

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

Projeto de Fundação de um edifício residencial de 20 pavimentos em Araçatuba (SP)

Eduardo Tripode de Oliveira

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.

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

O48p Oliveira, Eduardo Tripode de.
Projeto de fundação de um edifício residencial de 20 pavimentos em Araçatuba (SP) / Eduardo Tripode de Oliveira. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2021
43 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2021

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Fundações. 2. Dimensionamento. 3. Orçamento.


Raiane da Silva Santos

Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURSO : ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA
REALIZADA EM : 01-06-2021
DISCENTE : **EDUARDO TRIPODE DE OLIVEIRA**

COMISSÃO EXAMINADORA:

1. Prof. Dr. Adriano Souza (Orientador)
2. Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcântara (Examinador)
3. Prof. Dr. Artur Pantoja Marques (Examinador)

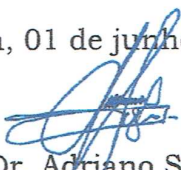
TÍTULO: "PROJETO DE FUNDAÇÃO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 20 PAVIMENTOS EM ARAÇATUBA (SP)".

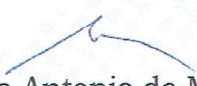
Local: Google Meet

Horário de início: 16 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, 01 de junho de 2021.

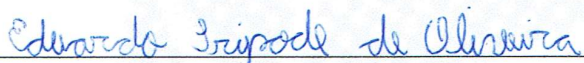

Prof. Dr. Adriano Souza
(Orientador)


Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcântara
(Examinador)


Prof. Dr. Artur Pantoja Marques
(Examinador)

Ciente:

Discente:



AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aos meus pais, Jesus Batista de Oliveira e Ana Lúcia Tripode, que sempre me apoiaram em todas as minhas decisões sem nunca duvidarem de mim.

Agradeço também à minha turma da faculdade, a turma de engenharia 15/1 que sempre foram solícitos nos momentos de necessidade.

Aos meus amigos da minha república, a República Vem Cá Bebê que também me ajudaram e estiveram presente durante todo o tempo da graduação, sejam nos momentos de estudo e nos de lazer.

Por fim agradeço a todos os funcionários da FEIS, a todos servidores e professores que possibilitaram que eu chegasse até aqui, em especial ao Prof. Dr. Adriano Souza que me orientou na elaboração deste trabalho

Resumo

O trabalho trata do dimensionamento das fundações para um edifício hipotético de 20 pavimentos na cidade de Araçatuba (SP). Inicialmente definiu-se a posição dos pilares do edifício, para em seguida fazer o levantamento das cargas atuantes em cada um dos pilares e majorá-las, com estas cargas foram dimensionadas as dimensões dos pilares. Definida a planta de pilares com as cargas majoradas e com o perfil de sondagem SPT do solo se fez a escolha da fundação mais adequada para o edifício, optando-se pela estaca pré-moldada de concreto com 60 cm de diâmetro. De posse dessas informações se deu início ao projeto de fundação, na seguinte sequência: quantificação das estacas por pilar (estaqueamento), disposição das estacas na planta de pilares, determinação do comprimento das estacas, dimensionamento do bloco de coroamento e dimensionamento das cintas de concreto. O estaqueamento, os blocos e as cintas foram dispostos graficamente em pranchas de desenho em escala. O levantamento de materiais e serviços (orçamento) foi realizado, com o qual se determinou o custo total do projeto de fundação para o referido edifício. Portanto, realizou-se o projeto completo de fundação para um edifício de múltiplos andares, com segurança e economia, atingindo-se plenamente os objetivos propostos para o trabalho, bem como contribuindo com a formação do discente.

Palavras-chave: Fundações. Projeto Geométrico. Projeto Estrutural. Orçamento.

Abstract

The work deals with the dimensioning of the foundations for a hypothetical building with 20 floors in the city of Araçatuba (SP). Initially, the position of the building pillars was defined, and then the lifting of the loads acting on each of the pillars and the increase of load was made, with these loads the dimensions of the pillars were dimensioned. Having defined the pillar blueprint with the increased loads and with the Standard Penetration Test of the soil, the choice of the most suitable foundation for the building was chosen, opting for the 60 cm diameter concrete drive pile. With this information in hand, the foundation project was initiated, in the following sequence: quantification of the piles per pillar, disposition of the piles in the pillar blueprint, determination of the length of the piles, dimensioning of the pile cap and dimensioning of the grade beam. Piles, piles cap and grade beams were graphically arranged on scale drawing boards. The survey of materials and services (budget) was carried out, with which the total cost of the foundation project for that building was determined. Therefore, the complete foundation project for a building was carried out, with safety and economically, fully achieving the objectives proposed for the work, as well as contributing to the training of the student.

Keywords: Foundation. Geometric Project. Structural Project. Budget.

Sumário

1.	Introdução.....	1
2.	Objetivo	2
3.	Materiais e Métodos	3
3.1	Características do edifício	3
3.2	Pilares.....	3
3.2.1	Áreas de Influência.....	3
3.2.2	Cálculo dos Esforços.....	4
3.2.3	Cálculo dos reservatórios superiores	6
3.3	Dimensionamento dos pilares	8
3.4	Escolha da fundação	10
3.4.1	Ensaio SPT	10
3.4.2	Tipos de fundação.....	13
3.4.2.1	Fundações rasa	13
3.4.2.1.1	Sapatas	13
3.4.2.1.2	Radiers	14
3.4.2.2	Fundações profundas	16
3.4.2.2.1	Tubulões.....	16
3.4.2.2.2	Estacas.....	17
4.	Dimensionamento.....	21
4.1	Quantidade de Estacas.....	21
4.2	Comprimento da estaca.....	22
4.3	Dimensionamento dos blocos de coroamento	25
4.4	Dimensionamento das cintas.....	34
4.5	Comprimento de Ancoragem	34
4.6	Orçamento da fundação	36
5	Considerações finais.....	40

6	Referências bibliográficas	41
---	----------------------------------	----

Índice de Figuras

Figura 1 - Posição dos pilares em edifícios	4
Figura 2 – Desenho esquemático dos equipamentos de um ensaio SPT	11
Figura 3 – Relatório de sondagem utilizado	12
Figura 4 – Sapata isolada, corrida e radier.....	14
Figura 5 – Sapata associada.....	15
Figura 6 – Sapata de divisa.....	15
Figura 7 – Tubulão a céu aberto.....	16
Figura 8 – Tubulão de ar comprimido.....	17
Figura 9 – Esquema de execução de uma estaca raiz.....	18
Figura 10 – Esquema de execução de estaca hélice contínua.....	19
Figura 11 – Esquema de execução de uma estaca tipo Strauss.....	19
Figura 12 – Esquema de execução de uma estaca escavada	20
Figura 13 – Esquema de execução de uma estaca tipo Franki	21
Figura 14 – Esquema de transferência de carga da estaca para o solo.....	23
Figura 15 – Dimensões do pilar e do bloco	26
Figura 16 – Esquema para cálculo de θ para blocos de 2 estacas	27
Figura 17 – Forças do nó junto à estaca	28
Figura 18 – Esquema de cálculo de θ para bloco com 3 estacas.....	29
Figura 19 – Disposições de armadura no bloco com 3 estacas	30
Figura 20 – Esquema de cálculo de θ para blocos sobre 4 estacas.....	31
Figura 21 – Disposição de armaduras para blocos sobre 4 estacas	32
Figura 22 – Esquema para o cálculo de θ para blocos sobre 5 estacas	33

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Área de Influência e esforços dos pilares	5
Tabela 2 - Consumo de água por pessoa.....	6
Tabela 3 – Esforços nos pilares com reservatório	7
Tabela 4 – Área estimada de concreto e lados dos pilares	9
Tabela 5 – Número de estacas por pilar	22
Tabela 6 – Valores para F1 e F2	24
Tabela 7 – Valores de K e α	24
Tabela 8 – Método Aoki-Velloso	25
Tabela 9 – Dimensionamento bloco sobre 2 estacas	29
Tabela 10 – Dimensionamento blocos sobre 3 estacas.....	31
Tabela 11 – Dimensionamento de blocos sobre 4 estacas.....	33
Tabela 12 – Dimensionamento para blocos sobre 5 estacas	34
Tabela 13 - Comprimentos de ancoragem.....	35
Tabela 14 - Comprimento de Ancoragem calculado	35
Tabela 15 – Composições para orçamento de estaca pré-moldada.....	36
Tabela 16 – Composições para escavação para os blocos de coroamento	37
Tabela 17 - Composições para escavação de cinta	38
Tabela 18 – Composições para armação de blocos de coroamento	38
Tabela 19 - Quantidade total de aço utilizado.....	39
Tabela 20 – Composições para concretagem de blocos de coroamento	39
Tabela 21 - Orçamento final da fundação	40

1. Introdução

O processo de construção de obras grandes, tais como um edifício, é complexo. Uma obra desse porte conta com a participação de vários engenheiros civis e profissionais correlatos já que é difícil com que apenas um profissional consiga supervisionar todos os processos ao mesmo tempo. Além disso, é natural que cada engenheiro supervise a área da qual possui uma afinidade e conhecimentos maiores. Entretanto, é necessário que todos os engenheiros tenham noção das partes componentes das outras áreas que fazem parte de sua obra, já que todas estão interligadas, sendo uma dependente da outra.

