UNESP/FE Ilha Solteira  
(Examinador)

Ciente,  
Discente: Raphael Santos Arounian



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer as duas pessoas mais importantes da minha vida, meus pais Gustavo e Ana Paula, que fizeram tudo dentro do alcance deles para que eu pudesse aproveitar minha vida universitária, e hoje me apoiam para me tornar o melhor profissional que eu poderia ser.

Aos meus irmãos e amigos de infância, que mesmo longe fizeram eu me sentir em casa, e me receberam de braços abertos em todas as visitas realizadas. Aos amigos em que fiz na faculdade, em especial o José Victor e Lucas Guariente, que foram de extrema importância na elaboração deste trabalho. As repúblicas que morei, RepTente e Canfundó que foram parte da minha vida em Ilha Solteira e que pretendo levar adiante.

E para finalizar, gostaria de agradecer ao professor Adriano, meu orientador, que me ajudou na elaboração do trabalho, e sabendo da minha situação foi o mais ágil possível para me ajudar.

## RESUMO

Escolher a fundação utilizada na construção de um edifício é uma das principais etapas, para a execução de um projeto de construção civil. Isso se deve ao fato de ser a primeira etapa do processo, ou seja, um erro executado na fundação vai influenciar toda a cadeia produtiva do edifício. O trabalho estuda a fundação para um edifício fictício na cidade de Catanduva, São Paulo. Para realizar o estudo, foi necessário a utilização de procedimentos presentes em normas brasileiras vigentes, conhecer com antecedência a região da obra, escolher a fundação, calcular e dimensionar elementos de estrutura, como estacas e blocos, e por fim elaborar o orçamento necessário para colocar o projeto em prática. Foi selecionada a estaca pré-moldada de concreto com um diâmetro de 26 centímetros, garantindo assim uma alta resistência com uma área pequena de cobertura. Utilizando informações do ensaio SPT da região de Catanduva, foi possível calcular a cota máxima da estaca, juntamente com o método de AOKI-VELOSO (1975) e com o diâmetro da estaca. Os elementos de transição, também chamados de blocos, foram dimensionados com base em normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado e fundações. Após os detalhamentos realizados, um orçamento foi criado utilizando os preços da atualidade. Por fim, conclui-se que a escolha do tipo de fundação com estacas pré-moldadas de concreto de 26 centímetros de diâmetro, pode ser utilizada nessas condições, atendendo a segurança dos trabalhadores e dos futuros moradores da edificação. E no quesito monetário, acredita-se que o valor está de acordo com o preço da região, atendendo assim em todos os aspectos.

Palavras-Chave: Projeto; Fundação Profunda; Estaca; Dimensionamento; Orçamento.

## **ABSTRACT**

The choice of foundation is used in the construction of a building is one of the main steps for the execution of a civil construction project. This is due to the fact that it is the first stage of the process, that is, an error made in the foundation will influence the entire production chain of the building. The work studies the foundation for a fictitious building in the city of Catanduva, São Paulo. To carry out the study, it was necessary to use procedures present in current Brazilian standards, to know in advance the region of the work, choose the foundation, calculate and dimension structure elements, such as piles and blocks, and finally prepare the necessary budget to place the project into practice. It was selected for precast concrete pile with a diameter of 26 centimeters, thus guaranteeing high strength with a small area of coverage. Using information from the SPT test in the Catanduva region, it was possible to calculate the maximum height of the pile, together with the method of AOKI-VELOSO (1975) and the pile diameter. The transition elements, also called blocks, were designed based on design standards for reinforced concrete structures and foundations. After the details were made, a budget was created using current prices. Finally, it is concluded that the choice of the type of foundation with precast concrete piles of 26 centimeters in diameter can be used under these conditions, taking into account the safety of workers and future residents of the building. And in terms of money, it is believed that the value is in line with the region, taking care of all the aspects counting for the building.

Keywords: Project; Deep Foundation; Pile; Design; Budget.

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 – Modelos de estacas pré-moldadas.

Tabela 2 – Relação entre os tipos de solo e os coeficientes  $\alpha$  e K

Tabela 3 – Relação entre os tipos de solos e os coeficientes K e  $\alpha$

Tabela 4 – Dimensão das estacas pré-moldadas

Tabela 5 – Comprimentos de ancoragens básicos

Tabela 6 – Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca

Tabela 7 – Diâmetro das barras e espaçamentos sugeridos para blocos de uma estaca

Tabela 8 – Diâmetro das barras sugeridos para blocos com duas estacas.

Tabela 9 – Diâmetros de barras para blocos com três estacas

Tabela 10 – Carga atuante, dimensão e número de estacas de cada pilar

Tabela 11 – Cálculo de cota de apoio das estacas.

Tabela 12 – Orçamento de execução do projeto

## **LISTA DE IMAGENS**

Figura 1 – Desenho dos equipamentos utilizados no ensaio SPT

Figura 2 – Relatório de Ensaio SPT

Figura 3 – Anéis soldados para emenda.

Figura 4 – Realização de gráfico de repique.

Figura 5 – Processo de Execução de Estaca do tipo Pré-Moldada de Concreto

Figura 6 – Esquema de representação de cargas na fundação

Figura 7 – Bielas de compressão no bloco de concreto sobre duas estacas

Figura 8 – Travamento de estacas por vigas baldrame

Figura 9 – Esquema de bloco sobre uma estaca

Figura 10 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com uma estaca

Figura 11 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas.

Figura 12 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas

Figura 13 – Disposição de forças em um bloco sobre 3 estacas

Figura 14 – Disposição de forças em um bloco sobre 4 estacas.

Figura 15 – Disposição de armaduras para blocos sobre 4 estacas

Figura 16 – Disposição de forças em um bloco de 5 estacas

Figura 17 – Disposição para blocos sobre seis estacas

Figura 18 – Disposição de forças para um bloco de seis estacas

Figura 19 – Pavimento tipo do projeto

Figura 20 – Representação em 3D do projeto

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

|        |                                                                      |
|--------|----------------------------------------------------------------------|
| ABNT   | Associação Brasileira de Normas Técnicas                             |
| CPT    | Cone Penetration Test                                                |
| CPT-U  | Piezocone Penetration Test                                           |
| EEF    | Elemento estrutural de Fundação                                      |
| EIF    | Elemento Isolado de Fundação                                         |
| NBR    | Normal Brasileira                                                    |
| SINAPI | Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil |
| SPT    | Standart Penetration Test                                            |
| SPT-T  | Standart Penetration Test with Torque Measurements                   |

## Sumário

|        |                                                 |    |
|--------|-------------------------------------------------|----|
| 1.     | Introdução .....                                | 11 |
| 2.     | Objetivo .....                                  | 12 |
| 2.1.   | Objetivo Geral.....                             | 12 |
| 2.2.   | Objetivos Específicos .....                     | 12 |
| 3.     | Estado da Arte .....                            | 13 |
| 3.1.   | Contexto Histórico .....                        | 13 |
| 3.2.   | Conceitos Básicos de Fundações .....            | 13 |
| 3.3.   | Estudos Geotécnicos .....                       | 14 |
| 3.3.1. | Standard Penetration Test – SPT .....           | 14 |
| 3.4.   | Fundações Rasas .....                           | 18 |
| 3.4.1. | Blocos de Fundação.....                         | 18 |
| 3.4.2. | Sapatas.....                                    | 18 |
| 3.4.3. | Radier .....                                    | 19 |
| 3.5.   | Fundações Profundas .....                       | 19 |
| 3.5.1. | Estacas .....                                   | 19 |
| 3.5.2. | Tubulões .....                                  | 23 |
| 3.6.   | Capacidade de Carga em Estacas.....             | 24 |
| 3.6.1. | Prova de Carga .....                            | 24 |
| 3.6.2. | Métodos Semiempíricos .....                     | 24 |
| 3.7.   | Elementos de Transição .....                    | 26 |
| 4.     | Materiais e Métodos .....                       | 27 |
| 4.1.   | Dimensionamento do Comprimento de Projeto.....  | 28 |
| 4.2.   | Quantidade de Estacas .....                     | 30 |
| 4.3.   | Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos ..... | 30 |
| 4.3.1. | Bloco sobre uma estaca .....                    | 33 |
| 4.3.2. | Bloco sobre duas Estacas.....                   | 36 |
| 4.3.3. | Bloco sobre três estacas .....                  | 39 |
| 4.3.4. | Bloco sobre quatro estacas .....                | 41 |
| 4.3.5. | Blocos sobre cinco estacas. ....                | 43 |
| 4.3.6. | Blocos sobre 6 estacas. ....                    | 43 |
| 4.4.   | Dimensionamento das Cintas.....                 | 45 |
| 5.     | Resultados e Discussões .....                   | 45 |
| 5.1.   | Selecionando o tipo de fundação .....           | 45 |

|                                                     |    |
|-----------------------------------------------------|----|
| 5.2. Número de estacas .....                        | 47 |
| 5.3. Comprimento das Estacas .....                  | 49 |
| 5.4. Dimensionamento e detalhamento dos blocos..... | 50 |
| 5.4.1. Blocos sobre uma estaca.....                 | 50 |
| 5.4.2. Bloco sobre duas estacas .....               | 51 |
| 5.4.3. Bloco sobre três estacas .....               | 52 |
| Pilares (15x40).....                                | 52 |
| Pilar (15x100).....                                 | 54 |
| 5.4.4. Bloco sobre quatro estacas .....             | 56 |
| Pilar 15x40.....                                    | 56 |
| Pilar 15x100.....                                   | 57 |
| 5.4.5. Bloco sobre cinco estacas .....              | 59 |
| 5.4.6. Bloco sobre seis estacas.....                | 61 |
| 5.5. Dimensionamento das cintas .....               | 63 |
| 5.6. Orçamento.....                                 | 63 |
| 6. Considerações Finais .....                       | 65 |
| 7. Conclusão .....                                  | 66 |
| Referências Bibliográficas.....                     | 67 |

## **1. Introdução**

Um dos principais temas abordados na Engenharia Civil são estruturas de fundações que tem como função de suportar, juntamente com o solo, as solicitações geradas pelas edificações com segurança e mantendo os recalques dentro do estabelecido por normas.

Devido a natureza do solo, material que possui influências situacionais como do intemperismo, topografia e clima do local, o engenheiro de fundações acaba tendo dificuldades em prever ou estimar a transferência de cargas aos solos. De acordo com Souza (2001) essas influências interferem diretamente nas propriedades mecânicas dos solos, alterando sua deformabilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento.

Durante a elaboração do projeto, evitar generalizações e estudar cada problema de fundação é fundamental, tema evidenciado por Velloso e Lopes (2010).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) as fundações podem ser divididas em rasas ou profundas. As fundações rasas são aquelas “em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões atribuídas sob a base” e podem ser citados como exemplos deste tipo de fundação as sapatas, os “radiers”, os blocos e as vigas de armação. Já as fundações profundas transmitem a carga ao solo através da sua ponta, e pelas paredes laterais (fuste), podendo também ser utilizada uma combinação entre as duas, e podem ser citados como exemplo as fundações do tipo estacas e tubulões.

Para a obtenção das cargas admissíveis e da cota máxima atingida pelas estacas, utilizou-se como parâmetro o ensaio de sondagem SPT. Dessa forma será projetada, geométrica e estruturalmente, a fundação em estacas para um edifício com 12 pavimentos, em estacas pré-moldadas de concreto.

## **2. Objetivo**

### **2.1. Objetivo Geral**

Este trabalho teve como objetivo definir e elaborar o projeto de fundação para um edifício de 12 pavimentos localizado na cidade de Catanduva, São Paulo.

### **2.2. Objetivos Específicos**

Mais especificamente o trabalho deve analisar a planta dos pilares, definir o tipo de fundação, quantificar o número de estacas por pilar de planta, calcular o comprimento das estacas, dimensionar estruturalmente, detalhar os blocos de transição e cintas de armação dos mesmos, apresentar o projeto de fundações, além de apresentar um orçamento de elaboração do projeto.

### **3. Estado da Arte**

#### **3.1. Contexto Histórico**

Conforme o avanço da construção civil, o homem percebeu que construção possuíam diversos comportamentos, principalmente, com o passar do tempo (BILFINGER, 2002). Para o construtor entender que o comportamento do edifício depende de muitos fatores, sejam eles internos ou externos, levou muitos séculos, o que acabou não sendo fácil para o construtor, que recebia punições caso o comportamento do edifício não fosse como o do esperado.

O estudo da Geotecnia começou a avançar a partir do século XIX, quando os estudos de mecânica dos solos começaram a ter uma certa importância. A devida estruturação da geotecnia foi realizada no final do século XX e uma das suas referências é Karl Terzaghi, considerado o pai da mecânica dos solos, que dedicou sua vida e trabalho para entender o comportamento do solo e sua dinâmica.

#### **3.2. Conceitos Básicos de Fundações**

A fundação é um elemento que possuía a função de transmitir as cargas de uma edificação para o solo sem provocar uma ruptura no terreno de fundação. Segundo Cintra e Aoki (1999) a fundação é formada por elementos estruturais de fundação (EEF) e pelos solos a sua volta. Esse sistema, um EEF envolto por solo, é chamado de elemento isolado de fundação (EIF), chegando assim à conclusão de que uma fundação é um conjunto de EIF.

As fundações podem ser separadas em dois tipos, fundações rasas (superficiais) ou profundas. As fundações rasas não possuem profundidade maior que 3 metros, ou seja, são sempre fixadas próximo a superfície, mas para isso as camadas em que a fundação é fixada necessita possuir resistência suficiente para resistir a cargas solicitantes. Esse tipo de fundação é considerado mais robusta e é executada com certa facilidade, o que a torna mais econômica. Já para fundações profundas, sua profundidade mínima de 3 metros e são apoiadas a mais de duas vezes a menor dimensão da sua base, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019).

Para realizar um projeto de fundações é necessário unir diversas áreas da engenharia civil, estudando a topografia do terreno, a geologia e geotecnia do local, a estrutura da edificação a ser construída e as construções ao seu redor (FALCONI et al., 2019). Para atingir um dimensionamento satisfatório deve-se apresentar um conhecimento considerável dessas áreas, tendo assim, todas as informações a respeito da obra e do seu terreno.

### **3.3. Estudos Geotécnicos**

Na primeira parte do projeto, chamada de fase preliminar, é necessário realizar um estudo geotécnico no local obtendo, assim, informações e a classificação de cada tipo de solo que o terreno possui. Além de estudos realizados no local existem ensaios laboratoriais recomendados para alguns solos, como os coesivos.

Alguns dos ensaios que podem ser realizados são (FALCONI et al., 2019):

- Ensaio de carregamento de placa – provas de carga;
- Ensaio de penetração de cone – CPT;
- Ensaio de penetração de cone com medidas de pressão neutra – CPT-U;
- “Standard Penetration Test” – SPT;
- “Standard Penetration Test” com medidas de torque – SPT-T;

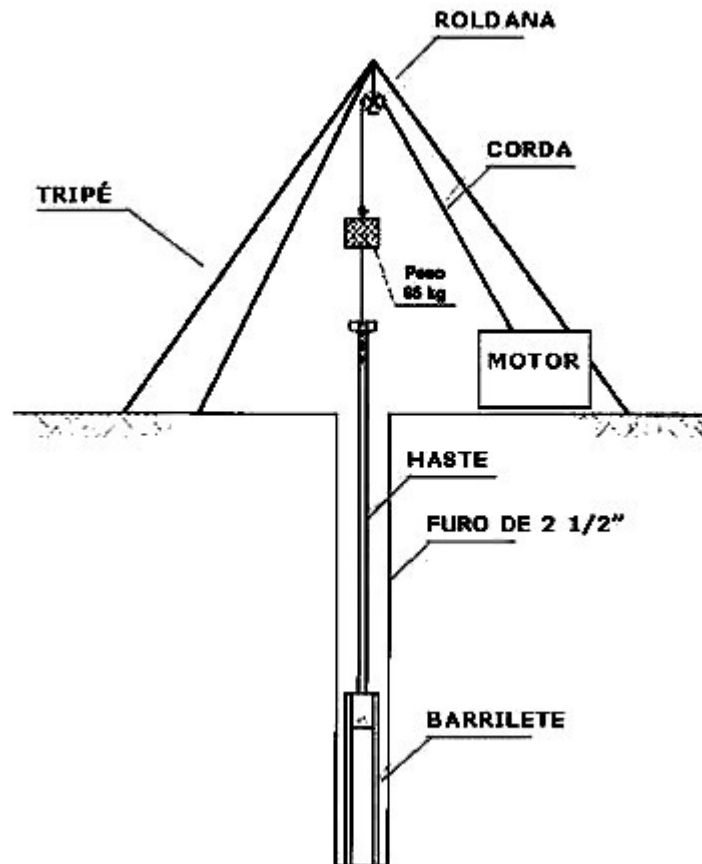
No Brasil, hoje, o ensaio mais realizado é o SPT, mas ainda quando são necessárias mais informações sobre o solo em que a construção será feita outros dos testes citados acima podem ser realizados, vale ressaltar que quanto maior a quantidade de testes elevará os custos da obra.