Como um bom engenheiro necessita ter noções sobre as áreas correlatas de uma obra, é importante que essas áreas sejam estudadas tanto separadas quanto em conjunto, em um único projeto unificado, para que os problemas e suas respectivas resoluções sejam mais evidentes. A realização de um projeto completo de fundação de um edifício consegue relacionar diversas áreas da engenharia civil, dando assim uma visão realista de um projeto prático de um engenheiro.

2. Objetivo

Objetivos Principal

Desenvolver um projeto de fundação para um edifício de 20 pavimentos, na cidade de Araçatuba (SP).

Objetivos Específicos

- Ampliar os conhecimentos teóricos obtidos na disciplina de fundações, no que diz respeito ao dimensionamento geométrico e estrutural de fundações;
- Definição dos pilares e determinação da carga que atua em cada um deles;
- Dimensionamento do número de estacas por pilar;
- Detalhamento da disposição das estacas com desenho em escala;
- Dimensionamento do comprimento das estacas;
- Dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento;
- Dimensionamento estrutural das cintas de concreto;
- Definição do quantitativo de materiais e serviços para a execução do projeto,
- Confecção de orçamento.

3. Materiais e Métodos

Dos materiais necessários para a confecção do trabalho é importante destacar:

- Excel e AutoCAD
- Livros presentes da bibliografia
- Materiais utilizados na graduação

Os métodos utilizados para cada etapa deste trabalho estão descritos no respectivo item de cada etapa.

3.1 Características do edifício

O edifício hipotético utilizado neste trabalho possui 20 pavimentos e teve como área de projeto um terreno no município de Araçatuba (SP). A planta baixa do pavimento tipo foi elaborada pelo autor com 4 apartamentos por andar e 2 quartos por apartamento, como visto no Anexo A.

3.2 Pilares

Para que a estrutura do edifício tenha um bom desempenho é essencial a disposição dos pilares nas melhores localidades possíveis. Os pilares do edifício foram dispostos considerando que a distância entre eles não seja muito pequena, para evitar fundações muito próximas, e nem muito grande, para evitar grandes momentos fletores nas vigas. Além disso, os pilares foram dispostos de tal maneira que uma viga sempre tenha pelo menos um pilar na vertical e outro na horizontal, o que garante a maior resistência da estrutura em todas as direções (NBR 6118 – Projetos de estruturas de concreto – Procedimento). A planta baixa com os pilares pode ser observada no Anexo A.

3.2.1 Áreas de Influência

Para que seja possível descobrir os esforços em cada pilar do edifício, é necessário que sejam determinadas as áreas de influência de cada pilar. Utilizando os procedimentos da NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto

– Procedimento” foram determinadas as áreas de influência de cada pilar, como visto no Anexo B.

3.2.2 Cálculo dos Esforços

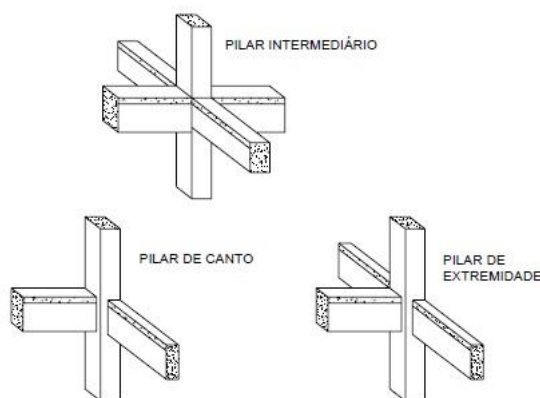
Com as áreas de influência determinadas, podemos assim calcular os esforços presentes em cada pilar. Naturalmente faz-se o pré-dimensionamento das vigas para calcularmos os esforços que o peso próprio delas contribuem para o pilar, mas como uma forma de simplificação será utilizado um valor mais expressivo na carga da área de influência para compensar a falta da carga das vigas. O cálculo do esforço de cada pilar se dá pela expressão:

$$P_i = p * A_i \quad (1)$$

em que P_i é a carga do pilar, p é a carga distribuída, que tem o mesmo valor de 10kN/m^2 para todos os pilares e A_i é a área de influência do pilar. Percebe-se que esse valor é referente ao esforço exercido sobre o pilar de apenas um pavimento, portanto, para que seja calculado o esforço na parte inferior do pilar, em que será transferido para a fundação, é necessário multiplicar o resultado pelo número total de pavimentos, ou seja, 20.

Além disso, de acordo com o método presente na NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento”, é preciso multiplicar o resultado por α , um coeficiente relativo à posição do pilar na estrutura.

Figura 1 - Posição dos pilares em edifícios



Fonte: Fusco, 1981

Sendo $\alpha = 1,3$ para pilares intermediários, $\alpha = 1,6$ para pilares de extremidade e $\alpha = 1,8$ para pilares de canto.

Obtendo a área de influência de cada pilar pela função “Área” do programa Autocad, foi montada a tabela a seguir:

Tabela 1 - Área de Influência e esforços dos pilares

Pilar	Area de Influencia (m ²)	Nk (kN)	α	Nd (kN)
P1	5,62	1124	1,8	2023,2
P2	10,06	2012	1,6	3219,2
P3	5,03	1006	1,8	1810,8
P4	5,03	1006	1,8	1810,8
P5	10,06	2012	1,6	3219,2
P6	5,62	1124	1,8	2023,2
P7	11,17	2234	1,6	3574,4
P8	20,02	4004	1,6	6406,4
P9	16,06	3212	1,6	5216
P10	16,06	3212	1,6	5216
P11	20,02	4004	1,6	6406,4
P12	11,17	2234	1,6	3574,4
P13	11,11	2222	1,6	3555,2
P14	19,91	3982	1,3	5176,6
P15	15,97	3194	1,3	4190,6
P16	15,97	3194	1,3	4190,6
P17	19,91	3982	1,3	5176,6
P18	11,11	2222	1,6	3555,2
P19	11,17	2234	1,6	3574,4
P20	20,02	4004	1,6	6406,4
P21	11,56	2312	1,6	3699,2
P22	11,56	2312	1,6	3699,2
P23	20,02	4004	1,6	6406,4
P24	11,17	2234	1,6	3574,4
P25	5,62	1124	1,8	2023,2
P26	10,06	2012	1,6	3219,2
P27	4,56	912	1,8	1641,6
P28	4,56	912	1,8	1641,6
P29	10,06	2012	1,6	3219,2
P30	5,62	1124	1,8	2023,2

Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.3 Cálculo dos reservatórios superiores

Além dos esforços causadas pelos próprios pavimentos, é necessário considerar os esforços gerados pelos reservatórios superiores, já que eles apresentam uma carga considerável em uma área pequena. Para o dimensionamento dos reservatórios superiores foi seguido o procedimento apresentado por Tsutiya (2006).

Primeiramente é necessário calcular o número de pessoas no edifício. Segundo Tsutiya (2006), caso não haja um conhecimento prévio do número de habitantes por apartamento considera-se que seja 2 habitantes por quarto. Neste caso, tem-se 2 quartos por apartamento, portanto 4 pessoas por apartamento. Com 4 apartamentos por pavimento e 20 pavimentos no total, temos então 320 pessoas no edifício ao total.

Com o número de residentes calculado, podemos então calcular o consumo diário total. De acordo com a tabela abaixo, o consumo individual de água em um edifício residencial é de 200l.

Tabela 2 - Consumo de água por pessoa

Prédio	Unidade	Consumo (L/d)
Apartamento	Pessoa	200
Residência	Pessoa	150
Escola – internato	Pessoa	150
Escola – externato	Pessoa	50
Casa popular	Pessoa	120
Alojamento provisório	Pessoa	80

Fonte: Tsutiya (2006)

Portanto, o consumo de água total do edifício em um dia é de 64000l por dia. Entretanto, é necessário que os reservatórios tenham capacidade de abastecer o edifício por 2 dias, logo os reservatório precisam reservar o dobro do volume diário de consumo de água, ou seja, 128000l.