#### **3.3.1. Standard Penetration Test – SPT**

O ensaio utilizado nesse trabalho será o SPT, que fornece, através da sondagem, a resistência do solo a cada 1 metro, até que seja atingida a profundidade máxima necessária.

Com esse tipo de ensaio é possível determinar o tipo de solo, obtido pelo amostrador, estimar a resistência, medida pelo parâmetro N relacionado com o número de golpes feitos, e, quando encontrado, a posição do nível d’água. O ensaio é baseado na NBR 6484 (ABNT, 2020), e funciona por meio da queda livre de um martelo, com 65 kg, que cai de uma altura de 75 cm, realizando a cravação do amostrador padrão do solo, exemplificado na figura 3.1 (FALCONI et al., 2019).

Figura 1 – Desenho dos equipamentos utilizados no ensaio SPT



Fonte: (Engenheiro Caiçara, 2020)

A escolha dos lugares de aplicação do processo de sondagem varia de acordo com a obra, um exemplo clássico são os pontos com maior concentração de carga, e sua distância gira em torno de 15 a 30 metros.

A sondagem é realizada pela cravação de 45 cm do amostrador do solo, contando o número de golpes feitos para a penetração de 15 cm do amostrador, onde o parâmetro N é a soma dos golpes necessários para penetrar os últimos 30 cm.

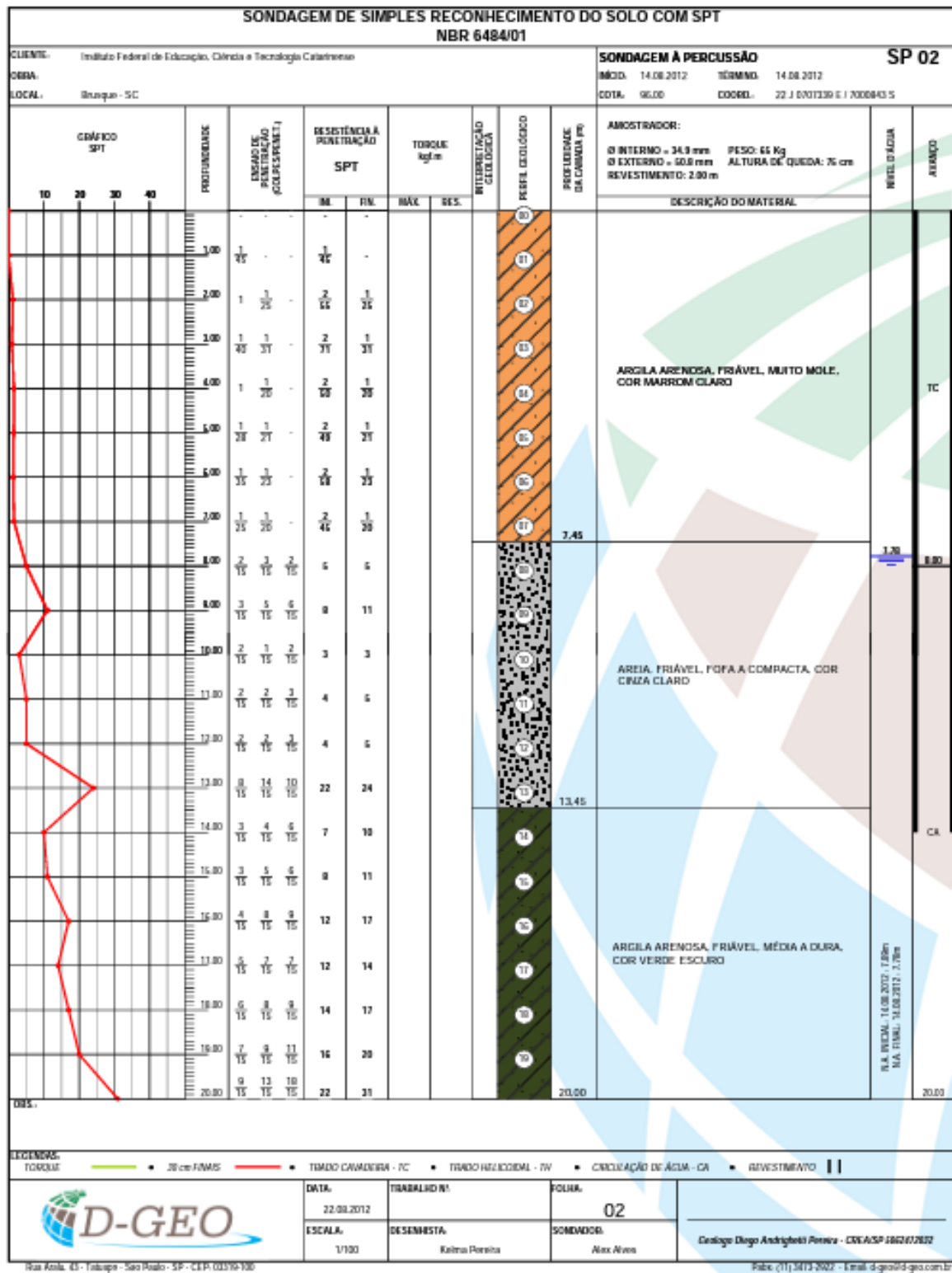
Após a penetração é coletada a amostra presente no bico do amostrador, caso seja observado alterações no tipo do solo presente no bico, essa amostra é armazenada (FALCONI et al., 2019). Caso encontrado o nível d'água durante o processo, é preciso registrar a profundidade, pois é um fator decisivo para a escolha do tipo de fundação que será executada no projeto.

As especificações do projeto da obra que determinam a profundidade máxima perfurada no ensaio, e de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020), caso a perfuração atinja uma das três condições a seguir, ela é paralisada:

- Quando, em 3 m sucessivo, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador padrão;
- Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão; e
- Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50, golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador padrão.

Quando a profundidade máxima é atingida, é elaborado um relatório, de forma resumida, com as informações obtidas, que demonstra graficamente o perfil geotécnico do subsolo estudado. A figura 2 exemplifica o modelo de um relatório SPT.

Figura 2 – Relatório de Ensaio SPT



Fonte: (D-Geo Geologia e Engenharia Ambiental LTDA. – EPP, 2012)

Com a sondagem feita, é possível traçar o perfil do solo ao longo do terreno. Após anotar, conferir os dados e armazenar todas as amostras deve-se seguir para a etapa de projetar a fundação, com cálculos feitos de forma precisa e segura.

### **3.4. Fundações Rasas**

Existem diversos tipos de fundações rasas, dentre eles temos: radier; grelhas; blocos; vigas de fundação; sapatas e sapatas associadas, sendo diferenciadas pelo custo de execução e sua utilização. Os dois principais tipos de fundações rasas utilizados são blocos e sapatas. Os blocos são utilizados para construções com cargas mais baixas, por não possuírem armadura, enquanto as sapatas são recomendadas para cargas maiores, por possuírem armadura. O restante dos tipos de fundações rasas é usado apenas para situações mais específicas, como quando é preciso uniformizar os recalques ou quando há sobreposição de blocos e sapatas. E por fim, caso a área construída seja maior que 50% da área útil do terreno, é recomendado o radier (FALCONI et al., 2019).

#### **3.4.1. Blocos de Fundação**

Os blocos de fundação são formados basicamente por concreto simples, não possuindo armaduras, e são feitos em dois formatos: escalonados e em tronco de cone, sendo que o formato de tronco de cone é pouco utilizado hoje na construção civil. Quando dimensionados, os blocos apresentam uma grande altura, para absorver com facilidade os esforços de tração.

#### **3.4.2. Sapatas**

As sapatas possuem o formato quadrado, retangular ou corrido tendo a possibilidade de que sejam associadas quando o espaço do terreno é pequeno para a execução isolada. Se comparadas a blocos de fundação, além de possuírem armadura, trabalhando bem os esforços de flexão, apresentam uma altura menor fazendo com que tenham uma economia de concreto significativamente maior.

Quando uma sapata é localizada próxima a divisas, faz-se necessário a utilização das vigas de equilíbrio, evitando assim a excentricidade do centro de carga do pilar em relação a sapata.

### **3.4.3. Radier**

É conhecido como sapata única, suportando todas as cargas da superestrutura. Essa fundação pode ser comparada a uma única laje apoiada em cima da superfície do terreno, e por ocupar uma área considerável possui um alto consumo de concreto. O Radier acaba sendo pouco utilizado, por conta do seu valor economicamente alto, sendo executado em pequenas construções com baixíssima metragem em área.

## **3.5. Fundações Profundas**

Em alguns casos não é seguro a realização de fundações rasas, isso ocorre quando o solo não apresenta resistência suficiente para as grandes cargas produzidas pela edificação, nesses casos é recomendado a utilização de estacas ou tubulões.

Dentro dessa categoria temos três tipos principais de fundação, diferenciados pela sua execução, que são (FALCONI et al., 2019):

- Estacas – podem ser executadas mecanicamente ou manualmente, e cravadas à percussão, vibradas, prensadas, escavas ou ainda uma formação mista.
- Tubulões – É muito parecida com uma estaca, com mesmas dimensões, sua única diferença é que possui a necessidade da descida de um operário no início da execução.
- Caixões – são concretados na superfície e instalados por escavação interna, possuindo formatos prismáticos.

A execução de fundações profundas é muito mais complicada quando comparada com a execução de fundações rasas, portanto o ideal é contratar empresas especializadas e com capacidade de realizar este tipo de fundação, de acordo com as normas técnicas.

### **3.5.1. Estacas**

Esse grupo de fundações é formado basicamente por dois subgrupos, as estacas de deslocamento e escavadas. As estacas de deslocamento são feitas de maneira que o solo não sai de sua posição original, enquanto as escavadas permitem um espaço de preenchimento para a escavação (FALCONI et al., 2019).

Os tipos de estacas escavadas são:

- Estacas Franki;
- Hélice contínua;
- Strauss;
- Estacas broca;
- Estacas-raiz e microestacas;
- Escavadas com/sem lama bentonítica.

Os tipos de estacas de deslocamento são:

- Pré-moldadas de concreto;
- Estacas metálicas;
- Estacas de madeira.

O tipo de fundação escolhida para o projeto foi o modelo de estacas pré-moldadas de concreto, devido a sua boa capacidade de carga, resistência a esforços de flexão/cisalhamento e ter uma ótima vida útil. As estacas são produzidas em larga escala pela indústria, e são levadas por transportes rodoviários até o local da obra, onde são cravadas no solo por meio do equipamento de bate estacas.

O processo de cravação é iniciado com a introdução da estaca, utilizando a deformação permanente, resultante da energia aplicada pelo martelo em queda livre. Existe um dispositivo chamado de suplemento, para reduzir o desperdício de estacas, que pode ser feito de aço ou concreto e garante um bom posicionamento da estaca no final da cravação.

As estacas podem ser emendadas, desde que apresentem capacidade de resistir as solicitações presentes no transporte e execução do cravamento da estaca. Essa emenda é realizada por dispositivos que podem transferir esforços de tração, flexão e compressão. Um exemplo de emenda é a realizada com anéis soldados, conforme representado pela figura 3.

Figura 3 – Anéis soldados para emenda.



Fonte: <https://blog.apl.eng.br>

Para qualquer execução de estacas pré-moldadas de concreto é preciso realizar a medição dos repiques e negas. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), a nega é como chamamos a penetração permanente da estaca que é causada pelo golpe de pilão, medida por uma série de dez golpes. Já o repique é a parcela elástica de deslocamento máximo obtido ao final da cravação, em uma seção da estaca, decorrente também do golpe de pilão, e seu controle é feito no final da cravação, nos últimos dez golpes. Esses processos são realizados quando a estaca está perto da área impenetrável do solo, prendendo a ela uma folha que possui uma linha, e ao apoiar um lápis nela acabam sendo representados os ocos de nega e repique durante os próximos golpes, como representado na figura 4 a seguir.

Figura 4 – Realização de gráfico de repique.

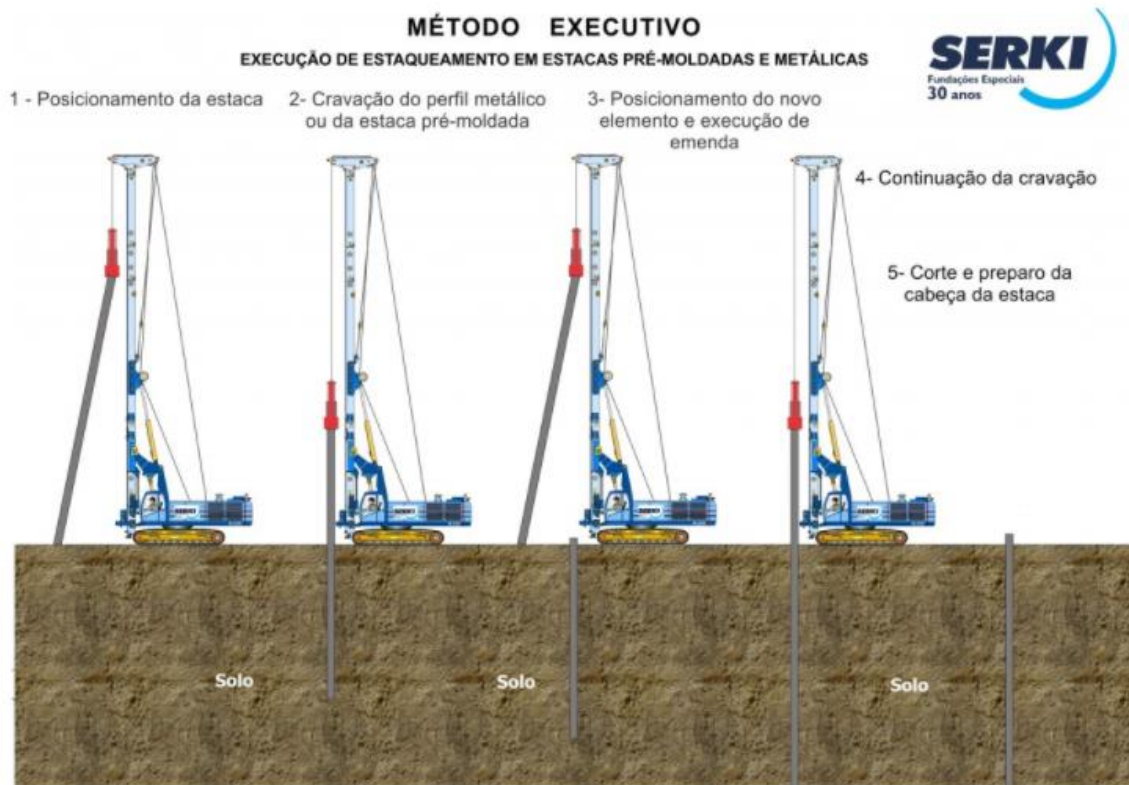


Fonte: SCAC. Reprodução vídeo Nega e repique elástico

O processo de execução da estaca pré-moldada de concreto pode ser ilustrado na figura

5.

Figura 5 – Processo de Execução de Estaca do tipo Pré-Moldada de Concreto



Fonte: SERKI, 2021

Existem algumas recomendações seguidas ao executar uma estaca pré-moldada de concreto.

Algumas delas são relacionadas ao peso do martelo, como ele não poder ter uma massa inferior a 2 toneladas e ter a necessidade de o peso mínimo ser igual a 75% da massa da estaca projetada ou se caso a estaca tenha uma carga de trabalho entre 70 e 130 toneladas o peso do martelo não pode ser menor a 4 toneladas.

Mas como existem diversos fabricantes de estacas pré-moldadas, é imprescindível recorrer as recomendações dos fabricantes para a execução da fundação, optando sempre por estacas de ótima qualidade.

Assim como os outros tipos de estacas, as estacas pré-moldadas possuem padrões de produção na indústria, que podem ser separados em estacas de seção de fuste circular e quadrada, com suas dimensões e respectivas cargas de suporte encontram-se na tabela 1.

Tabela 1 – Modelos de estacas pré-moldadas.

| Tipo de estaca       |                         | Seção transversal<br>(cm ou pol) | Carga<br>(kN) | $d$<br>(m) | $a$<br>(m) | Comprimento<br>normal (m) |
|----------------------|-------------------------|----------------------------------|---------------|------------|------------|---------------------------|
| Estacas pré-moldadas | Seção de fuste quadrada | 15 × 15                          | 150           | 0,60       | 0,30       | 3 a 8                     |
|                      |                         | 20 × 20                          | 200           | 0,60       | 0,30       | 3 a 12                    |
|                      |                         | 25 × 25                          | 300           | 0,65       | 0,35       | 3 a 12                    |
|                      |                         | 30 × 30                          | 400           | 0,75       | 0,40       | 3 a 12                    |
|                      |                         | 35 × 35                          | 500           | 0,90       | 0,40       | 3 a 12                    |
|                      |                         | 40 × 40                          | 700           | 1,00       | 0,50       | 3 a 12                    |
|                      | Seção de fuste circular | Ø 20                             | 200           | 0,60       | 0,30       | 4 a 10                    |
|                      |                         | Ø 25                             | 300           | 0,65       | 0,30       | 4 a 14                    |
|                      |                         | Ø 30                             | 400           | 0,75       | 0,35       | 4 a 16                    |
|                      |                         | Ø 35                             | 550           | 0,90       | 0,40       | 4 a 16                    |
|                      |                         | Ø 40                             | 700           | 1,00       | 0,50       | 4 a 16                    |
|                      |                         | Ø 50                             | 1 000         | 1,30       | 0,50       | 4 a 16                    |
|                      |                         | Ø 60                             | 1 500         | 1,50       | 0,50       | 4 a 16                    |

Fonte: MARAGOM, 2018

Vale ressaltar as vantagens e desvantagens das estacas pré-moldadas de concreto, a saber:

a. Vantagens

- Boa capacidade de Carga;
- Grande resistência a esforços de flexão e cisalhamento;
- A qualidade do concreto é controlada e fiscalizada por laboratórios.

b. Desvantagens

- Alto peso próprio o que acaba limitando as seções, comprimentos e transporte das estacas.
- Emendas de difícil execução.

### 3.5.2. Tubulões

O processo de execução de tubulões é muito parecido com o da estaca, mas difere no fato de um colaborador necessitar descer na abertura escavada para execução do tubulão, o que nem sempre é algo seguro. Como a segurança do trabalhador é algo que cada vez mais é levado em conta quando se executa uma obra esse ponto acabou levando as estacas a serem utilizadas um maior número de vezes, principalmente quando há necessidade de atingir solos mais profundos e com resistências mecânicas elevadas.

O que leva a execução de tubulões, mesmo tendo um fator de segurança menor, é por ser um processo que incomoda pouco a vizinhança em volta da obra, por ter poucas vibrações, e possuir um custo mais baixo. Foram elaborados métodos, Terzaghi ou Skempton, para que fosse possível obter a tensão admissível a partir do SPT (ALONSO, 2019).

$$\sigma_s \cong \frac{SPT_{médio}}{30} (MPa) \quad (1)$$

### 3.6. Capacidade de Carga em Estacas

#### 3.6.1. Prova de Carga

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), deve-se realizar provas de carga para determinar a capacidade das estacas, e a carga admissível é obtida pela equação 3.2 (ALONSO, 2019):

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{P'}{1,5} \\ \frac{PR}{2} \end{cases} \quad (2)$$

Onde:

- $P'$ : carga correspondente a 1/1,5 daquela que produz o recalque admissível para a estrutura.
- $PR$ : carga de ruptura da estaca, sendo essa a menor entre a ruptura do material ou da transferência de carga para o solo.

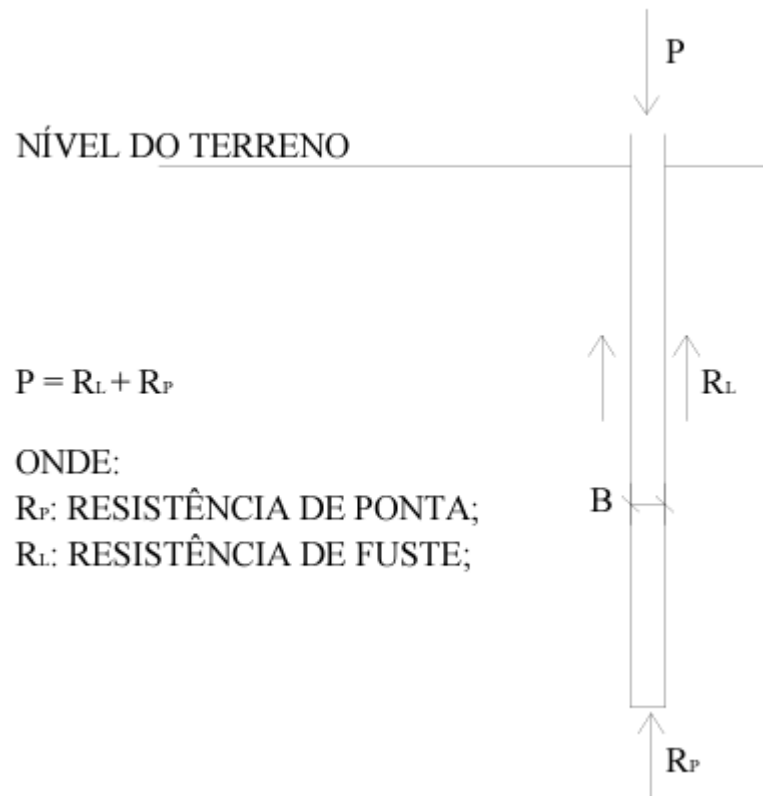
#### 3.6.2. Métodos Semiempíricos

Alonso (2019) contesta a eficiência de métodos teóricos para fundações em estacas, devido à dificuldade em obter com precisão o comportamento da faixa horizontal do terreno, como tensões, resistência do cisalhamento e condições de drenagem do mesmo. Além disso temos também a heterogeneidade do subsolo, falta de simultaneidade entre as resistências de atrito e de ponto, influência das tensões sobre o solo realizada pelos processos executivos da obra e também a presença de fatores tanto externos quanto internos que alteram o movimento entre o solo e a estaca.

Graças a isso, acabam sendo mais utilizados os métodos de Aoki e Velloso (1975) e o de Decourt e Quaresma (1978), pela a relativa ineficiência de formulas empíricas.

Nesses dois processos, é possível obter a carga de ruptura somando as resistências laterais ( $r_L$ ) e de ponta ( $r_p$ ), conforme representada na Figura 6 a seguir.

Figura 6 – Esquema de representação de cargas na fundação



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019)

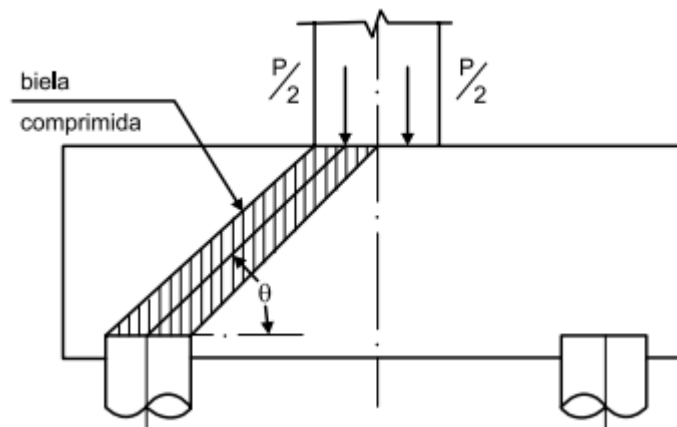
A pesar dos dois métodos considerarem a resistência lateral e de ponta, eles diferem no quanto levam em consideração cada uma delas, informações obtidas por investigações geotécnicas. Vale ressaltar o cuidado do manuseio dos dados, para que sejam os mais fieis possível a realidade.

### 3.7. Elementos de Transição

Para a transferência de cargas entre estacas e pilares é necessário que algum elemento faça a ligação entre eles, que são nominados de elementos de transição, os mais comuns são blocos, lajes ou radiers. Quando utilizamos blocos sobre as estacas, eles são considerados itens especiais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pois considerar que as seções continuam planas não é possível, tendo assim que usar modelos de cálculos específicos.

Os blocos possuem duas classificações, os rígidos e os flexíveis. Os rígidos consideram a distribuição de cargas totalmente nas estacas, que são distribuídas pelas bielas, e com ruptura pela compressão das mesmas, somente. É possível observar essa situação a partir da Figura 7, a seguir:

Figura 7 – Bielas de compressão no bloco de concreto sobre duas estacas



Fonte: (VUNESP, 2018)

Já para as flexíveis, uma análise mais criteriosa é realizada, observando desde as forças aplicadas nas estacas até a punção pelos pilares.

Pode ser considerado um bloco rígido caso atinja a condição apresentada na equação 3.3 (CARVALHO e PINHEIRO, 2009):

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad (3)$$

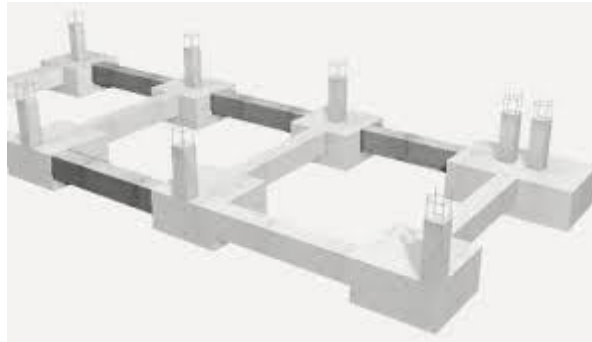
Onde:

- $a$ : dimensão do bloco na direção analisada;
- $a_0$ : dimensão do pilar na direção analisada;

- $h$ : altura do bloco.

Sempre que o bloco estiver sobre uma ou duas estacas, é necessário travar os blocos, para evitar os momentos que podem ser gerados por excentricidades de cargas, esses travamentos normalmente são realizados por vigas baldrame (CAMPOS, 2015). Pode-se observar esse esquema de vigas baldrame a partir da Figura 8 a seguir.

Figura 8 – Travamento de estacas por vigas baldrame



Fonte: Gerador de Preços (2021)

É significativo lembrar que a armadura principal de tração contribui para o aumento da capacidade dos blocos, o restante das armaduras é executado por razões construtivas e não exatamente estruturais, porem o dimensionamento e o detalhamento dos blocos serão mais aprofundados no item 4.6 – *Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos*.

#### **4. Materiais e Métodos**

Para realizar este trabalho, foi necessário a realização de uma revisão bibliográfica por meio de:

- Livros, como o Velloso 2011, e normas técnicas da ABNT, como as NBR 6118 (ABNT, 2014) e 6122 (ABNT, 2019);
- Notas de aulas da graduação, principalmente da matéria de fundações ministrada pelo professor Adriano Souza;
- Softwares computacionais, como AutoCAD e Excel.

Para o dimensionamento desse projeto, foram utilizadas as normas NBR 6112 (ABNT, 2019) – Projeto e execução de fundações e NBR 2118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e obras literárias indicadas no item de referências bibliográficas.

Para encontrar o comprimento de projeto das estacas, foi utilizado o Método Semiempírico de Aoki e Velloso (1975). Já o tipo de estaca pré-moldada utilizada foi escolhido baseado nas dimensões estabelecidas no projeto estrutural calculado.

Como maneira de demonstrar os serviços utilizados, e a quantidade de materiais utilizados, foi elaborada uma planilha de orçamento, localizada no item 5.6.

#### 4.1. Dimensionamento do Comprimento de Projeto

Aoki e Velloso (1975) sugerem uma relação entre o ensaio de penetração de cone (CPT) e o ensaio de sondagem à percussão (SPT), utilizando dois parâmetros para isso, o  $\alpha$  e K, apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Relação entre os tipos de solo e os coeficientes  $\alpha$  e K

| Tipo de Solo |                | K<br>Kgf/cm <sup>2</sup> | $\alpha$<br>(%) |
|--------------|----------------|--------------------------|-----------------|
| Areias       | Pura           | 10                       | 1,4             |
|              | Siltosa        | 8                        | 2               |
|              | Silto-argilosa | 7                        | 2,4             |
|              | Argilosa       | 6                        | 3               |
|              | Argilo-siltosa | 5                        | 2,8             |
| Siltes       | Puro           | 4                        | 3               |
|              | Arenoso        | 5,5                      | 2,2             |
|              | Areno-argiloso | 4,5                      | 2,8             |
|              | Argiloso       | 2,3                      | 3,4             |
|              | Argilo-arenoso | 2,5                      | 3               |
| Argilas      | Pura           | 2                        | 6               |
|              | Siltosa        | 3,5                      | 2,4             |
|              | Silto-argilosa | 3                        | 2,8             |
|              | Argilosa       | 2,2                      | 4               |
|              | Argilo-siltosa | 3,3                      | 3               |

Fonte: Alonso (2010)

Como o comportamento é diferente entre tipos de fundações estaca e cone, há coeficientes que diferenciam isso (ALONSO, 2010), que podem ser observados na tabela 4.2.

Tabela 3 – Relação entre os tipos de solos e os coeficientes K e  $\alpha$

| Tipo de Estaca  |                  | $F_1$                                           | $F_2$   |
|-----------------|------------------|-------------------------------------------------|---------|
| Franki          |                  | 2,5                                             | 5       |
| Pré-moldadas    |                  | $1 + \left[ \frac{\phi(\text{cm})}{80} \right]$ | $2.F_1$ |
| Escavadas       | Grande diâmetro  | 3                                               | 6       |
|                 | Pequeno Diâmetro |                                                 |         |
| Hélice Contínua |                  | 2                                               | 4       |

Fonte: Alonso (2010)

Para determinar as resistências de ponta  $q_p$  e lateral  $q_s$ , utiliza-se a tensão de ponta  $q_c$  que é obtida por meio do ensaio CPT. Com isso obtém-se as fórmulas 4.1, 4.2 e 4.3 demonstradas a seguir:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$q_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} \quad (5)$$

$$q_c = K \cdot N \quad (6)$$

Sendo:

- $\alpha$ : coeficiente que correlaciona o atrito local do cone com a ponteira Begemann e com a tensão de ponte;
- K: coeficiente que correlaciona os valores obtidos no ensaio SPT com os valores do ensaio CPT;
- F1: coeficiente que correlaciona a resistência de ponta da estaca com a do cone;
- F2: coeficiente que correlaciona a resistência lateral da estaca com a do cone;
- N: Valor obtido pela sondagem à percussão.

Para que o método funcione de maneira correta, é preciso atentar-se ao momento da caracterização do tipo de solo, devido aos vários parâmetros utilizados, é possível que ocorra a diminuição de metade da capacidade de carga do solo (FALCONI et al., 2019).

Com isso, após conhecer a carga de ruptura, a carga admissível P para determinação da cota de apoio é calculada conforme a equação 4.4 (ALONSO, 2010):

$$P \leq \begin{cases} \frac{PR}{2} \\ \frac{PR}{2} \\ \text{Carga admissível estrutural} \end{cases} \quad (7)$$

O coeficiente de majoração das cargas utilizado foi de  $\gamma = 1,4$ .

## 4.2. Quantidade de Estacas

Utilizando a tabela 4, após a determinação da cora de apoio, é possível selecionar o tipo de estaca que será utilizada no projeto.

Tabela 4 – Dimensão das estacas pré-moldadas

| Tipo de Estaca                                                                | Dimensão (cm) | Carga Usual (tf) | Carga Máx. (tf) | Obs.                                                                                           |
|-------------------------------------------------------------------------------|---------------|------------------|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Pré-moldada vibrada quadrada</b><br>$\sigma = 60$ a $100 \text{ kgf/cm}^2$ | 20 x 20       | 30               | 40              | Disponível até 8m. Podem ser emendadas.                                                        |
|                                                                               | 25 x 25       | 45               | 60              |                                                                                                |
|                                                                               | 30 x 30       | 60               | 90              |                                                                                                |
|                                                                               | 35 x 35       | 90               | 120             |                                                                                                |
| <b>Pré-moldada vibrada circular</b><br>$\sigma = 90$ a $110 \text{ kgf/cm}^2$ | $\Phi 22$     | 30               | 40              | Disponível até 10m.                                                                            |
|                                                                               | $\Phi 29$     | 50               | 60              | Podem ser emendadas.                                                                           |
|                                                                               | $\Phi 33$     | 70               | 80              | Pode ter furo central.                                                                         |
| <b>Pré-moldada protendida circular</b><br>$\sigma = 100$ a $140$              | $\Phi 20$     | 30               | 35              | Disponível até 12m.                                                                            |
|                                                                               | $\Phi 25$     | 50               | 60              | Podem ser emendadas.                                                                           |
|                                                                               | $\Phi 33$     | 80               | 90              | Pode ter furo central.                                                                         |
| <b>Pré-moldada centríguda</b><br>$\sigma = 90$ a $110 \text{ kgf/cm}^2$       | $\Phi 20$     | 25               | 30              | Disponível até 12m.<br>Podem ser emendadas.<br>Com furo central (ocas) e paredes de 6 a 12 cm. |
|                                                                               | $\Phi 26$     | 40               | 50              |                                                                                                |
|                                                                               | $\Phi 33$     | 60               | 75              |                                                                                                |
|                                                                               | $\Phi 42$     | 90               | 115             |                                                                                                |
|                                                                               | $\Phi 50$     | 130              | 170             |                                                                                                |
|                                                                               | $\Phi 60$     | 170              | 230             |                                                                                                |

Fonte: PINI (2015)

Com o tipo de estaca selecionado e a carga de cada pilar majorada, pode-se determinar o número de estacas que são necessárias para suportar a carga de cada pilar, pela fórmula 4.5

$$N_e = \frac{\bar{P}}{P_e} \quad (8)$$

## 4.3. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos

Tratando-se de blocos sobre estacas, sua função primordial é ligar a superestrutura a estaca transferindo os esforços solicitantes para a mesma, ou seja, é desconsiderado o fato de o solo absorver cargas exercidas no sentido vertical pela superestrutura.