Tsutiya (2006) comenta que a relação do volume reservado pelos reservatórios superiores e inferiores é a seguinte:

$$V_{rev.inf} = \frac{3}{5} * V_t = \frac{3}{5} * 128000 = 76800l \quad (2)$$

$$V_{rev.sup} = \frac{2}{5} * V_t = \frac{2}{5} * 128000 = 51200l \quad (3)$$

Além disso, serão utilizados 4 reservatórios superiores de mesmo tamanho, portanto todos eles reservarão um quarto do conteúdo total dos reservatórios superiores, ou seja, 12800l ou 12,8 m³ para cada reservatório superior.

Pode-se então calcular o esforço realizado por cada reservatório superior. Sabendo-se que o peso específico da água é de aproximadamente 10 kN/m³, utilizando a equação:

$$Preserv = \gamma_{\text{água}} * V = 10 * 12,8 = 128kN \quad (4)$$

Como os reservatórios serão alocados diretamente acima dos pilares P9, P10, P15 e P16 soma-se o valor do esforço dos reservatórios multiplicados pelo respectivo α de cada pilar aos esforços calculados previamente, obtendo-se a tabela abaixo:

Tabela 3 – Esforços nos pilares com reservatório

Pilar	Nk (kN)	Adcional Reservatorio (kN)	α	Nd (kN)
P1	1124	0	1,8	2023,2
P2	2012	0	1,6	3219,2
P3	1006	0	1,8	1810,8
P4	1006	0	1,8	1810,8
P5	2012	0	1,6	3219,2
P6	1124	0	1,8	2023,2
P7	2234	0	1,6	3574,4
P8	4004	0	1,6	6406,4
P9	3212	128	1,6	5344
P10	3212	128	1,6	5344
P11	4004	0	1,6	6406,4
P12	2234	0	1,6	3574,4
P13	2222	0	1,6	3555,2
P14	3982	0	1,3	5176,6
P15	3194	128	1,3	4318,6
P16	3194	128	1,3	4318,6

P17	3982	0	1,3	5176,6
P18	2222	0	1,6	3555,2
P19	2234	0	1,6	3574,4
P20	4004	0	1,6	6406,4
P21	2312	0	1,6	3699,2
P22	2312	0	1,6	3699,2
P23	4004	0	1,6	6406,4
P24	2234	0	1,6	3574,4
P25	1124	0	1,8	2023,2
P26	2012	0	1,6	3219,2
P27	912	0	1,8	1641,6
P28	912	0	1,8	1641,6
P29	2012	0	1,6	3219,2
P30	1124	0	1,8	2023,2

Fonte: Elaborado pelo autor

3.3 Dimensionamento dos pilares

Agora com os esforços em cada pilar calculados, é necessário calcular as dimensões de cada pilar. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento” se for considerada uma deformação no aço de 0,002 e uma taxa de aço de 2% a equação para o cálculo da área estimada de concreto do pilar é:

$$A_{c,est} = \frac{Nd}{0,85 * f_{cd} + 0,84} \quad (5)$$

sendo f_{cd} a resistência de cálculo do concreto.

Considerando um concreto de alta resistência de 40 Mpa e que o menor lado de cada pilar mede 20 cm para que eles possam ser embutidos nas paredes do edifício sem que sejam percebidos, calcula-se a área da seção de cada pilar e a medida do maior lado.

Tabela 4 – Área estimada de concreto e lados dos pilares

Pilar	Nd (kN)	Ac estimada (cm ²)	b (cm)	a (cm)	a adotado (cm)
P1	2023,2	619,0	20	30,9	35
P2	3219,2	984,9	20	49,2	50
P3	1810,8	554,0	20	27,7	30
P4	1810,8	554,0	20	27,7	30
P5	3219,2	984,9	20	49,2	50
P6	2023,2	619,0	20	30,9	35
P7	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P8	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P9	5344	1635,0	20	81,7	85
P10	5344	1635,0	20	81,7	85
P11	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P12	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P13	3555,2	1087,7	20	54,4	55
P14	5176,6	1583,8	20	79,2	80
P15	4318,6	1321,3	20	66,1	70
P16	4318,6	1321,3	20	66,1	70
P17	5176,6	1583,8	20	79,2	80
P18	3555,2	1087,7	20	54,4	55
P19	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P20	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P21	3699,2	1131,7	20	56,6	60
P22	3699,2	1131,7	20	56,6	60
P23	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P24	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P25	2023,2	619,0	20	30,9	35
P26	3219,2	984,9	20	49,2	50
P27	1641,6	502,2	20	25,1	30
P28	1641,6	502,2	20	25,1	30
P29	3219,2	984,9	20	49,2	50
P30	2023,2	619,0	20	30,9	35

Fonte: Elaborado pelo autor

O valor de “a adotado” de cada pilar é o múltiplo de 5 imediatamente superior ao valor de “a”.

3.4 Escolha da fundação

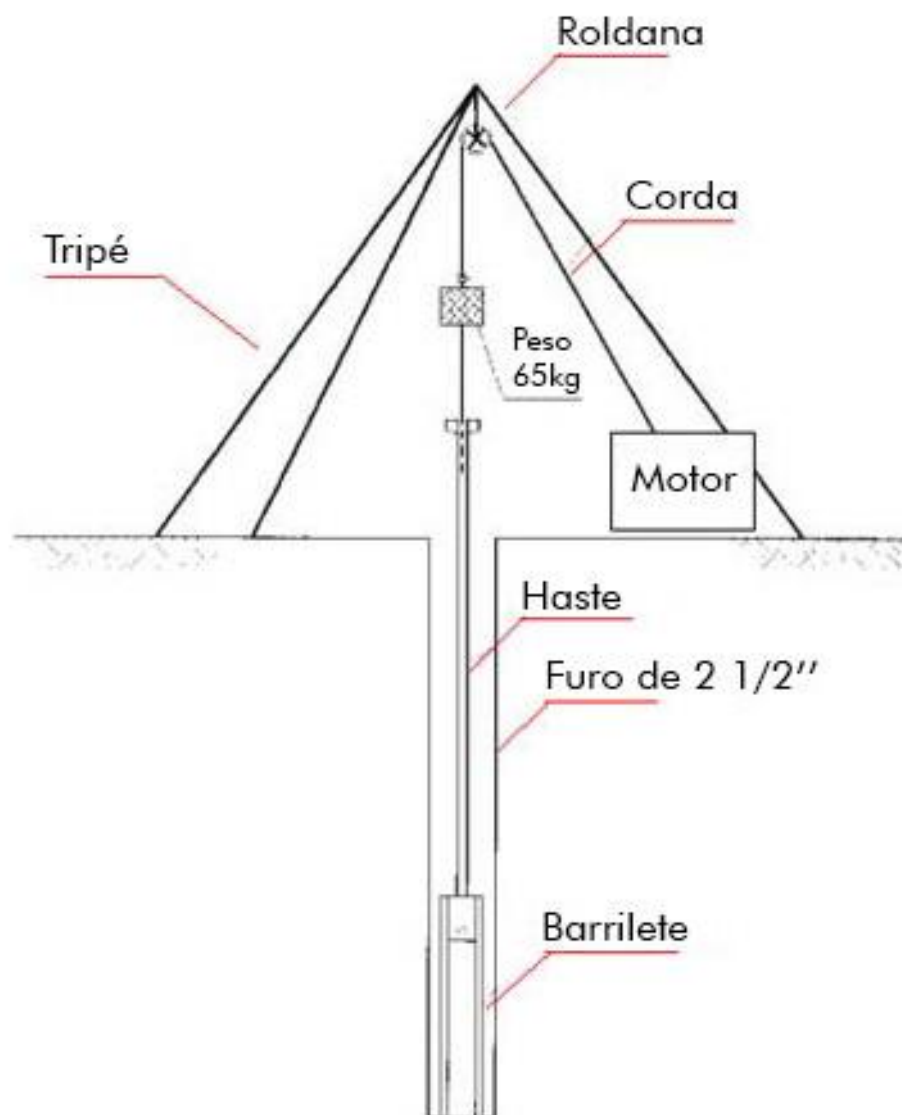
Para prosseguir com o dimensionamento, é necessário primeiro escolher a fundação do edifício e, para isso, é necessário ter conhecimento também das características do solo em que o edifício se encontra, mais especificamente é preciso de um ensaio SPT do solo.