No dimensionamento do bloco é desconsiderado, também, as forças horizontais que nele são atuantes. Isso ocorre pelo fato de que o solo ao seu redor é capaz de absorver esses esforços, por meio de empuxos passivos em relação ao bloco.

O dimensionamento será baseado no método das bielas, colocando o eixo das estacas e um ponto conveniente do pilar ligados, como se fizessem parte das extremidades de uma treliça e, com isso, a tração será absorvida pela armadura e a compressão pelo concreto.

Visando dimensionar o bloco de maneira conveniente, é desejável que o bloco possua as menores dimensões que puder, e para isso, recomenda-se que as distâncias mínimas de estacas consecutivas seja (CAMPOS, 2015):

$$l \leq \begin{cases} 2,5\phi \rightarrow \text{para estacas pré - moldadas} \\ 3,0 \rightarrow \text{para estacas moldadas in loco} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (9)$$

Assim, torna-se possível considerar que as estacas recebem uma força de mesma intensidade, ou seja, o esforço do pilar é distribuído de forma igual para cada uma das estacas presentes no bloco. Durante esse processo, é necessário que a estaca adentre um pedaço do bloco, é geralmente considerado uma entrada de 3 a 10 cm no bloco e pelo menos 10 cm de distância entre as suas faces.

Considerando a maior dimensão da estaca e do pilar, é determinada as dimensões do bloco, para ambos os eixos analisados, conforme a equação 4.7.

$$\begin{aligned} \text{se } \phi > a &\rightarrow l_x = \phi + 2 * 15 \\ \text{se } \phi < a &\rightarrow l_x = a + 2 * 15 \end{aligned} \quad (10)$$

Onde:

- a: diâmetro do pilar na direção x (deve-se utilizar o mesmo pensamento para o eixo y)

É possível ancorar a armadura principal de tração à face interna da estaca, que ao encontrar com o bloco pode se estender e ser fixada em suas extremidades. Considerando um efeito favorável de compressão, é recomendado considerar uma redução de 20% para este tipo de ancoragem.

Para receber a armadura de arranque do pilar, o bloco deve ser preparado para a ancoragem, considerando também os esforços de compressão. Com o comprimento de ancoragem do pilar e do bloco sendo iguais, deve-se utilizar a equação 4.8 para obtenção do mesmo (CARVALHO, 2015).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (11)$$

Onde:

- $\alpha$ : coeficiente que correlaciona barras retas ou com gancho (1 ou 0,7, respectivamente);
- $l_b$ : comprimento básico, vide tabela 4.4;
- $A_{s,calc}$ : área de aço calculada;
- $A_{s,ef}$ : área de aço efetiva.

Para cálculo do comprimento de ancoragem básico para barras de aço, é necessário levar em consideração o tipo de concreto utilizado, o tipo de aço e, também, o diâmetro ( $\phi$ ) da barra que será utilizada, conforme orientado na tabela 5.

Tabela 5 – Comprimentos de ancoragens básicos

| Concreto | CA25<br>(barras lisas) | CA50<br>(barras<br>nervuradas) | CA60<br>(barras<br>entalhadas) |
|----------|------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| C10      | 78,1 $\phi$            | 69,4 $\phi$                    | 133,8 $\phi$                   |
| C15      | 59,6 $\phi$            | 53,0 $\phi$                    | 102,1 $\phi$                   |
| C20      | 49,2 $\phi$            | 43,7 $\phi$                    | 84,3 $\phi$                    |
| C25      | 42,4 $\phi$            | 37,7 $\phi$                    | 72,6 $\phi$                    |
| C30      | 37,5 $\phi$            | 33,4 $\phi$                    | 64,3 $\phi$                    |
| C35      | 33,9 $\phi$            | 30,1 $\phi$                    | 58,0 $\phi$                    |
| C40      | 31,0 $\phi$            | 27,5 $\phi$                    | 53,1 $\phi$                    |
| C45      | 28,6 $\phi$            | 25,5 $\phi$                    | 49,4 $\phi$                    |
| C50      | 26,7 $\phi$            | 23,7 $\phi$                    | 45,8 $\phi$                    |

Fonte: Carvalho (2015)

Quando se trata de barras de tração, é necessário que sempre tenham ganchos em suas extremidades, e quando o diâmetro da barra for maior ou igual a 20 mm, esses ganchos precisam ter uma angulação de 135° ou 180° (CARVALHO, 2015).

Tomando como base a NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura complementar em malha é calculada com apenas 20% dos esforços totais, sendo esse seu valor máximo. Considerando que as bielas possuem a função de transmissão de carga, neste trabalho não terá a necessidade de cálculo de armaduras de suspensão.

É possível dimensionar as armaduras de pele a partir da equação 4.9.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3). A_{s,long} \\ 0,10\% . A_{c,alma} \text{ em cada face} \end{cases} \quad (12)$$

Continuando com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro da armadura precisa ser, necessariamente, maior que 12,5 mm com um espaçamento seguindo a equação 4.10.

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (13)$$

A determinação dos estribos verticais (malha) é dada pelas equações 4.11 e 4.12.

$$\phi_e \geq 10 \text{ mm} \quad (14)$$

$$S_e \geq \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800 \text{ KN} \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ KN} \end{cases} \quad (15)$$

Já a armadura superior é determinada pela equação 4.13.

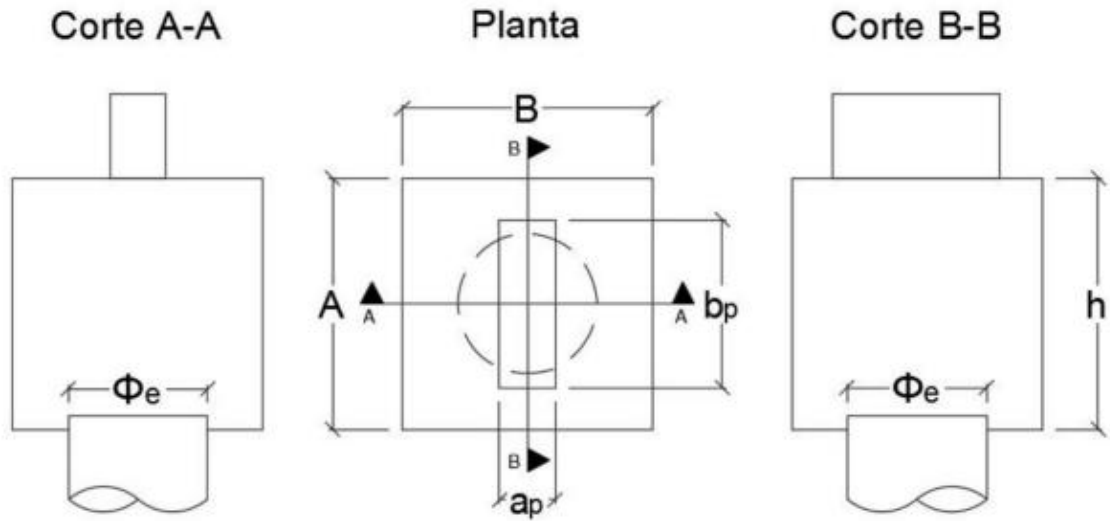
$$A'_s = \frac{1}{8} A_s \quad (16)$$

#### **4.3.1. Bloco sobre uma estaca**

As armaduras são executadas, neste tipo de bloco, por motivos construtivos e para que tenha uma uniformidade de distribuição de carga, pois como o pilar transmite a carga diretamente para a estaca não haveria necessidade de armadura nessa situação.

Para dimensionamento da altura do bloco, é utilizado sua menor dimensão de seção, isso graças a necessidade de distribuição uniforme das cargas. O esquema de um bloco sobre uma estaca está apresentado na figura 9, a seguir.

Figura 9 – Esquema de bloco sobre uma estaca



Fonte: BOAVENTURA (2016)

Para calcular a força de tração horizontal é utilizado o modelo de Langendonck (1957), prevendo tensões de fendilhamento a partir das equações 4.14, 4.15 e 4.16:

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left( \frac{\phi_{est} - a_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (17)$$

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left( \frac{\phi_{est} - b_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (18)$$

$$A_{st,x} = \left( \frac{R_{std,x}}{f_{yd}} \right) \quad (19)$$

Sendo:

- $R_{std}$ : tração na direção analisada;
- $A_{st}$ : área de armadura na direção analisada;
- $F_{sd}$ : solicitação na estaca.

Para garantir segurança, é utilizado a maior área obtida para estribos horizontais, adotando o mesmo valor para estribos verticais, facilitando assim a execução do projeto.

Existem sugestões das dimensões de blocos e armaduras, feitas Carvalho & Pinheiro (2009), utilizando as variáveis geométricas e cargas atuantes nas estacas para serem encontradas, conforme as tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca

| Variável | Significado                                 | Valores Mínimos      |
|----------|---------------------------------------------|----------------------|
| $\phi$   | Diâmetro da estaca                          | $\geq 20 \text{ cm}$ |
| b        | Distância entre a face do bloco e da estaca | $\geq 10 \text{ cm}$ |
| m        | Face da estaca após arrasamento             | $\geq 3 \text{ cm}$  |
| c        | Cobrimento                                  | $\geq 3 \text{ cm}$  |

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO, 2009

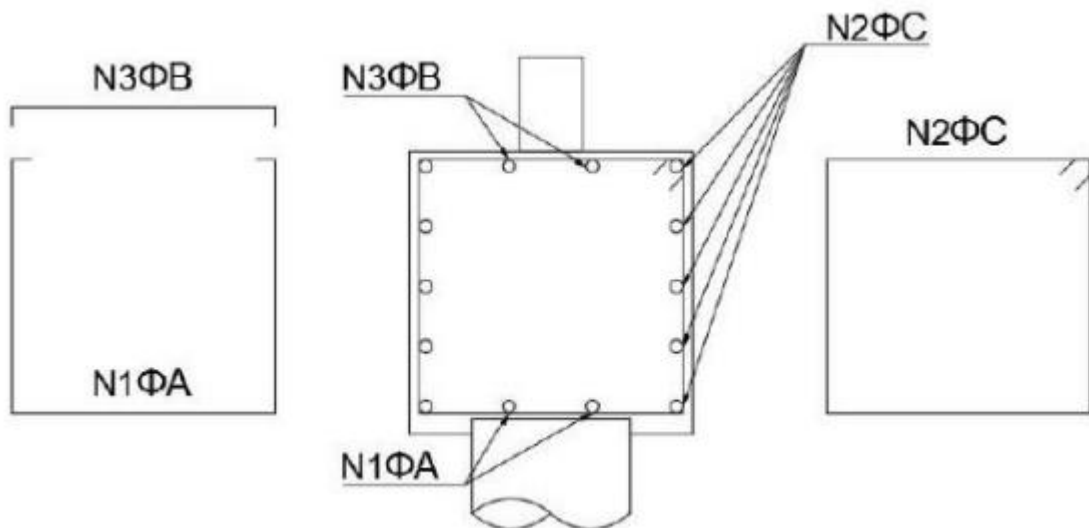
Tabela 7 – Diâmetro das barras e espaçamentos sugeridos para blocos de uma estaca

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

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO, 2009

Por fim, o esquema de distribuição das armaduras para o bloco sobre uma estaca é escolhido, como na figura 10.

Figura 10 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com uma estaca



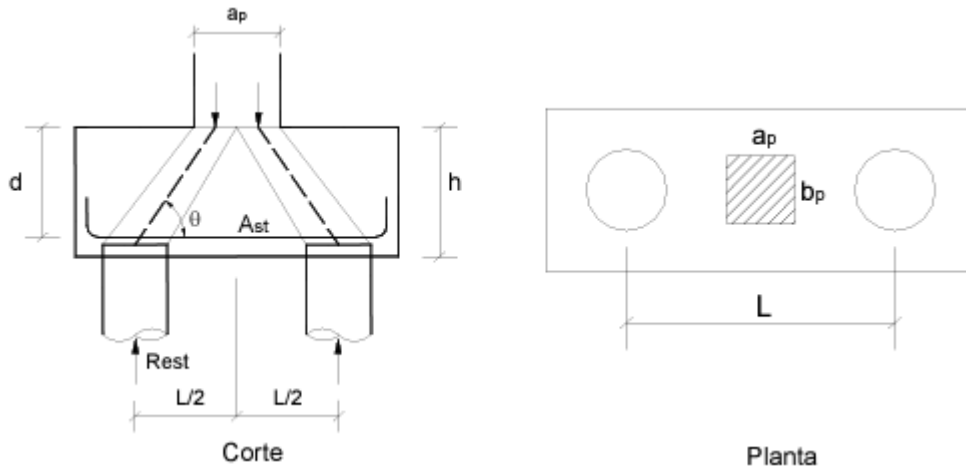
Fonte: BOAVENTURA (2016)

#### 4.3.2. Bloco sobre duas Estacas

Seguindo com o método das bielas, dessa vez é possível observar a formação de duas bielas de compressão. Neste caso, o objetivo do dimensionamento é para que o bloco tenha resistência a tração dos tirantes e garantir que a tensão de compressão presente nas bielas seja tolerável, de acordo com o método de Blèvot e Frémy (Carvalho e Pinheiro, 2009).

O esquema de forças para o modelo de bloco sobre duas estacas é representado pela figura 11.

Figura 11 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas.



Fonte: SISNIEGAS (2007)

Utilizando a geometria do bloco e o método de equilíbrio de forças é possível determinar a força de compressão na biela e tração no tirante, com as equações 4.18 e 4.19.

$$F_b = \frac{N}{n.\sen\theta} \quad (20)$$

$$F_t = \frac{N}{n.tan\theta} \quad (21)$$

Onde:

- $n$ : número de estacas presentes (em bloco regulares);
- $F_b$ : Força de compressão na biela;
- $F_t$ : Força de tração no tirante.

Para encontrar o ângulo  $\theta$  utilizamos a altura útil, que seria a distância entre a face pilar-biela e o tirante, e a distância horizontal, que é um quarto de  $a_p$  até o eixo da estaca, partindo do eixo do pilar, com isso utiliza-se a fórmula 4.20.

$$\tan\theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (22)$$

Onde:

- $d$ : altura útil do bloco;
- $L$ : distância entre as estacas;
- $a_p$ : dimensão do pilar na direção analisada.

Temos o valor de  $d$  seguindo o seguinte intervalo, pensando que o ângulo  $\theta$  está entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$  (CARVALHO e PINHEIRO, 2019).

$$\left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \quad (23)$$

Por medidas de segurança, são calculadas as tensões de do contato entre biela-pilar e biela-estaca, mesmo sendo provável que o dimensionamento do bloco agüente as tensões existentes.

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2\theta} \quad (24)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{2 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2\theta} \quad (25)$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 f_{ck} \quad (26)$$

Por fim, é obtida a armadura principal de tração a partir de equação 4.25.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (27)$$

Diâmetros mínimos das barras de armadura também foram sugeridos por Carvalho e Pinheiro (2009), levando em conta a posição de armaduras no bloco, de acordo com a tabela 8.

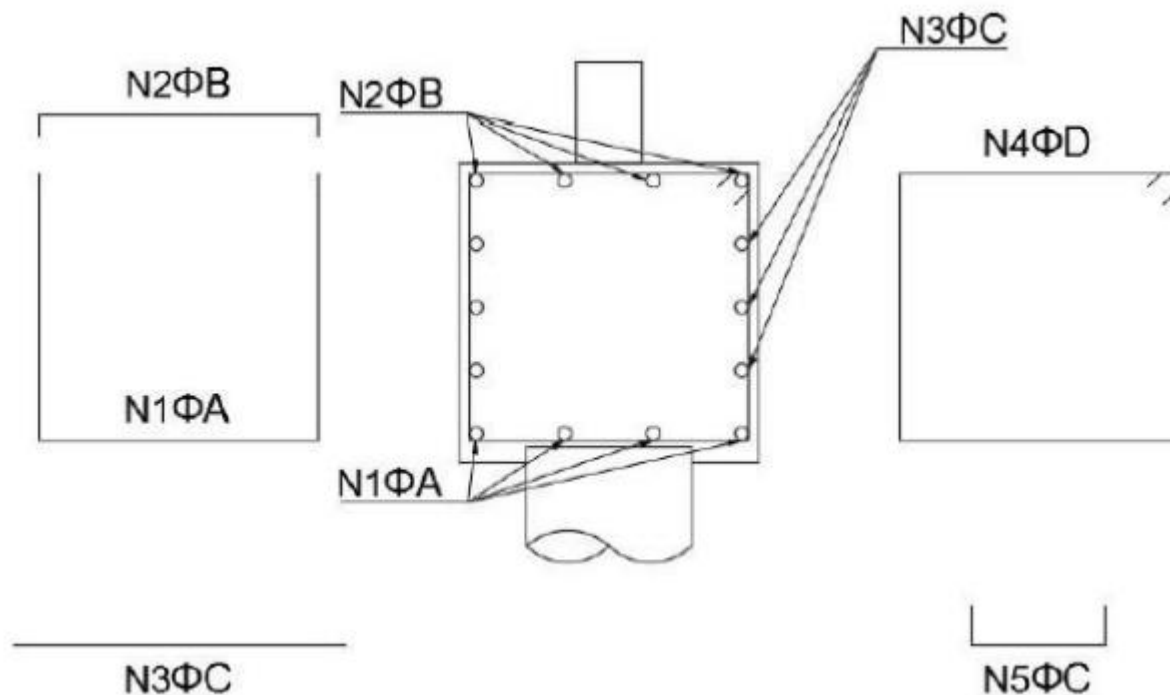
Tabela 8 – Diâmetro das barras sugeridos para blocos com duas estacas.

| <b>Posição</b> | <b>Estacas até 500 kN</b> | <b>Estacas acima 500 kN</b> |
|----------------|---------------------------|-----------------------------|
| A              | $\geq 12,5 \text{ mm}$    | $\geq 16 \text{ mm}$        |
| B              | $\geq 10 \text{ mm}$      | $\geq 12,5 \text{ mm}$      |
| C              | $\geq 8 \text{ mm}$       | $\geq 10 \text{ mm}$        |
| D              | $\geq 6,3 \text{ mm}$     | $\geq 8 \text{ mm}$         |
| Espaçamento    | 15 cm                     | 10 cm                       |

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009)

Com a armadura dimensionada, deve-se definir o esquema de distribuição de armaduras para o bloco de duas estacas, conforme a figura 12.

Figura 12 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas



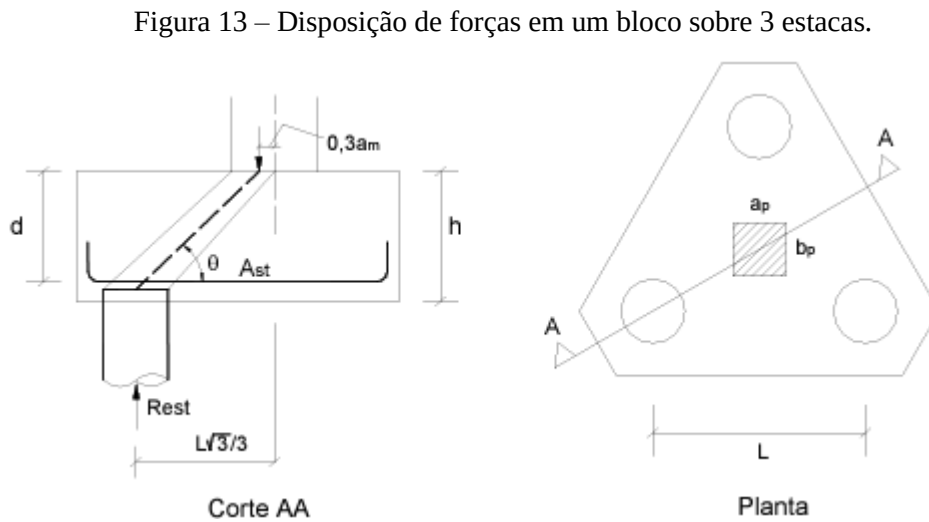
Fonte: BOAVENTURA (2016)

Observa-se que a barra N5 funciona como uma presilha para armadura de pele, fazendo com que os dois maiores lados do bloco se unam.

#### 4.3.3. Bloco sobre três estacas

Partindo do mesmo princípio do bloco sobre duas estacas, o bloco de três estacas pode ser dimensionado com cargas distribuídas igualmente entre as estacas presentes, contando com a simetria de suas disposições, com isso, as premissas para dimensionar blocos sobre estacas são utilizadas.

Pode-se observar na figura 13 como é o esquema de forças que atuam no modelo de 3 estacas.



Fonte: Fonte: SISNIEGAS (2007)

Utilizando a geometria do bloco e o método de equilíbrio de forças é possível determinar a força de compressão na biela e tração no tirante, e quando utilizado em pilares retangulares se faz necessário a consideração da dimensão do quadrado equivalente do pilar, conforme demonstrado na equação 4.26.

$$A_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \quad (28)$$

Sendo:

- $a_p$  e  $b_p$ : dimensões do pilar;
- $\sigma_{p,eq}$ : dimensão do pilar quadrado equivalente.

$$\tan\theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} \quad (29)$$

$$\frac{F_t}{\sin 120^\circ} = \frac{F'}{\sin 30^\circ} \quad (30)$$

Onde:

- $d$ : altura útil do bloco;
- $L$ : distância entre estacas;
- $a_p$ : dimensão do pilar na direção analisada;
- $F'$ : força de tração na parte lateral do bloco.

E para a utilização do  $d$ , deve-se considerar que o mesmo está no intervalo:

$$\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p\right) \quad (31)$$

Utilizando a lei dos senos, os componentes da força de tração que atua sob as armaduras são encontrados, e além disso, deve-se adotar o ponto de aplicação dessa carga a um ponto com uma distância de  $0,3a$ , com  $a$  sendo a dimensão do pilar menor.

Para verificar as bielas no encontro com a estaca e o encontro com o pilar, são utilizadas as equações (CARVALHO e PINHEIRO, 2009):

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (32)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{3 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2 \theta} \quad (33)$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 f_{ck} \quad (34)$$

Também são sugeridos diâmetros mínimos, dependendo das posições da armadura no bloco, das barras de aço, de acordo com a tabela 9.

Tabela 9 – Diâmetros de barras para blocos com três estacas

| Posição        | Estacas até 500 KN     | Estacas acima de 500 KN |
|----------------|------------------------|-------------------------|
| Arm. Principal | $\geq 12,5 \text{ mm}$ | $\geq 16 \text{ mm}$    |
| Arm. de Pele   | $\geq 10 \text{ mm}$   | $\geq 12,5 \text{ mm}$  |
| Malha Inferior | $\geq 8 \text{ mm}$    | $\geq 10 \text{ mm}$    |
| Malha Superior | $\geq 6,3 \text{ mm}$  | $\geq 8 \text{ mm}$     |
| Espaçamento    | 15 cm                  | 10 cm                   |

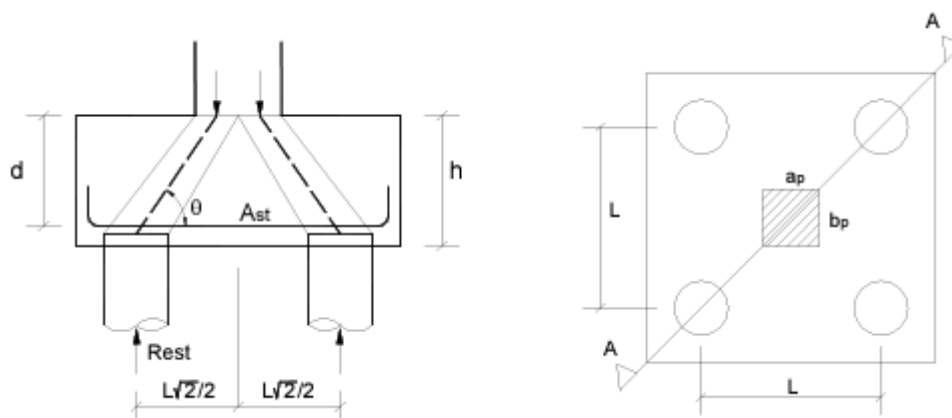
Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009)

#### 4.3.4. Bloco sobre quatro estacas

Partindo do mesmo princípio do bloco sobre duas e três estacas, o bloco de quatro estacas pode ser dimensionado com cargas distribuídas igualmente entre as estacas presentes, contando com a simetria de suas disposições, com isso, as premissas para dimensionar blocos sobre estacas são utilizadas.

Pode-se observar na figura 14 como é o esquema de forças que atuam no modelo de 4 estacas.

Figura 14 – Disposição de forças em um bloco sobre 4 estacas.



Fonte: SISNIEGAS (2007)

Utilizando a geometria do bloco e o método de equilíbrio de forças é possível determinar a força de compressão na biela e tração no tirante, e quando utilizado em pilares retangulares se faz necessário a consideração da dimensão do quadrado equivalente do pilar, conforme demonstrado na equação 4.26.

Considerando que o ângulo  $\theta$  está entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ , podemos concluir que:

$$\tan\theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} \quad (35)$$

E para a utilização do  $d$ , deve-se considerar que o mesmo está no intervalo a seguir:

$$\left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}\right) \quad (36)$$

Utilizando a lei dos senos, os componentes da força de tração que atua sob as armaduras são encontrados, e além disso, deve-se adotar o ponto de aplicação dessa carga a um ponto com uma distância de  $0,3a$ , com  $a$  sendo a dimensão do pilar menor.

Para verificar as bielas no encontro com a estaca e o encontro com o pilar, são utilizadas as equações (CARVALHO e PINHEIRO, 2009):

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2\theta} \quad (37)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{4 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2\theta} \quad (38)$$

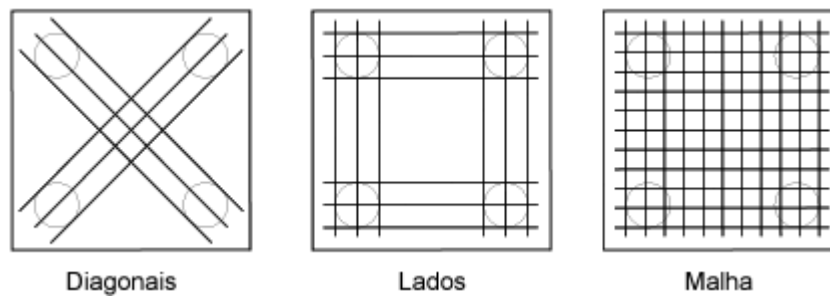
$$\sigma_{c,lim} = 1,35 f_{ck} \quad (39)$$

Por fim, é obtida a armadura principal de tração a partir de equação 4.38.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (40)$$

Entretanto a armadura pode estar disposta de três maneiras diferentes, conforme indicado na figura 15.

Figura 15 – Disposição de armaduras para blocos sobre 4 estacas



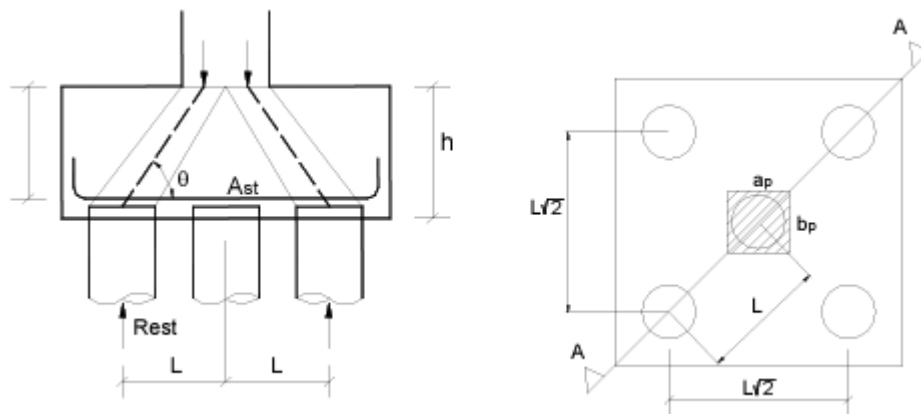
Fonte: SISNIEGAS (2007).

#### 4.3.5. Blocos sobre cinco estacas.

Para o bloco de 5 estacas, a maneira mais econômica é indicar 4 estacas na periferia, formando um quadrado ou um retângulo. Assim, o método de dimensionamento acaba se tornando muito similar ao caso de blocos com 4 estacas, obtendo assim expressões análogas.

A disposição de forças para um bloco sobre 5 estacas é dada pela figura 16.

Figura 16 – Disposição de forças em um bloco de 5 estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007)

Nota-se que a estaca central não interfere no dimensionamento do bloco, sendo somente utilizada no cálculo da reação vertical em cada estaca, e também na biela.

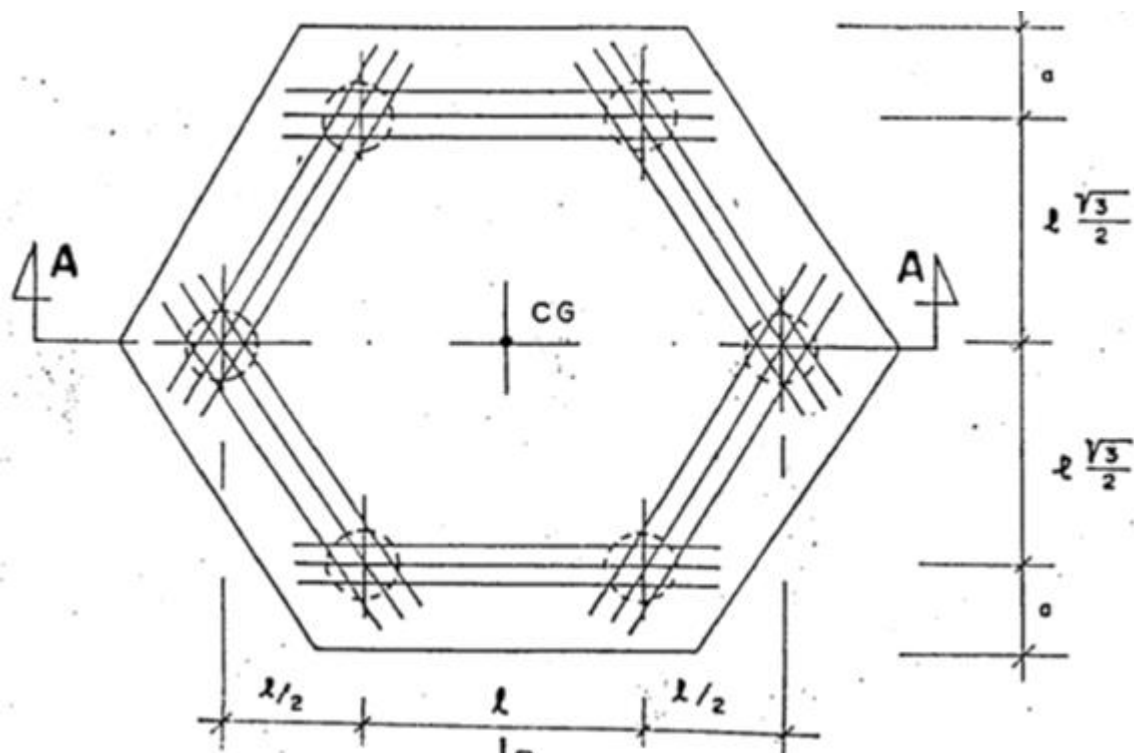
Do ponto de vista de detalhamento de armadura, também é considerado a mesma para o bloco de quatro estacas, podendo-se dispor as armaduras segundo as diagonais, os lados e em malha.

#### 4.3.6. Blocos sobre 6 estacas.

Partindo do mesmo princípio do bloco sobre duas e três estacas, o bloco de seis estacas pode ser dimensionado com cargas distribuídas igualmente entre as estacas presentes, contando com a simetria de suas disposições, com isso, as premissas para dimensionar blocos sobre estacas são utilizadas.