3.4.1 Ensaio SPT

O ensaio SPT (Standard Penetration Test ou Teste de Penetração Padrão) é uma etapa crucial tanto para a escolha da fundação de um edifício quanto para o dimensionamento dessa fundação. Segundo a NBR 6484 (ABNT 2001) – “Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio” o ensaio consiste em erguer um martelo de 65 kg a uma altura de 75 cm com auxílio de uma corda de sisal deixando-se o mesmo cair em queda livre sobre o amostrador padrão. Este procedimento é repetido até que o amostrador penetre 45 cm no solo, a cada 15 cm conta-se o número de golpes do martelo para atingir tal profundidade anotando-se o valor obtido, o valor do N_{spt} é a soma do número de golpes necessários para cravar o amostrador nos últimos 30 cm no solo, coletando-se amostras do solo a cada metro de perfuração. Esse ensaio permite que sejam determinadas diversas características do solo, como os diferentes tipos de solo (área, argila, silte) que compõe cada camada do solo analisado, a existência de lençol freático e seu nível e capacidade de carga do solo.

Os dados e amostras obtidos são utilizados então para o fornecimento do relatório de sondagem. O relatório de sondagem é o documento oficial e definitivo das características do solo obtidas a partir do ensaio SPT realizado e é com o relatório de sondagem que se pode usar as informações necessárias para a escolha e o dimensionamento da fundação de um edifício.

Figura 2 – Desenho esquemático dos equipamentos de um ensaio SPT



Fonte: www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/

Para a realização desse trabalho, foi fornecido pela Oeste Engenharia, empresa de Araçatuba SP especialista em trabalhos geotécnicos, um relatório de sondagem de um solo de Araçatuba.

Figura 3 – Relatório de sondagem utilizado

NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	0	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem	
						Furo SP 03	Cota 410,500
						SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	
		4	5	1		Areia Fina Siltosa, Fofa, Vermelha Escura.	
		3	4	2			
		4	4	3			
		4	5	4			
		5	7	5			
		7	8	6			
		7	9	7			
		7	9	8			
		8	8	9			
		9	11	10	9,45		
		4	5	11		Silte Areno- Argiloso, Pouco Compacto a Compacto, Vermelho Claro.	
		14	17	12			
		13	14	13			
		12	12	14			
		10	11	15			
		15	18	16			
		17	22	17			
		35/15	28	18	18,15		
				19		Limite de Sondagem: 18,15m	

Fonte: Oeste Engenharia 2019

3.4.2 Tipos de fundação

3.4.2.1 Fundações rasa

As fundações rasas são características por serem utilizadas quando as camadas logo abaixo da estrutura em questão conseguem suportar a tensão que a fundação exerce sobre o solo. Em geral, as camadas mais profundas do solo são capazes de suportar uma carga maior que as camadas mais superficiais, fazendo com que as fundações rasas sejam recomendadas para estruturas que não possuam um peso próprio tão elevado ou então em estruturas projetadas sobre solos com uma grande resistência logo nas camadas iniciais. As fundações rasas mais utilizadas são sapatas em seus diversos tipos e o radier.

3.4.2.1.1 Sapatas

As sapatas são estruturas de concreto armado com profundidade geralmente inferior a 3 metros que possuem a função de distribuir a carga gerada pela estrutura para o solo a partir de sua base, sem considerar a distribuição lateral. Segundo Alonso (2019) as sapatas podem ser classificadas em sapatas isoladas, sapatas associadas, sapatas corridas e sapatas de divisa.

As sapatas isoladas são umas das estruturas mais simples na fundação, sendo utilizadas para distribuir para o solo a tensão exercida por apenas um pilar, sendo o formato da sapata isolada em geral quadrado ou retangular.

As sapatas associadas são usadas quando uma mesma sapata é utilizada em dois ou mais pilares. Isso ocorre quando os pilares se encontram muito próximas ou suas cargas são muito elevadas fazendo com que caso fossem feitas sapatas isoladas para cada pilar as sapatas isoladas interfeririam uma na outra. Na realização de sapatas associadas é de extrema importância que os centros de gravidade dos pilares coincidam com o centro de gravidade da sapata associada, evitando o surgimento de torques e esforços extras.

Sapatas corridas se diferem das sapatas anteriores pois suportam as tensões provenientes de elementos que possuem cargas distribuídas linearmente (como muros e paredes) ao invés de cargas mais pontuais como os pilares, fazendo com que a sapata corrida possua um comprimento muito maior que sua largura.

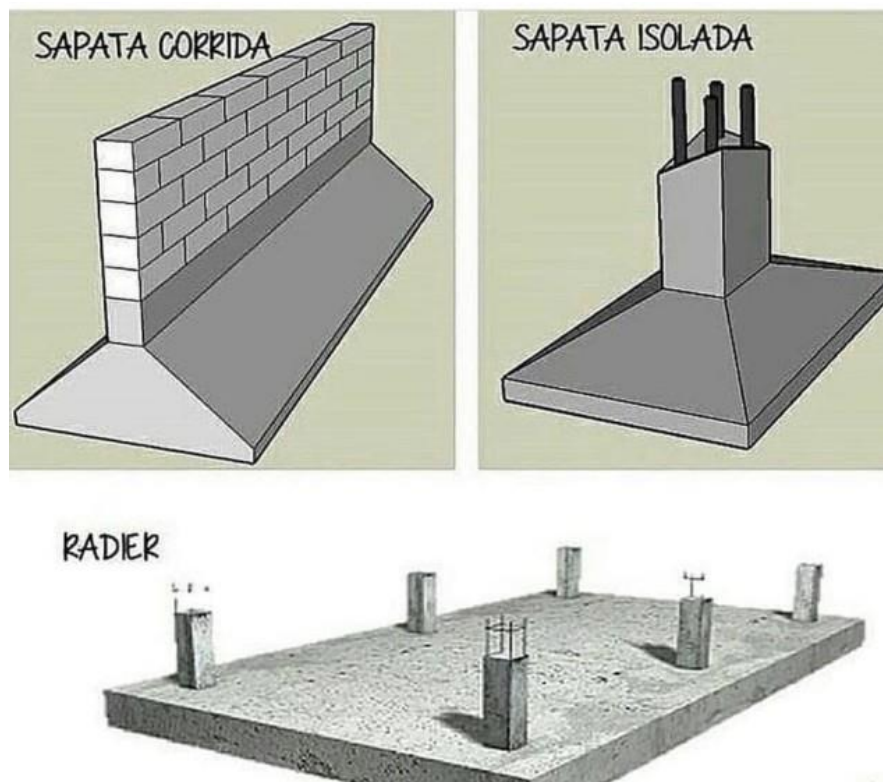
Já as sapatas de divisa ou sapatas alavancadas são utilizadas quando os pilares se encontram muito próximo a divisa com outra estrutura, o que faz com que o centro de gravidade do pilar e da sapata não sejam coincidentes, gerando um momento fletor que precisa ser distribuído para a estrutura com a ajuda das vigas alavancadas.

3.4.2.1.2 Radiers

Os radiers são basicamente uma grande sapata associada com todos os pilares presentes na estrutura na mesma sapata. Assim como as sapatas, são feitos de concreto armado. Os radiers se assemelham a uma laje subterrânea utilizada para a distribuição de cargas da estrutura para o solo.

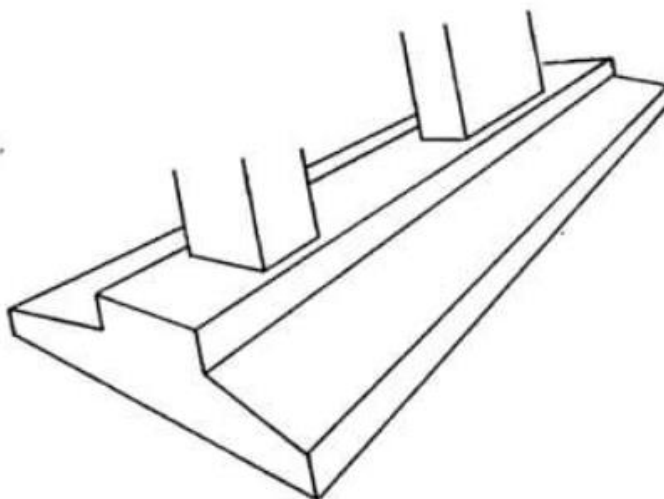
São recomendadas para estruturas pequenas e com solos estáveis que não possuam chance de recalque diferencial, que podem criar grandes fissuras no radier. São uma das soluções mais fáceis e viáveis para estruturas de pequeno porte.