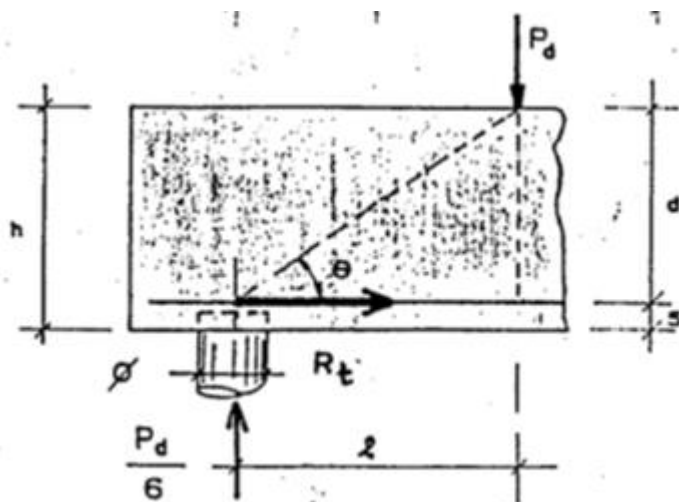
Pode-se observar na figura 17 e 18 como é o esquema de forças que atuam no modelo de seis estacas.

Figura 17 – Disposição para blocos sobre seis estacas



Fonte: FERNANDES (2020)

Figura 18 – Disposição de forças para um bloco de seis estacas



Fonte: FERNANDES (2020)

Utilizando a geometria do bloco e o método de equilíbrio de forças é possível determinar a força de compressão na biela e tração no tirante.

Partindo do princípio que o ângulo  $\theta$  está entre  $45^\circ$  e  $60^\circ$ , concluir-se que:

$$\tan\theta = \frac{d}{l} \geq 1 \rightarrow d \geq l$$

Considerando  $d = l$ , e utilizando a lei dos senos, os componentes da força de tração que atuam sob as armaduras são encontrados, e além disso, deve-se adotar o ponto de aplicação dessa carga a um ponto com uma distância de  $0,3a$ , com  $a$  sendo a dimensão do pilar menor.

Para verificar as bielas no encontro com a estaca e o encontro com o pilar, são utilizadas as equações (CARVALHO e PINHEIRO, 2009):

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (41)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{6 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2 \theta} \quad (42)$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 f_{ck} \quad (43)$$

Por fim, é obtida a armadura principal de tração a partir de equação 44.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (44)$$

A disposição de armadura das estacas pode ser observada de acordo com a imagem 4.10, no início deste mesmo item.

#### 4.4. Dimensionamento das Cintas

Para a realização desta etapa, será considerado cintas de travamento de blocos sobre uma e duas estacas, com os valores mínimos, assim como demonstrado na bibliografia usada como base, a obra de CARVALHO (2015).

### 5. Resultados e Discussões

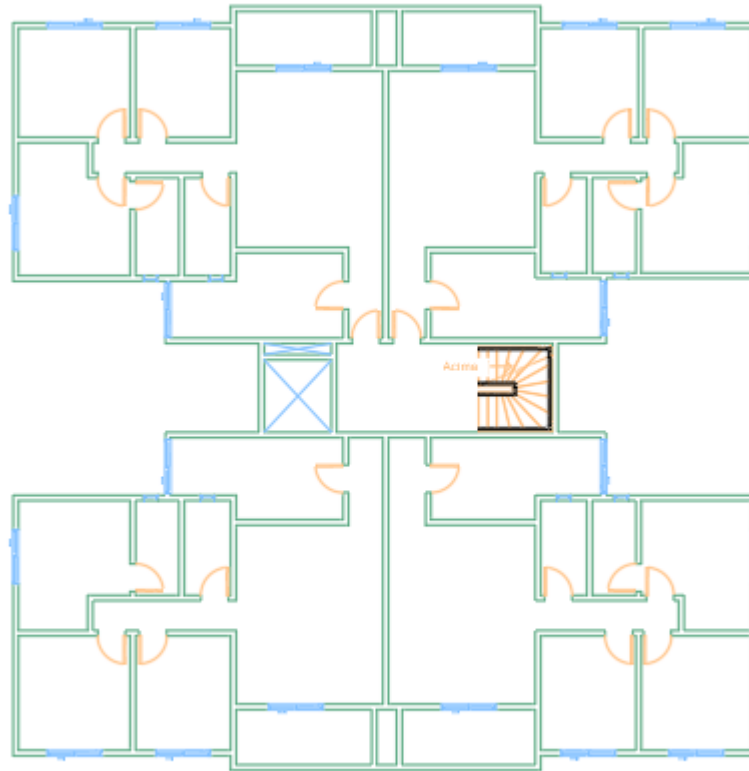
Nesta etapa do trabalho, serão dimensionadas o número de estacas necessário para cada pilar, além de seu comprimento de projeto, geometria e armadura dos blocos. Após o dimensionamento também será apresentado um orçamento para a execução do projeto.

#### 5.1. Selecionando o tipo de fundação

A proposta deste projeto é para uma edificação de 12 pavimentos, localizada na cidade de Catanduva no estado de São Paulo, conforme projeto base representado pelas figuras 19 e 20. Como a carga apresentada pelos pilares é muito alta, justifica a utilização de

estacas pré-moldadas de concreto, que possuem uma alta capacidade de carga com diâmetros pequenos, além de possuir uma consistência na qualidade do concreto, o que passa segurança para a execução da fundação.

Figura 19 – Pavimento tipo do edifício



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 20 – Modelo em 3D do Edifício



Fonte: Elaborado pelo autor.

O ensaio SPT, que apresenta o perfil do solo da região em que a edificação será construída, está localizado no Anexo A. Este ensaio é a base fundamental para dimensionar o comprimento de projeto das estacas.

Já a locação dos pilares da edificação, juntamente com as cargas atuantes, está localizada no apêndice A, e já que o objetivo do trabalho é o cálculo das fundações, não serão apresentados cálculos dos dimensionamentos dos pilares.

## 5.2. Número de estacas

Visando suportar as cargas provenientes dos pilares e repassa-las ao solo, as estacas escolhidas foram de estacas pré-moldadas centrifugadas de diâmetro igual a 26 cm, com resistências de até 500KN, conforme indicado na tabela 4.3. Vale ressaltar também que, por se tratarem de estacas pré-moldadas, as mesmas já vêm montadas, não havendo a necessidade de dimensionar a armadura da estaca.

A partir do momento que são conhecidas as cargas de cada pilar, e também a resistência de cada estaca, é possível obter o número de estacas necessárias para absorver os esforços de cada pilar.

A tabela 10 apresenta o número de estacas necessários para suportar a carga atuante de cada pilar.

Tabela 10 – Carga atuante, dimensão e número de estacas de cada pilar

| Pilar | Dimensão (cm) | Carga atuante (tf) | Pe (tf) | Nº de estacas |
|-------|---------------|--------------------|---------|---------------|
| 1     | 15/40         | 64,596             | 50      | 2             |
| 2     | 15/40         | 122,472            | 50      | 3             |
| 3     | 15/40         | 155,554            | 50      | 4             |
| 4     | 15/40         | 157,108            | 50      | 4             |
| 5     | 15/40         | 120,876            | 50      | 3             |
| 6     | 15/40         | 62,468             | 50      | 2             |
| 7     | 15/70         | 278,81             | 50      | 6             |
| 8     | 15/40         | 140,854            | 50      | 3             |
| 9     | 15/50         | 249,886            | 50      | 5             |

| Pilar | Dimensão (cm) | Carga atuante (tf) | Pe (tf) | Nº de estacas |
|-------|---------------|--------------------|---------|---------------|
| 10    | 15/50         | 240,688            | 50      | 5             |
| 11    | 15/50         | 245,042            | 50      | 5             |
| 12    | 15/50         | 247,296            | 50      | 5             |
| 13    | 15/40         | 136,15             | 50      | 3             |
| 14    | 15/40         | 158,956            | 50      | 4             |
| 15    | 15/70         | 258,426            | 50      | 6             |
| 16    | 15/40         | 76,846             | 50      | 2             |
| 17    | 15/40         | 168,616            | 50      | 4             |
| 18    | 15/40         | 163,744            | 50      | 4             |
| 19    | 15/40         | 164,948            | 50      | 4             |
| 20    | 15/40         | 166,152            | 50      | 4             |
| 21    | 15/40         | 74,704             | 50      | 2             |
| 22    | 15/40         | 47,04              | 50      | 1             |
| 23    | 15/100        | 156,002            | 50      | 4             |
| 24    | 15/40         | 150,36             | 50      | 4             |
| 25    | 15/100        | 150,024            | 50      | 4             |
| 26    | 15/40         | 51,52              | 50      | 2             |
| 27    | 15/100        | 143,92             | 50      | 3             |
| 28    | 15/100        | 170,352            | 50      | 4             |
| 29    | 15/40         | 47,32              | 50      | 1             |
| 30    | 15/40         | 151,55             | 50      | 4             |
| 31    | 15/40         | 51,856             | 50      | 2             |
| 32    | 15/40         | 161,476            | 50      | 4             |
| 33    | 15/40         | 158,34             | 50      | 4             |
| 34    | 15/40         | 76,51              | 50      | 2             |
| 35    | 15/40         | 166,25             | 50      | 4             |
| 36    | 15/40         | 164,29             | 50      | 4             |
| 37    | 15/40         | 75,712             | 50      | 2             |
| 38    | 15/70         | 251,02             | 50      | 6             |
| 39    | 15/40         | 161                | 50      | 4             |
| 40    | 15/40         | 142,338            | 50      | 3             |
| 41    | 15/40         | 243,81             | 50      | 5             |
| 42    | 15/40         | 244,874            | 50      | 5             |

| Pilar | Dimensão (cm) | Carga atuante (tf) | Pe (tf) | Nº de estacas |
|-------|---------------|--------------------|---------|---------------|
| 43    | 15/40         | 140,672            | 50      | 3             |
| 44    | 15/70         | 250,054            | 50      | 6             |
| 45    | 15/40         | 140,672            | 50      | 3             |
| 46    | 15/70         | 282,198            | 50      | 6             |
| 47    | 15/40         | 68,054             | 50      | 2             |
| 48    | 15/40         | 127,75             | 50      | 3             |
| 49    | 15/40         | 158,872            | 50      | 4             |
| 50    | 15/40         | 159,166            | 50      | 4             |
| 51    | 15/40         | 126,714            | 50      | 3             |
| 52    | 15/40         | 67,284             | 50      | 2             |

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Analisando a situação demonstrada pela tabela 10, pode-se perceber a necessidade de 188 estacas para absorver todos os esforços dispostos pelos pilares. No apêndice B, pode-se localizar a distribuição de estacas.

Essa diferença pequena nos esforços apresentados pelos pilares, se deve ao fato da planta não ser simétrica.

### 5.3. Comprimento das Estacas

Utilizando o método de Aoki e Veloso (1975), que está localizado no item 4.3, foi possível determinar o comprimento de projeto das estacas.

Com os coeficientes presentes nas tabelas 2 e 3, que estão diretamente relacionados com os tipos de solo identificados no ensaio SPT, e com as equações 4, 5, e 6 é possível determinar a cota de apoio para as estacas. A seguir podem ser demonstrados os passos para atingir essa cota.

$$F_1 = 1 + \left[ \frac{26}{80} \right] = 1,325$$

$$F_1 = 2.1,325 = 2,650$$

$$A_{si} = \pi. \emptyset_e. \Delta li = 0,816$$

$$A_p = 0,053 \text{ cm}^2$$

Com essas informações, foi elaborado uma planilha de cálculo para encontrar a cota de apoio da estaca, que pode ser demonstrada a partir da tabela 11.

Tabela 11 – Cálculo de cota de apoio das estacas.

| $\Delta l_i$ | $\alpha$ | K    | F <sub>máx</sub> | N <sub>med</sub> | N <sub>p</sub> | K <sub>p</sub> | q <sub>p,r</sub> | A <sub>s</sub> | Q <sub>s,r</sub> | $\Sigma Q_{s,r}$ | Q <sub>p,r</sub> | Q <sub>r</sub> |
|--------------|----------|------|------------------|------------------|----------------|----------------|------------------|----------------|------------------|------------------|------------------|----------------|
| 1            | 0,03     | 600  | 31,5             | 7                | 7              | 600            | 2100             | 0,817          | 25,730           | 25,730           | 111,4951233      | 137,2247671    |
| 2            | 0,03     | 600  | 24,75            | 5,5              | 4              | 600            | 1200             | 0,817          | 20,216           | 45,946           | 63,71149901      | 109,6572916    |
| 3            | 0,03     | 600  | 18               | 4                | 4              | 600            | 1200             | 0,817          | 14,703           | 60,648           | 63,71149901      | 124,3599452    |
| 4            | 0,03     | 600  | 22,5             | 5                | 6              | 600            | 1800             | 0,817          | 18,378           | 79,027           | 95,56724852      | 174,5940117    |
| 5            | 0,03     | 600  | 33,75            | 7,5              | 9              | 600            | 2700             | 0,817          | 27,567           | 106,594          | 143,3508728      | 249,9451115    |
| 6            | 0,03     | 600  | 45               | 10               | 11             | 1000           | 5500             | 0,817          | 36,757           | 143,351          | 292,0110372      | 435,3619099    |
| 7            | 0,014    | 1000 | 56               | 16               | 21             | 1000           | 10500            | 0,817          | 45,742           | 189,092          | 557,4756164      | 746,5680782    |
| 8            | 0,014    | 1000 | 115,5            | 33               | 45             | 1000           | 22500            | 0,817          | 94,342           | 283,434          | 1194,590607      | 1478,025096    |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com isso, é possível concluir que a cota máxima da estaca que cabe ao projeto é de 8 metros, totalizado 1504 metros de estaca.

#### 5.4. Dimensionamento e detalhamento dos blocos

Para dimensionar e detalhar os blocos de coroamento, que realizam a ligação estaca-pilar, foram adotados os valores a seguir:

- Cobrimento:  $c = 3$  cm;
- Concreto C50:  $f_{ck} = 50$  Mpa;
- Engastamento da estaca no bloco:  $m = 10$  cm;
- Aço: CA50;
- Espaçamento entre estacas: 65 cm.

Para cálculos, foram consideradas as cargas com maior intensidade dentro de um tipo de bloco e, com isso, priorizando a segurança e uniformidade da execução.

##### 5.4.1. Blocos sobre uma estaca

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 473,2 KN, referente ao pilar mais solicitado com somente uma estaca, com dimensões de 15x40 cm.

Utilizando as equações (10), (17), (18), (19) e (20) tem-se:

Como  $\emptyset \geq b$ :

$$b = 40 + 2.15 = 70 \text{ cm}$$

$$a = b \text{ (bloco quadrado)}$$

$$h = 50 \text{ cm (adotado)}$$

$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

Considerando  $\varnothing 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 1,23 \cdot 7,1 \cdot 6,1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 23,7 \cdot 1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

Com isso, é possível determinar as forças de fendilhamento:

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left( \frac{26 - 15}{26} \right) \cdot 473,2 = 56,056 \text{ KN}$$

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left( \frac{40 - 26}{26} \right) \cdot 473,2 = 71,344 \text{ KN}$$

Considerando a situação com maior esforço, calcula-se a armadura de tração:

$$A_{st} = \frac{71,344}{\frac{50}{1,15}} = 1,64 \text{ cm}^2 = 2\varnothing 12,5 \text{ mm}$$

#### 5.4.2. Bloco sobre duas estacas

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 768,46 KN, referente ao pilar mais solicitado com somente uma estaca, que é o pilar 16, com dimensões de 20x40 cm.