Figura 4 – Sapata isolada, corrida e radier



Fonte: <https://algandaimes.com.br/quer-variedade-de-sapatas-para-sua-obra-vem-para-alg/>

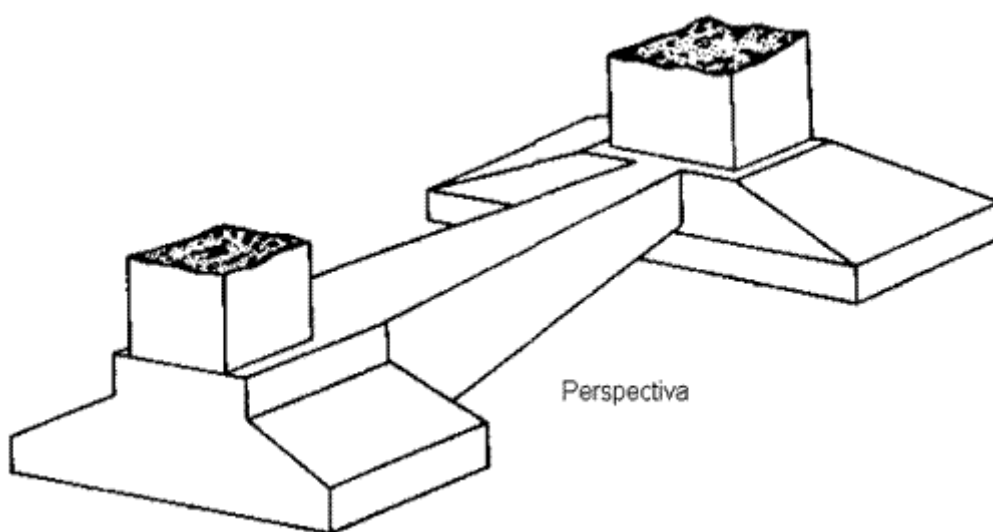
Figura 5 – Sapata associada



SAPATA ASSOCIADA

Fonte: www.asterroconstrucoes.com.br/blog/construcao/conheca-cada-tipo-de-fundacao-de-uma-obra/

Figura 6 – Sapata de divisa



Fonte: <https://construcaociviltips.blogspot.com/2012/02/sapatas-alavancadas-construcao-de-casas.html>

3.4.2.2 Fundações profundas

3.4.2.2.1 Tubulões

Tubulões são um tipo de fundação profunda que assim como as sapatas são feitos de concreto e distribuem a carga para o solo a partir da base e não lateralmente. As principais diferenças entre sapatas e tubulões são a grande profundidade dos tubulões que podem ser mais profundos que 30 metros enquanto as sapatas se encontram apenas nas primeiras camadas do solo, o formato cilíndrico do tubulão e a necessidade da descida de um operário para a escavação da sua base. São recomendados para estruturas robustas com grandes cargas. Alonso (2019) comenta que os tubulões se dividem em tubulões a céu aberto e tubulões de ar comprimido.

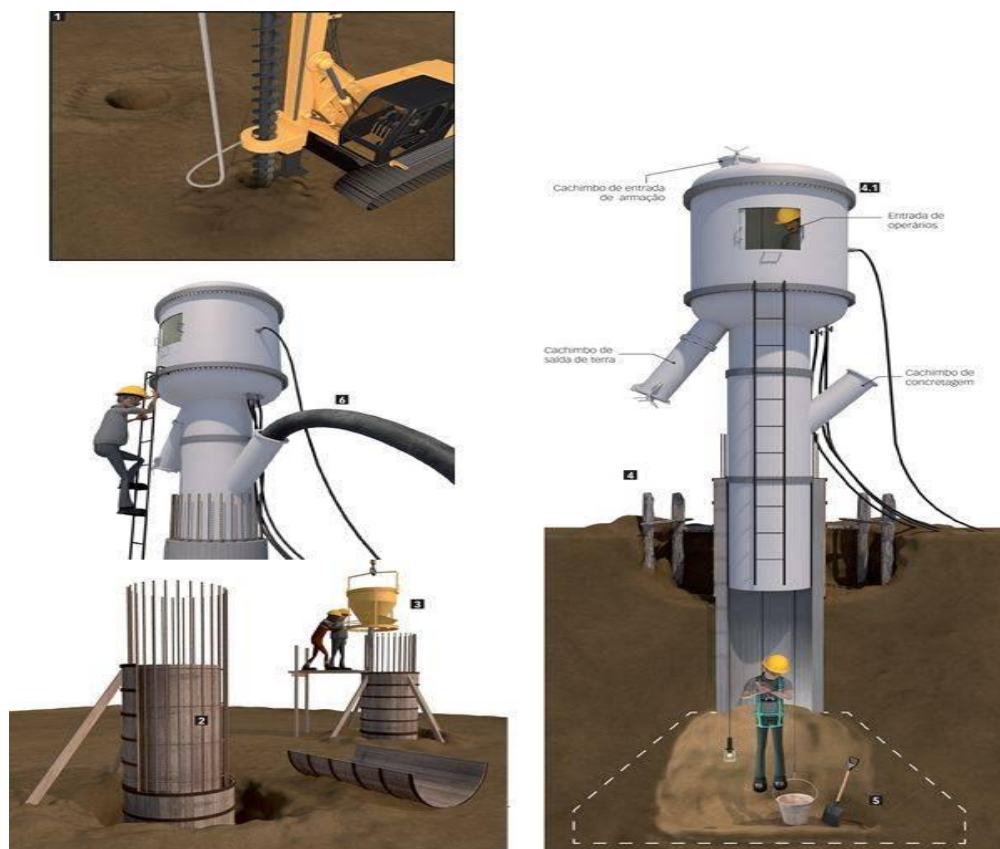
Tubulões a céu aberto é caracterizado pela a escavação de um poço manualmente ou mecanicamente e que há a necessidade da descida de um operário na etapa final para o alargamento na base. Já o tubulão de ar comprimido necessita de um revestimento de aço para auxiliar na escavação e é utilizado quando o tubulão ultrapassa o lençol freático.

Figura 7 – Tubulão a céu aberto



Fonte: www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ceu-aberto/

Figura 8 – Tubulão de ar comprimido



Fonte: www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ar-comprimido/

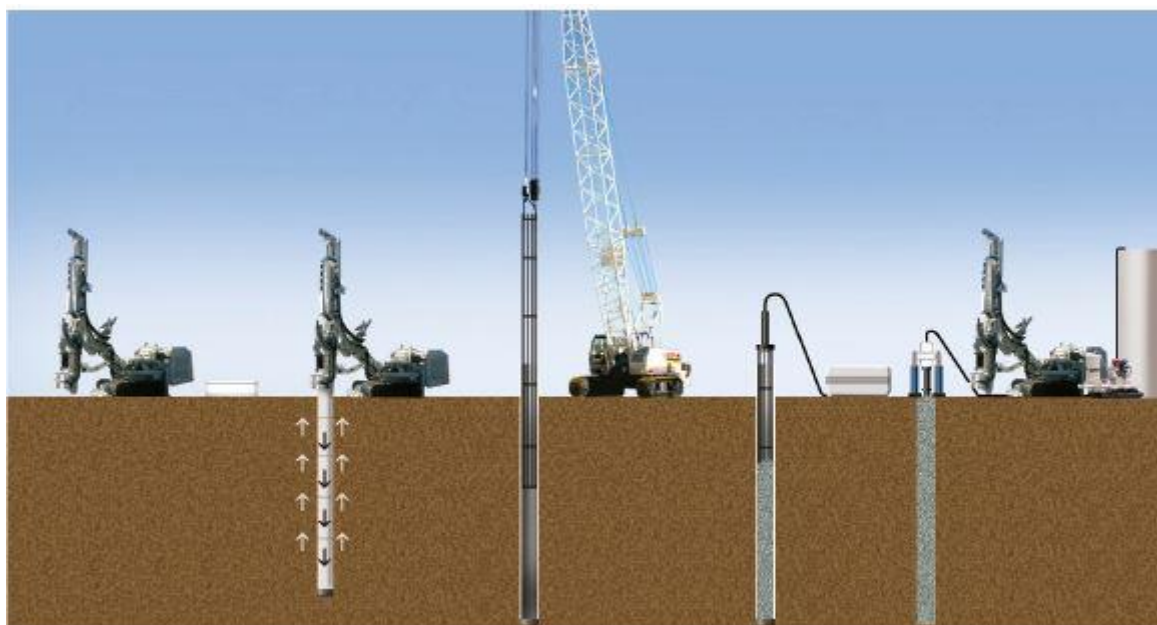
3.4.2.2 Estacas

As estacas são fundações profundas assim como os tubulões, mas se diferenciam por sua principal forma de distribuição de carga seja lateralmente, com uma transmissão menor na base, diferente das sapatas e tubulões. Existem diversos tipos de estacas segundo Alonso (2019), estacas pré-moldadas e estacas moldadas in loco (no local). Dentre as estacas moldadas in loco temos dentre os principais os tipos raiz, hélice contínua, Strauss, escavadas e Franki.

As estacas pré-moldadas, como o nome diz, são moldadas fora da obra e trazidas pronta para serem utilizadas. Podem ser de concreto, metal e até madeira. No caso das estacas pré-moldadas de concreto, uma de suas vantagens é a alta resistência e boa qualidade por serem moldadas em fábricas e passarem por inspeções de qualidade.