Como  $\varnothing \geq b$ , e utilizando a equação 10, tem-se:

$$b = 65 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 15 = 135 \text{ cm}$$

$$a = 40 + 2 \cdot 15 = 70 \text{ cm}$$

E utilizando as equações de 22 à 28:

$$\left( \frac{65}{2} - \frac{15}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left( \frac{65}{2} - \frac{15}{4} \right)$$

$$28,75 \leq d \leq 41,119$$

$$d = 32 \text{ cm (adotado)}$$

Considerando  $\emptyset 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8.1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tan \theta = \frac{32}{\frac{65}{2} - \frac{15}{4}} = 1,422 \rightarrow \theta = 54,88^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{768,46}{15.40. \sin^2 54,88^\circ} = 1,914 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,9.5 = 4,5 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{768,46}{2. \left( \frac{\pi. 26^2}{4} \right). \sin^2 54,88^\circ} = 1,081 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,9.5 = 4,5 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow \text{OK}$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, seguindo a equação 16:

$$A_{st} = \frac{768,46.1,15. \left( \frac{65}{2} - \frac{40}{4} \right)}{2.32.40} = 7,76 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{7,76}{8} = 0,97 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 8 \text{ mm}$$

Utilizando as equações 12 a 16, obtém-se a armadura de pele e os estribos verticais.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * 7,76 = 2,33 \text{ cm}^2 \\ 0,001.40.54 = 2,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 2\emptyset 12 \text{ mm}$$

$$A_{estribo} = A_{s,lat} = 2,33 \text{ cm}^2 = 5\emptyset 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \begin{cases} 0,33.32 = 10,56 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 5.4.3. Bloco sobre três estacas

##### Pilares (15x40)

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 1423,4 KN, referente ao pilar mais solicitado com três estacas, que é o pilar 40, com dimensões de 15x40 cm. Utilizando as equações de 28 à 34 obtém-se:

$$A_{p,eq} = \sqrt{15.40} = 24,495 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{65\sqrt{3}}{3} - 0,3.24,495 \right) \leq d \leq 1,43. \left( \frac{65\sqrt{3}}{3} - 0,3.24,495 \right)$$

$$30,179 \leq d \leq 1,43.43,156$$

$$d = 35 \text{ cm (adotado)}$$

Considerando Ø16 mm da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8.1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tan \theta = \frac{35}{\frac{65.\sqrt{3}}{3} - 0,3.24,495} = 1,1597 \rightarrow \theta = 49,23^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1423,4}{15.40. \sin^2 49,23^\circ} = 4,136 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125.5 = 5,625 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1423,4}{3. \left( \frac{\pi.26^2}{4} \right). \sin^2 49,23^\circ} = 1,558 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125.5 = 5,625 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{1423,4}{3.1,1597} = 474,46 \frac{KN}{cm^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{409,11}{\sin 120^\circ} = \frac{F'}{\sin 30^\circ} \rightarrow 273,94 \frac{KN}{cm^2} \text{ (passando pela lateral do bloco)}$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior.

$$A_{st} = \frac{273,94}{\frac{50}{1,15}} = 6,3 \text{ cm}^2 = 6\emptyset 12,5 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 5, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.23,7.1,6. \frac{5,433}{6,136} = 17,768 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,25 = 8,875 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow OK$$

Considerando a tabela 9, os valores mínimos de armadura de pele para estacas com cargas até 500 KN, adotando esse valor, a armadura de pele a ser considerada é de  $\emptyset 10 \text{ mm}$  cd/10 cm.

Acompanhando a armadura principal, será inserida uma malha com 20% do total da armadura principal, ou seja,  $1,26 \text{ cm}^2$  e com espaçamento de 10 cm que estará presente na parte superior do bloco.

### **Pilar (15x100)**

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 1439,2 KN, referente ao pilar mais solicitado com três estacas, que é o pilar 27, com dimensões de 15x100 cm. Utilizando as equações de 28 à 34 obtém-se:

$$\begin{aligned} A_{p,eq} &= \sqrt{15.100} = 38,73 \text{ cm} \\ \left( \frac{65\sqrt{3}}{3} - 0,3.38,73 \right) &\leq d \leq 1,43. \left( \frac{65\sqrt{3}}{3} - 0,3.38,73 \right) \\ 25,909 &\leq d \leq 37,05 \\ d &= 35 \text{ cm (adotado)} \end{aligned}$$

Considerando  $\emptyset 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 4.8 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8.1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow OK$$

$$\tan\theta = \frac{35}{\frac{65 \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,338,73} = 1,3509 \rightarrow \theta = 53,49^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1439,2}{15.100 \cdot \sin^2 53,49^\circ} = 1,485 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125.5 = 5,625 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1439,2}{3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 26^2}{4}\right) \cdot \sin^2 53,49^\circ} = 1,398 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125.5 = 5,625 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{1439,2}{3 \cdot 1,35} = 479,73 \frac{KN}{cm^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{409,11}{\sin 120^\circ} = \frac{F'}{\sin 30^\circ} \rightarrow 276,98 \frac{KN}{cm^2} \text{ (passando pela lateral do bloco)}$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, demonstradas a seguir.

$$A_{st} = \frac{276,98}{\frac{50}{1,15}} = 6,37 \text{ cm}^2 = 6\emptyset 12,5 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 5, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 23,7 \cdot 1,6 \cdot \frac{6,37}{7,36} = 18,37 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 23,7 \cdot 1,25 = 8,875 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow OK$$

Considerando a tabela 9, os valores mínimos de armadura de pele para estacas com cargas até 500 KN, adotando esse valor, a armadura de pele a ser considerada é de  $\emptyset 10 \text{ mm}$  cd/10 cm.

Acompanhando a armadura principal, será inserida uma malha com 20% do total da armadura principal, ou seja,  $1,274 \text{ cm}^2$  e com espaçamento de 10 cm que estará presente na parte superior do bloco.

#### 5.4.4. Bloco sobre quatro estacas

##### Pilar 15x40

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 1686,2 KN, referente ao pilar mais solicitado com quatro estacas, que é o pilar 17, com dimensões de 15x40 cm.

Como  $\emptyset \geq b$ , e utilizando a equação 10, tem-se:

$$b = 65 + 2.20 + 2.15 = 135 \text{ cm}$$

$$a = b = 135 \text{ cm}$$

E utilizando as equações 35 e 36, temos:

$$\left( \frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left( \frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4} \right)$$

$$40,659 \leq d \leq 58,14$$

$$d = 54 \text{ cm (adotado)}$$

Considerando  $\emptyset 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tan \theta = \frac{54}{\frac{65 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4}} = 1,08 \rightarrow \theta = 47,39^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1686,2}{15.40 \cdot \text{sen}^2 47,39^\circ} = 3,585 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1686,2}{4 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 26^2}{4} \right) \cdot \text{sen}^2 47,39^\circ} = 1,012 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35.5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{1686,2}{4,108} = 387,72 \frac{KN}{cm^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$F' = 387,72 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 274,16$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, demonstradas a seguir.

$$A_{st} = \frac{274,16}{\frac{50}{1,15}} = 6,30 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 5, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.23,7.1,6 \cdot \frac{6,30}{8,04} = 16,63 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow OK$$

Nesse caso, para a armadura de pele, será utilizada a seguinte formula:

$$A_p = 0,10\% \cdot \emptyset_e \cdot h$$

Onde:

$$h = d + \frac{\emptyset_e}{2} + 10 = 65 \text{ cm}$$

Portanto:

$$A_p = 0,10\% \cdot 26.65 = 1,69 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 8 \text{ mm}$$

### **Pilar 15x100**

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 1735,2 KN, referente ao pilar mais solicitado com quatro estacas, que é o pilar 28, com dimensões de 15x100 cm.

Como  $\emptyset \geq b$ , e utilizando a equação 10, tem-se:

$$b = 65 + 2.20 + 2.15 = 135 \text{ cm}$$

$$a = b = 135 \text{ cm}$$

E utilizando as equações 35 e 36, temos:

$$\left( \frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left( \frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4} \right)$$

$$40,659 \leq d \leq 58,14$$

$$d = 54 \text{ cm (adotado)}$$

Considerando  $\varnothing 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8.1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tan \theta = \frac{54}{\frac{65 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4}} = 1,08 \rightarrow \theta = 47,39^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1735,2}{15.40 \cdot \text{sen}^2 47,39^\circ} = 3,689 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35.5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1735,2}{4 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 26^2}{4} \right) \cdot \text{sen}^2 47,39^\circ} = 1,042 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35.5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{1735,2}{4.1,08} = 398,99 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$F' = 398,99 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 282,13$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, demonstradas a seguir.

$$A_{st} = \frac{282,13}{\frac{50}{1,15}} = 6,489 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 5, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.23,7.1,6. \frac{6,489}{8,04} = 17,138 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow OK$$

Nesse caso, para a armadura de pele, será utilizada a seguinte formula:

$$A_p = 0,10\%. \emptyset_e . h$$

Onde:

$$h = d + \frac{\emptyset_e}{2} + 10 = 65 \text{ cm}$$

Portanto:

$$A_p = 0,10\%. 26.65 = 1,69 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 8 \text{ mm}$$

#### 5.4.5. Bloco sobre cinco estacas

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 2498,9 KN, referente ao pilar mais solicitado com cinco estacas, que é o pilar 09, com dimensões de 15x50 cm.

Como  $\emptyset \geq b$ , e utilizando a equação 10, tem-se:

$$b = 65 + 2.20 + 2.15 = 135 \text{ cm}$$

$$a = b = 135 \text{ cm}$$

E utilizando as equações 35 e 36, temos:

$$\left(\frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4}\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{65\sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4}\right)$$

$$40,659 \leq d \leq 58,14$$

$$d = 54 \text{ cm (adotado)}$$

Considerando  $\emptyset 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 1,23 \cdot 7,1,6 \cdot 1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 23,7,1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tan \theta = \frac{54}{\frac{65 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{15\sqrt{2}}{4}} = 1,08 \rightarrow \theta = 47,39^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2498,9}{15 \cdot 50 \cdot \sin^2 47,39^\circ} = 6,150 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35 \cdot 5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{2498,9}{5 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 26^2}{4}\right) \cdot \sin^2 47,39^\circ} = 1,558 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35 \cdot 5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{2498,9}{5,1,08} = 459,67 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$F' = 459,67 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 325,04 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ (passando pela lateral do bloco)}$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, demonstradas a seguir.

$$A_{st} = \frac{325,04}{\frac{50}{1,15}} = 7,475 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 5, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.23,7.1,6. \frac{7,475}{8,04} = 19,74 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow OK$$

Nesse caso, para a armadura de pele, será utilizada a seguinte formula:

$$A_p = 0,10\% . \phi_e . h$$

Onde:

$$h = d + \frac{\phi_e}{2} + 10 = 65 \text{ cm}$$

Portanto:

$$A_p = 0,10\% . 26.65 = 1,69 \text{ cm}^2 = 4\phi 8 \text{ mm}$$

#### 5.4.6. Bloco sobre seis estacas

Para este dimensionamento, é considerado a carga atuante de 2822,0 KN, referente ao pilar mais solicitado com cinco estacas, que é o pilar 46, com dimensões de 15x70 cm.

Partindo do princípio que o ângulo  $\theta$  está entre 45° e 60°, concluir-se que:

$$\tan\theta = \frac{d}{l} \geq 1 \rightarrow d \geq l$$

Considerando:

$$d = l = 65 \text{ cm}$$

Considerando  $\phi 16 \text{ mm}$  da armadura, e utilizando a equação 11 e tabela 5, obtém-se o comprimento de ancoragem.

$$l_{b,nec} = 0,8.1.23,7.1,6.1 = 30,336 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{OK}$$

Como  $d=l$ , consideramos que o  $\theta = 45^\circ$ . Portanto:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2822}{15.50. \text{sen}^2 45^\circ} = 5,375 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35.5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{2822}{6. \left( \frac{\pi. 26^2}{4} \right). \text{sen}^2 45^\circ} = 1,879 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,35.5 = 6,75 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Com isso, a tração no tirante será:

$$F_t = \frac{2822}{6.1} = 470,33 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ (passando pelo centro do bloco)}$$

$$F' = 459,67. \frac{\sqrt{2}}{2} = 322,57 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \text{ (passando pela lateral do bloco)}$$

E com isso são obtidas as armaduras de tração e superior, demonstradas a seguir.

$$A_{st} = \frac{332,57}{\frac{50}{1,15}} = 7,649 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Verificando a ancoragem armadura principal, a partir da equação 11 e tabela 55, obtém-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.23,7.1,6. \frac{7,649}{8,04} = 20,20 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.23,7.1,6 = 11,376 \\ 16 \\ 10 \end{cases} \rightarrow \text{OK}$$

Nesse caso, para a armadura de pele, será utilizada a seguinte formula:

$$A_p = 0,10\%. \emptyset_e. h$$

Onde:

$$h = d + \frac{\phi_e}{2} + 10 = 75,8 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm (adotado)}$$

Portanto:

$$A_p = 0,10\% \cdot 26.80 = 2,08 \text{ cm}^2 = 3\phi 10 \text{ mm}$$

### 5.5. Dimensionamento das cintas

Para dimensionamento das cintas, é adotada a viga com a seção retangular de 15x40, onde a taxa de armadura mínima é igual a 0,179%, portanto:

$$A_{s,min} = 15.40.0,179\% = 1,074 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ mm}$$

Já a armadura transversal, foram consideradas barras de  $\phi 6,3 \text{ mm}$  com espaçamentos de 20 cm.

### 5.6. Orçamento

Após o dimensionamento e o detalhamento feitos, deve-se estimar a quantidade de materiais e mão de obra necessários para a execução da fundação de estacas pré-moldadas de concreto. A tabela 12 representa os custos totais dessa obra, tomando como base o SINAPI (2022) para referência de preços unitários.

Tabela 5.3 – Orçamento de execução do projeto

| Orçamento             |              |      |         |              |              |
|-----------------------|--------------|------|---------|--------------|--------------|
| Item                  | Descrição    | Qntd | Unid    | Valor        | Valor total  |
| Execução de Fundações |              |      |         |              |              |
| Locação               |              |      |         |              |              |
| 1.1                   | Gabarito     | 1    | Unidade | R\$ 948,54   | R\$ 948,54   |
| 1.2                   | Bate Estacas | 1    | Mês     | R\$ 5.870,40 | R\$ 5.870,40 |

| Estaqueamento                       |                                                |      |                |                |                |
|-------------------------------------|------------------------------------------------|------|----------------|----------------|----------------|
| 2.1                                 | Estacas pré-moldadas de concreto, $\Phi$ 26 cm | 188  | Unidades       | R\$ 236,24     | R\$ 44.413,3   |
| 2.2                                 | Execução do Estanteamento                      | 1    | Unidade        | R\$ 144.200,80 | R\$ 144.200,80 |
| Execução de blocos sobre as estacas |                                                |      |                |                |                |
| Escavação                           |                                                |      |                |                |                |
| 3.1                                 | Escavação manual                               | 52   | m <sup>3</sup> | R\$ 323,09     | R\$ 16.800,68  |
| Armação                             |                                                |      |                |                |                |
| 3.2                                 | Aço CA-50 $\Phi$ 6,3 mm                        | 132  | Kg             | R\$ 17,85      | R\$ 2.356,20   |
| 3.3                                 | Aço CA-50 $\Phi$ 8 mm                          | 548  | Kg             | R\$ 16,40      | R\$ 8.987,20   |
| 3.4                                 | Aço CA-50 $\Phi$ 10 mm                         | 2006 | Kg             | R\$ 14,51      | R\$ 29.107,06  |
| 3.5                                 | Aço CA-50 $\Phi$ 12,5 mm                       | 1403 | Kg             | R\$ 12,70      | R\$ 17.818,10  |
| 3.6                                 | Aço CA-50 $\Phi$ 16 mm                         | 585  | Kg             | R\$ 11,42      | R\$ 6.680,70   |
| Concreto                            |                                                |      |                |                |                |
| 3.7                                 | Bombeamento                                    | 52   | m <sup>3</sup> | R\$ 490,40     | R\$ 25.500,80  |
| 3.8                                 | Concreto Usinado C50                           | 52   | m <sup>3</sup> | R\$ 488,98     | R\$ 25.426,96  |
| Valor Total                         |                                                |      |                |                | R\$ 321.291,80 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

## **6. Considerações Finais**

A escolha da fundação foi dada devido a alguns critérios como o perfil do solo e a necessidade de suportar um volume alto de cargas em pouco espaço, e também a vida útil do material. Neste trabalho, o local escolhido para execução do projeto foi na cidade de Catanduva, considerada uma cidade de médio porte, localizada no estado de São Paulo. A quantidade de pavimentos do edifício selecionado foi 12, pelo fato da cidade ser de médio porte, caso o edifício possuísse uma quantidade de pavimentos maior, acredita-se que haveria uma poluição visual ao local onde ele seria executado.

No processo de dimensionamento de estacas, é necessário que o engenheiro possua a habilidade de interpretação do ensaio SPT, além de conseguir entender a necessidade do local ao escolher as dimensões das estacas utilizadas, pois a partir disso é possível dimensionar o comprimento de projeto, ou cota máxima, da estaca.

Outro fator importante a ser observado é a área disponível para a construção, pois impacta na determinação do diâmetro da estaca, além de que os blocos sobre as estacas necessitam de um espaçamento mínimo, que sempre desse ser considerado.