Para as estacas moldadas in loco, a maiores diferenças entre uma e outra são no processo construtivo da estaca. As estacas do tipo raiz são de pequeno diâmetro onde a perfuração se dá com o uso de um tubo de perfuração. O material escavado é retirado por meio de uma corrente fluida de lama betonítica ou ar. Após isso, faz-se a instalação das armaduras e a injeção de argamassa. Aplicam-se golpes de ar comprimido e, logo após, retira-se os tubos de perfuração. A cada trecho do tubo retirado é feita a aplicação de uma nova pressão, que faz com que a argamassa penetre no solo das laterais e se "ramifique como raízes", aumentando o atrito.

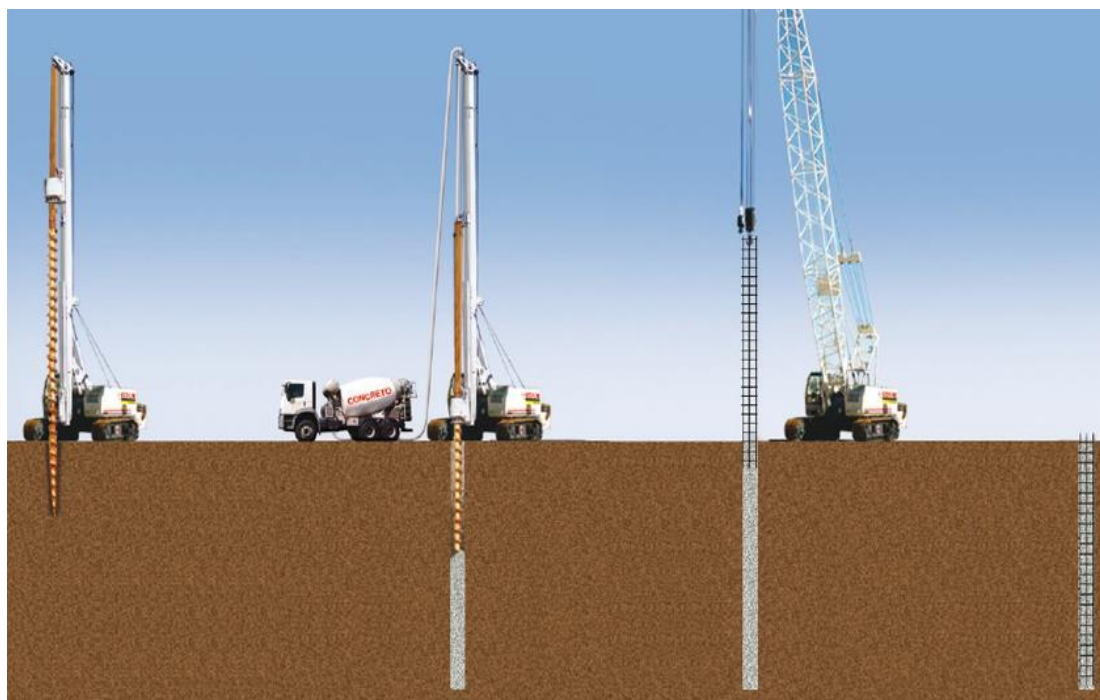
Figura 9 – Esquema de execução de uma estaca raiz



Fonte: www.totalconstrucao.com.br/estaca-raiz/

As estacas de hélice contínua a perfuração é feita por meio de uma hélice. Quando se chega à cota prevista, o concreto é bombeado através do tubo central da hélice à medida em que esta vai sendo extraída. A armação é colocada logo após o lançamento do concreto.

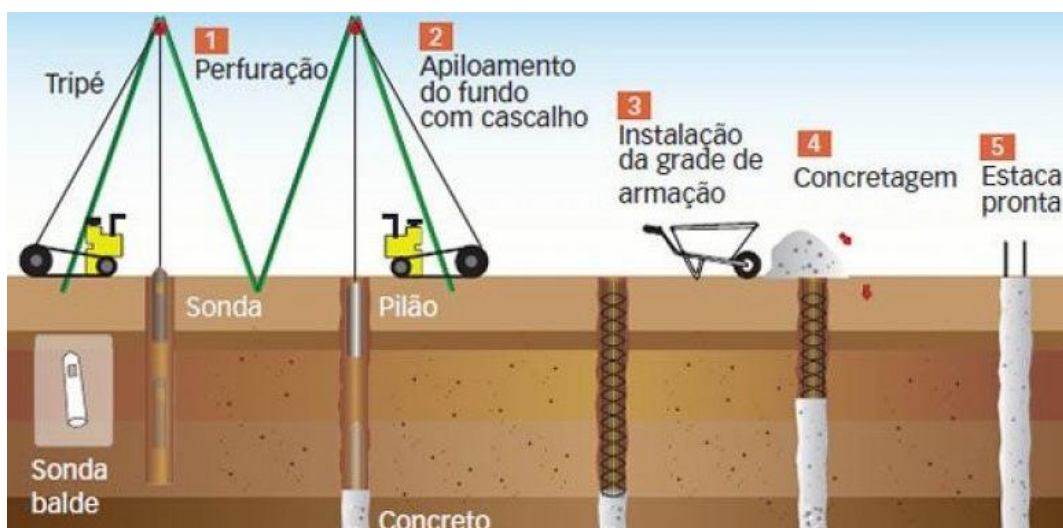
Figura 10 – Esquema de execução de estaca hélice contínua



Fonte: <http://topmix.com.br/blog/estaca-helice-o-que-pode-acontecer-durante-concretagem/>

Nas estacas do tipo Strauss são necessários um tripé e um guincho. Na etapa de perfuração é utilizada uma sonda (balde). Depois de alcançada a profundidade, faz-se o apiloamento do fundo com cascalho e instala-se a grade de armação. Logo em seguida é feita a concretagem.

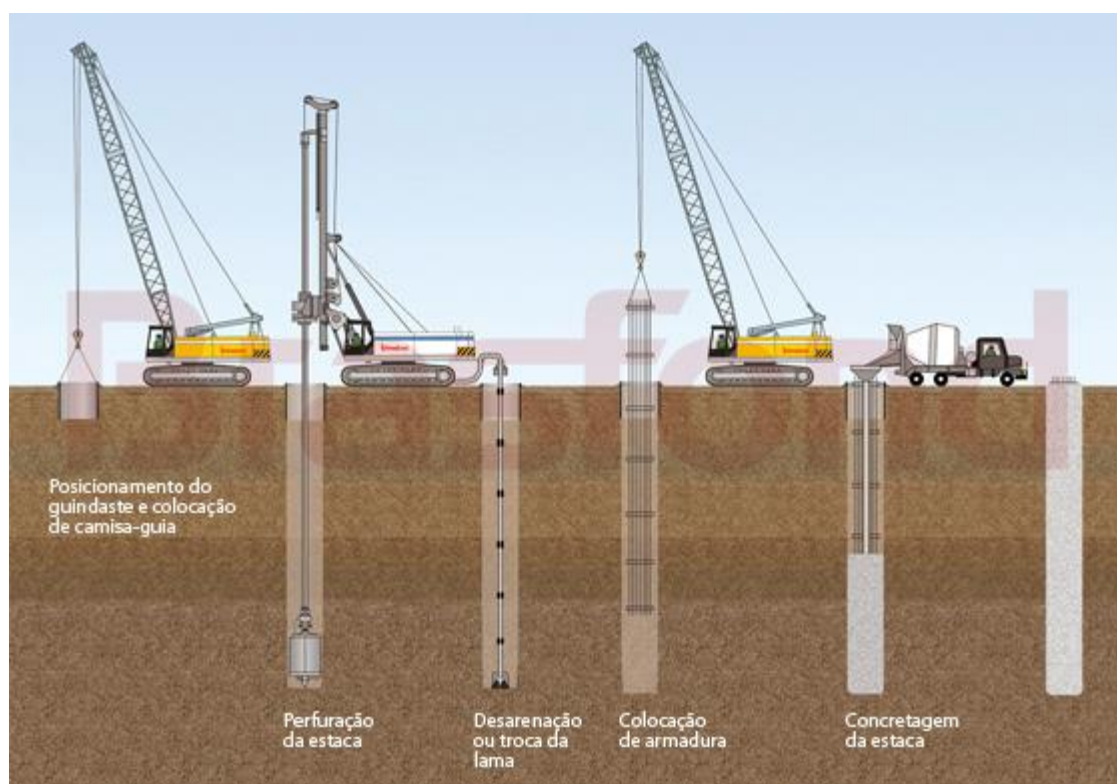
Figura 11 – Esquema de execução de uma estaca tipo Strauss



Fonte: www.totalconstrucao.com.br/estaca-strauss/

Nas Estacas escavadas o furo é feito por meio de um trado helicoidal e as paredes da escavação são revestidas com uma lama especial, conhecida como lama betonítica, cuja finalidade é a de impermeabilizar e impedir o desmoronamento do solo das laterais. Após o processo de perfuração e revestimento com a lama, procede-se à colocação da armadura e, logo em seguida, faz-se a concretagem.

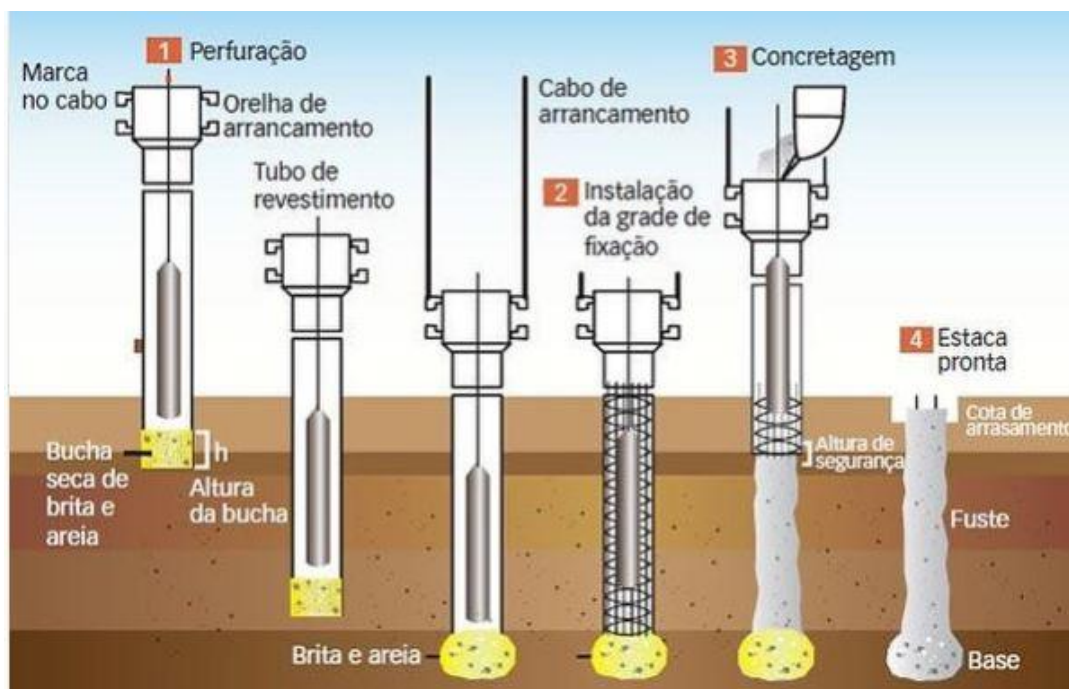
Figura 12 – Esquema de execução de uma estaca escavada



Fonte: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/egdiametro.html>

Nas estacas tipo Franki utiliza-se um tubo de revestimento com uma bucha de areia e brita em sua ponta. O tubo é cravado dinamicamente por meio de um soquete (pilão) até a profundidade especificada em projeto. O tubo é retirado após a cravação, ao mesmo tempo em que acontece a concretagem. Vale lembrar que a armadura é colocada antes do lançamento do concreto. Este tipo de estaca caracteriza-se por apresentar um bulbo em sua ponta resultante do processo de apiloamento.

Figura 13 – Esquema de execução de uma estaca tipo Franki



Fonte: <https://nelsoschneider.com.br/execucao-de-estacas-franki/>

Considerando todas as características das fundações apresentadas e as características do solo no qual o edifício foi projetado, o qual apresenta uma baixa resistência nas camadas iniciais, além da alta carga exercida pelos pilares, é evidente a necessidade de fundações profundas. Entre todas as fundações profundas apresentadas foi escolhida a estaca pré-moldada de concreto com diâmetro de 60cm por ser um produto comum no mercado e altamente eficiente para o propósito deste projeto.

4. Dimensionamento

4.1 Quantidade de Estacas

Alonso (2019) comenta que a estaca pré-moldada de concreto de diâmetro de 60cm pode suportar uma carga de 1500kN. Com essa informação basta dividir a carga que cada pilar exerce pela carga suportada pela estaca para obter o número de estacas necessárias em cada pilar, arredondando para o número inteiro imediatamente superior. Fazendo este processo em todos os pilares obteve-se a tabela a seguir.

Tabela 5 – Número de estacas por pilar

Pilar	Nd (kN)	Quantidade de estacas	Quantidade de estacas corrigida
P1	2023,2	1,35	2
P2	3219,2	2,15	3
P3	1810,8	1,21	2
P4	1810,8	1,21	2
P5	3219,2	2,15	3
P6	2023,2	1,35	2
P7	3574,4	2,38	3
P8	6406,4	4,27	5
P9	5344	3,56	4
P10	5344	3,56	4
P11	6406,4	4,27	5
P12	3574,4	2,38	3
P13	3555,2	2,37	3
P14	5176,6	3,45	4
P15	4318,6	2,88	3
P16	4318,6	2,88	3
P17	5176,6	3,45	4
P18	3555,2	2,37	3
P19	3574,4	2,38	3
P20	6406,4	4,27	5
P21	3699,2	2,47	3
P22	3699,2	2,47	3
P23	6406,4	4,27	5
P24	3574,4	2,38	3
P25	2023,2	1,35	2
P26	3219,2	2,15	3
P27	1641,6	1,09	2
P28	1641,6	1,09	2
P29	3219,2	2,15	3
P30	2023,2	1,35	2
			Σ94

Fonte: Elaborado pelo autor

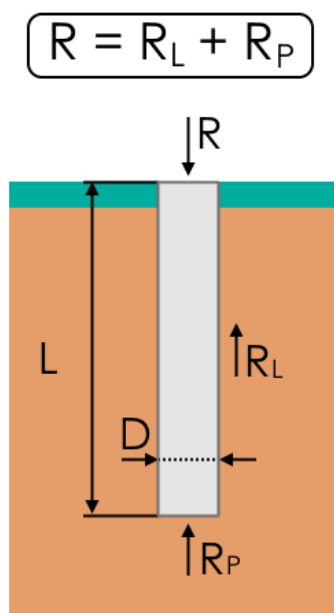
4.2 Comprimento da estaca

Com a quantidade de estacas já determinada, é necessário agora dimensionar o comprimento das estacas. Essa etapa é de extrema importância pois as estacas

precisam ser compridas o suficiente para conseguirem transferir toda a carga recebida dos pilares para o solo.

Para que seja determinado o comprimento das estacas são utilizados métodos semiempíricos como o método Aoki-Velloso, o método utilizado neste trabalho. Neste método considera-se a carga transferida para o solo a partir da ponta da estaca em conjunto com a carga transferida pela lateral da estaca e a partir de tentativas de comprimentos pode-se observar qual o comprimento necessário para a transferência de carga exigida.

Figura 14 – Esquema de transferência de carga da estaca para o solo



Fonte: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002187574-Estimativa-da-capacidade-de-carga-das-estacas-com-base-no-SPT>

A resistência unitária da ponta (r_p) e da lateral (r_l) são definidas pelas seguintes equações:

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (6)$$

$$r_l = \frac{\alpha * K * N_l}{F_2} \quad (7)$$

Em que: o coeficiente K e a razão de atrito α são intrínsecos ao solo, N_p é o valor de N_{spt} na ponta da estaca, N_l é o N_{spt} médio da camada de solo e F_1 e F_2 são referentes à estaca utilizada como observados nas tabelas abaixo.

Tabela 6 – Valores para F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Pré-moldadas	1,75	3,50
Metálicas	1,75	3,50
Franki	2,50	5,00
Escavadas	3,50	7,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 7 – Valores de K e α

Tipo de solo	K (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10,00	1,40
Areia siltosa	8,00	2,00
Areia silto-argilosa	7,00	2,40
Areia argilosa	6,00	2,80
Areia argilo-siltosa	5,00	3,00
Silte	4,00	3,00
Silte arenoso	5,50	2,20
Silte areno-argiloso	4,50	2,80
Silte argiloso	2,30	3,40
Silte argilo-arenoso	2,50	3,00
Argila	2,00	6,00
Argila arenosa	3,50	2,40
Argila areno-siltosa	3,00	2,80
Argila siltosa	2,20	4,00
Argila silto-arenosa	3,30	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

A capacidade de carga total de uma estaca pode ser definida então pela equação:

$$R = r_p * A_p + \frac{S}{F_2} \sum \alpha * K * N_l * \Delta_l \quad (8)$$

Sendo A_p a área da ponta da estaca, S o perímetro da estaca e Δ_l o comprimento da camada de solo analisada. É interessante notar que os valores de F_1 , F_2 , K e α podem variar de acordo com a bibliografia utilizada já que houveram mais testes e melhorias para estes conhecimentos. Entretanto, para este trabalho, serão utilizados os valores das tabelas já apresentadas.