Manter o detalhamento uniforme é importante para não gerar erros de execução influenciando a segurança do edifício, e desse modo o dimensionamento é realizado sempre considerando a pior situação presente no projeto.

O custo de execução da obra acabou sendo maior do que o previsto para a região de Catanduva, segundo o site de comparação de preços GetNinja o preço por m<sup>2</sup> construído na região seria R\$ 1.800,00 portanto dando um valor total de obra de R\$ 7.840.152,00. Quando é executada a fundação, espera-se que o valor gasto seja próximo a 10% do valor total da obra, e no caso desse projeto o valor é próximo de 4%, o que reflete a boa decisão ao escolher o tipo de estaca a ser executada.

## **7. Conclusão**

Para consecução das conclusões foram seguidas duas visões, a teórica e a prática.

A análise das cargas nos pilares e do perfil de sondagem SPT do terreno indicaram que a possibilidade técnica da solução em estacas pré-moldadas de concreto é viável. Com o orçamento pode perceber que o custo para realização da fundação de estacas pré-moldadas de concreto é elevado indicando-se para um próximo trabalho a avaliação de outros tipos de estacas.

O conhecimento técnico dos tipos de solos encontrados em diferentes horizontes e a interpretação da sondagem SPT são essenciais para a determinação do comprimento de projeto de estacas, principalmente quando se utiliza de métodos semiempíricos.

O conhecimento das normas técnicas norteadoras do projeto (NBR6118/2014 e NBR6122/2019) e a sua aplicação na confecção dos mesmos são essenciais para o dimensionamento seguro dos mesmos.

Um engenheiro diferenciado, leva em consideração a prática além da teoria, observando situações de campo. Ao visitar o local, mesmo que não tenha participado da confecção do projeto, pode-se observar e aprender muito com a execução de campo.

Realizar uma boa relação de custo x benefício também é função do engenheiro civil, levando sempre em prioridade a segurança de execução da obra, qualidade dos materiais e da mão de obra.

## Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010, 91 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. Editora Blucher, 2019.

\_\_\_\_\_. **Dimensionamento de fundações profundas**. Oficina de textos, 3ª ed, São Paulo, 2012, 218p.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1975. p. 367-376.

BILFINGER, W. **Critérios de segurança de fundações em estacas cravadas com consideração de controles executivos**. 260p. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002

BOAVENTURA, M. **Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 15 pavimentos na cidade de Bauru (SP)**. 2016. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Soleira, 2016.

CAMPOS, J. C., **Elementos de fundações em concreto**. Oficina de Textos, 2015.

CARVALHO, R. C., 2015. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo NBR 6118:2014**. São Carlos: EdUFScar.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M., 2009. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo: Pini.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (1999) **Carga admissível em fundações profundas**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 61.

FALCONI, F. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed., Oficina de Textos, São Paulo, 2019, 804p.

PASCOALETO, L. **Projeto de fundação em estacas do tipo hélice contínua para um edifício residencial de 12 pavimentos no município de Catanduva-SP (SP)**. 2019. 61 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Soleira, 2019

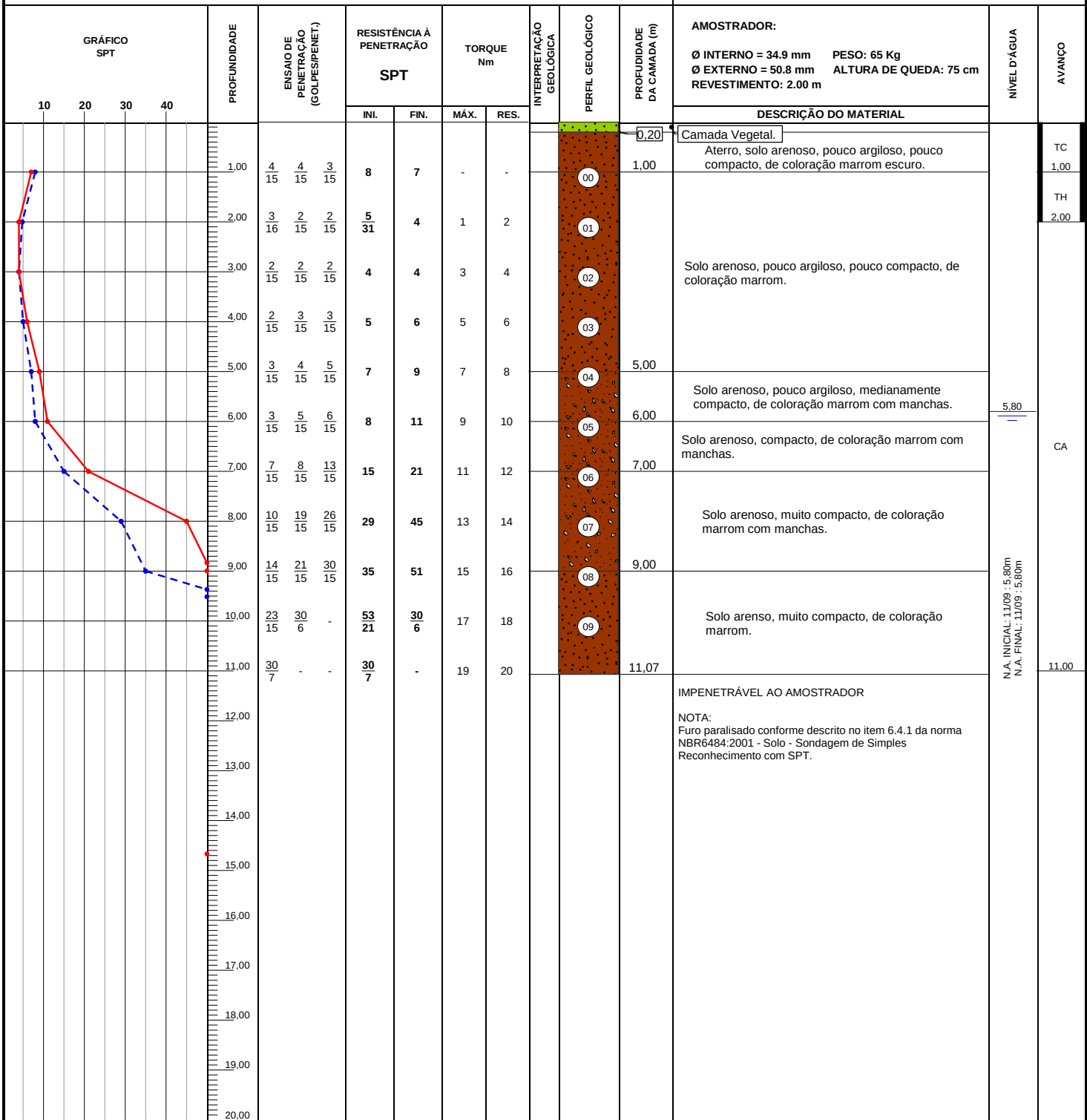
SISNIEGAS, G. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. 2007. 23f. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007

# Anexo A

**SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT  
NBR 6484/01**

|          |                             |
|----------|-----------------------------|
| CLIENTE: |                             |
| OBRA:    | Construção Civil            |
| LOCAL:   | Área Idete - Catanduva (SP) |

|                             |                            |               |
|-----------------------------|----------------------------|---------------|
| <b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b> |                            | <b>SPT 03</b> |
| <b>INÍCIO:</b> 11/09/2019   | <b>TÉRMINO:</b> 11/09/2019 |               |
| <b>COTA:</b> 517,00         | <b>COORD. N:</b> 7.663.029 | <b>E:</b>     |



|       |  |
|-------|--|
| OBS.: |  |
|-------|--|

**LEGENDAS:** 30 cm INICIAIS - - - - • 30 cm FINAIS ——— • TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO



|       |            |
|-------|------------|
| DATA: | 19/09/2019 |
|-------|------------|

TRABALHO N°:  
487/2019

FOLHA: 01/01

ESCALA:

1/100

DESENHISTA:

Engº Alex Braz

**SONDADOR:**  
Henrique Pires

**Eng° Gil Guilherme Tovo**

# Apêndice A

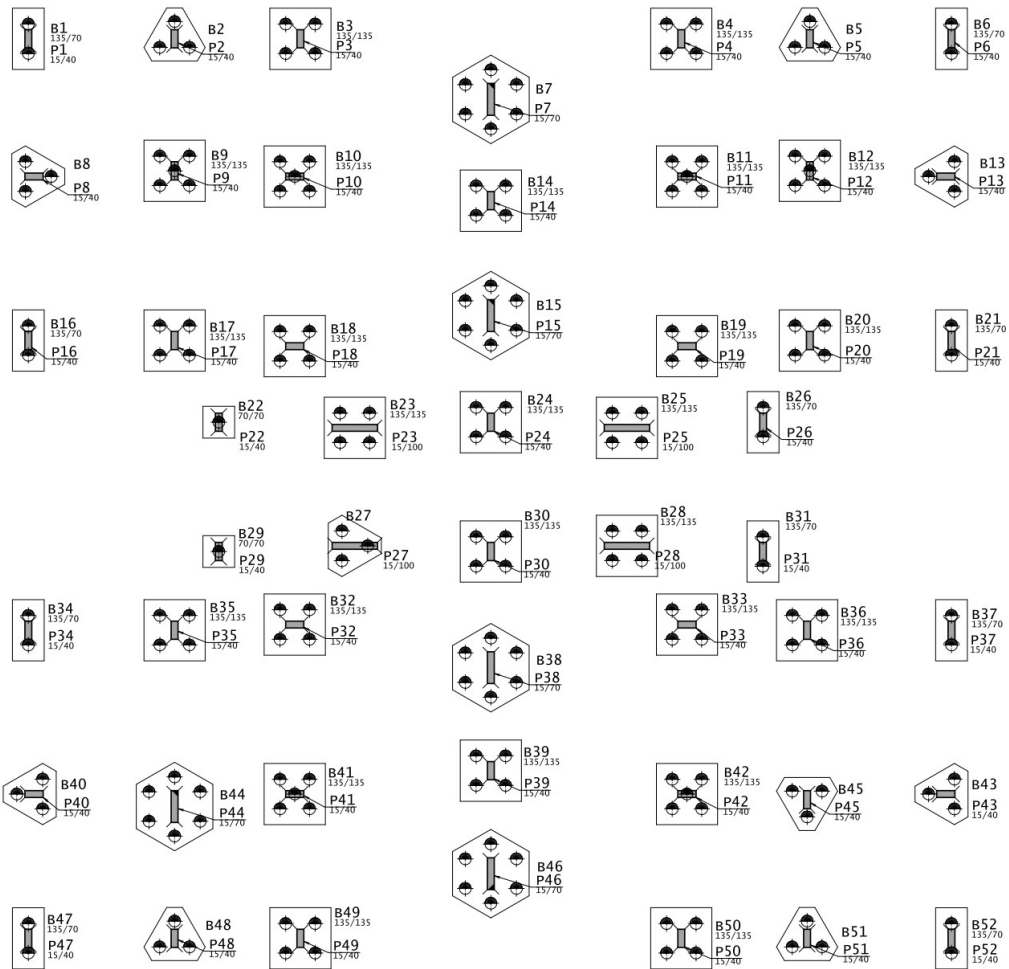
Desenho<sup>®</sup> produzido<sup>®</sup> por versão acadêmica, proibido uso comercial



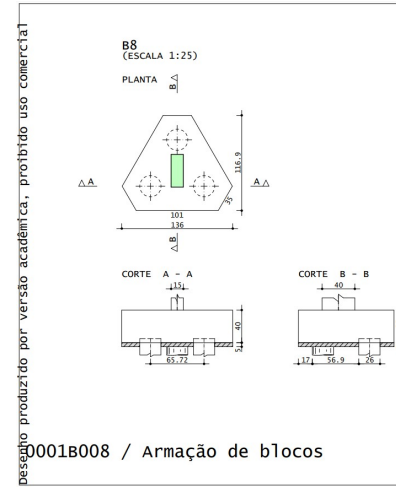
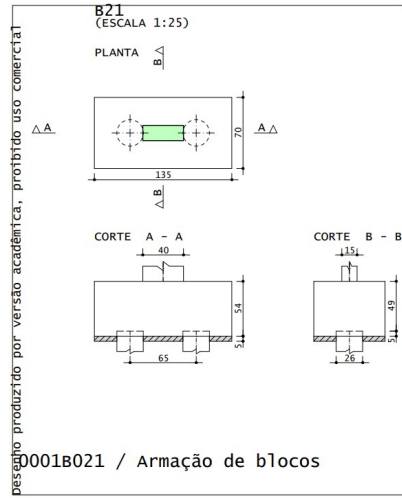
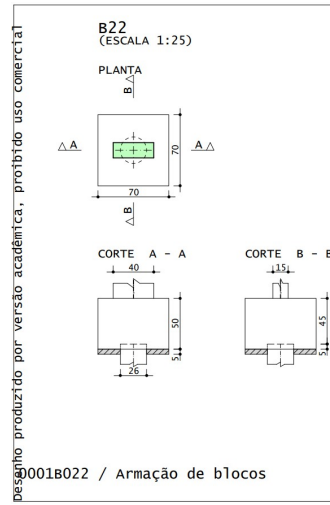
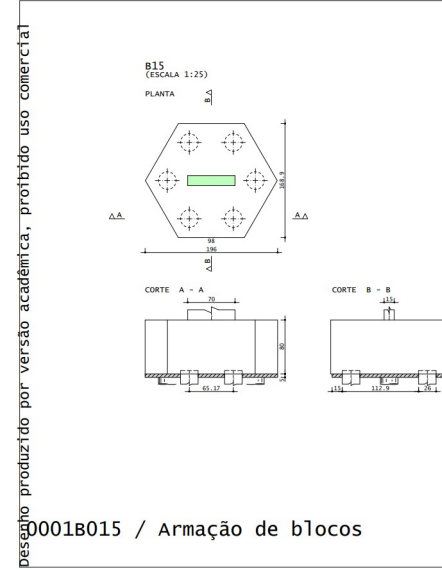
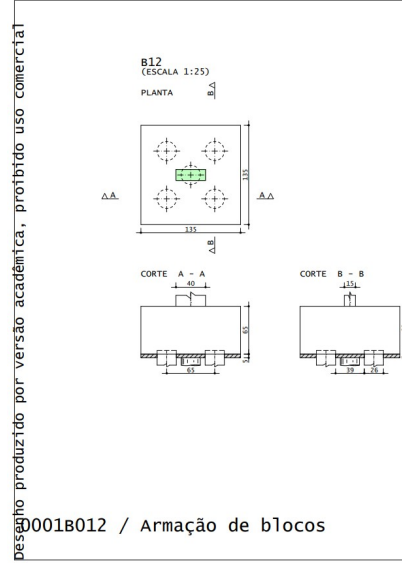
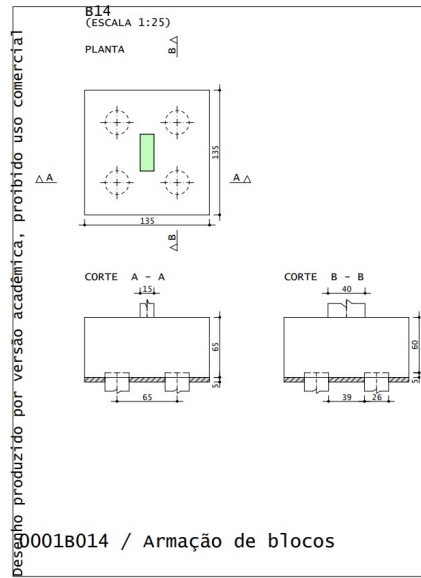
|                                          |                              |
|------------------------------------------|------------------------------|
| Raphael Santos Arrounian                 |                              |
| Data                                     | Abril/2022                   |
| Desenho                                  | Planta de locação de pilares |
| Cidade                                   | Catanduva - SP               |
| Fundação em Estacas - Edifício de 12 Pav |                              |
| Escala                                   | 1:50                         |

# Apêndice B

desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



|                                                                                       |                             |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
|  |                             |
| Raphael Santos Aronian                                                                |                             |
| Data                                                                                  | Abril/2022                  |
| Desenho                                                                               | Planta de locação de Blocos |
| Cidade                                                                                | Catanduva - SP              |
| Fundação em Estacas - Edifício de 12 Pav                                              |                             |
| Escala                                                                                | 1:50                        |



|                                                                                       |                             |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
|  |                             |
| Raphael Santos Arounian                                                               |                             |
| Data                                                                                  | Abril/2022                  |
| Desenho                                                                               | Planta de locação de Blocos |
| Cidade                                                                                | Catanduva - SP              |
| Fundação em Estacas                                                                   | - Edifício de 12 Pav        |
| Escala                                                                                | 1:50                        |