Segundo a NBR 6122 (ABNT 2019) – “Projeto e execução de fundações” a capacidade de carga total suportada pela estaca no método Aoki-Velloso deve ser o dobro da capacidade naturalmente suportada pela estaca, nesse caso, deverá ser de 3000 kN, enquanto a carga distribuída pelas laterais deve ser de 80% da capacidade naturalmente suportada pela estaca, nesse caso deverá ser de 1200 kN. Com o relatório de sondagem já apresentado e as equações acima é possível descobrir o comprimento necessário para as estacas do projeto.

Tabela 8 – Método Aoki-Velloso

i	$\Delta l(m)$	α	K(KN/m ²)	Nl	f _{máx} (KN/m ²)	Kp(KN/m ²)	Np	qp,r(KN/m ²)	As,i(m ²)	Qs,r,i(KN)	$\sum Q_{s,r,i}(KN)$	Q _{p,r} (KN)	Q _r (KN)	Status
1	9,45	0,02	800	6,60	30,17	450	11	2828,57	17,81	537,44	537,44	799,76	1337,20	Errado
2	8,55	0,028	450	13,75	49,50	450	28	7200,00	16,12	797,76	1335,20	2035,75	3370,95	OK
L total	18,00										> 1200, Ok		> 3000 Ok	

Fonte: Próprio autor

Portanto, o comprimento usado para as estacas segundo o método Aoki-Velloso é de 18 metros.

4.3 Dimensionamento dos blocos de coroamento

Com o número de estacas e seus comprimentos já estabelecidos é necessário dimensionar os blocos de coroamento que fazem a conexão entre o pilar e as estacas. As dimensões do bloco dependem da quantidade de estacas presentes em cada pilar e possuem cálculos específicos para seu dimensionamento. Para blocos com o mesmo número de estacas em pilares diferentes com tensões diferentes é possível fazer o dimensionamento individual de cada bloco o que resultaria numa economia de recursos. Entretanto outra maneira de dimensionar os blocos e que será usada nesse

trabalho é dimensionar apenas o bloco com um determinado número de estacas com a maior carga e usar seu dimensionamento para todos os blocos com o mesmo número de estacas, o que resulta em um custo maior para a obra, mas também uma segurança maior e facilidade na hora da execução.

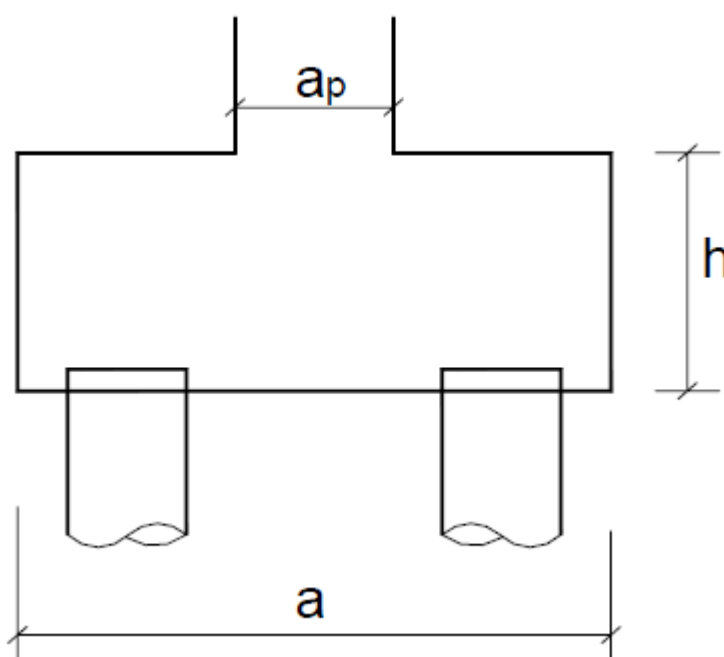
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento” são necessárias algumas condições para o dimensionamento dos blocos de coroamento. Primeiramente, uma relação entre os lados do bloco e do pilar em comparativo com a altura deve ser respeitada, como mostrado nas equações a seguir

$$h > \frac{a - a_p}{3} \quad (9)$$

$$h > \frac{b - b_p}{3} \quad (10)$$

sendo h a altura do bloco, a e b as maior e menor dimensão dos blocos respectivamente e a_p e b_p a maior e menor dimensão do pilar respectivamente, como visto na figura abaixo.

Figura 15 – Dimensões do pilar e do bloco

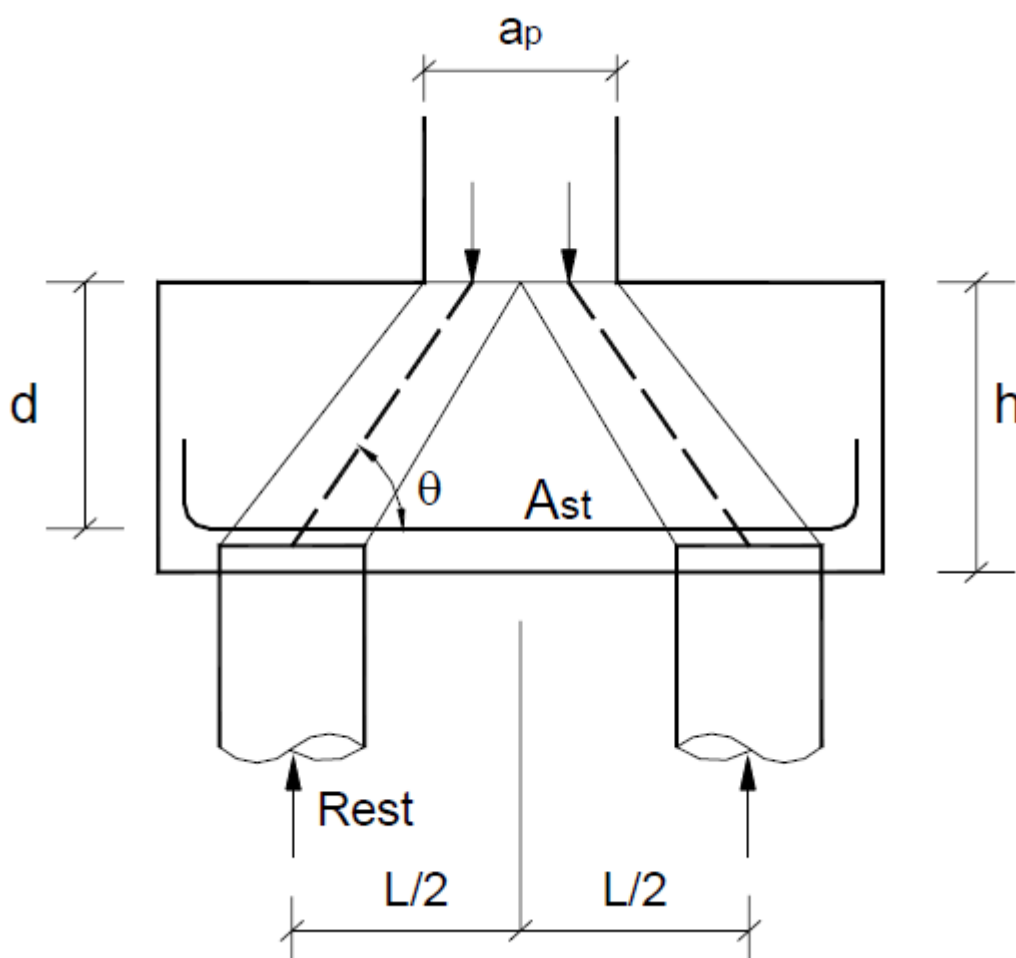


Fonte: Alva (2007)

Além disso, é preciso tomar cuidado com o a biela comprimida. Biela comprimida é o nome dado à parte de concreto entre o pilar e a estaca que sofrem uma grande compressão proveniente da transferência de esforços entre o pilar e a estaca. A NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento” recomenda que o ângulo entre a biela comprimida e o plano horizontal (θ) seja entre 40° e 55° para um funcionamento seguro do bloco de coroamento. Também é recomendado uma cobertura de 15 cm de concreto entre as estacas e a borda do bloco de coroamento e uma cobertura de 5 cm de a armadura do bloco e a base dele.

Para os blocos com 2 estacas temos os pilares P1, P3, P4, P6, P25, P27, P28, P30, sendo P1, P6, P25, P30 os mais críticos e, portanto, os pilares usados para o dimensionamento dos blocos com 2 estacas. Com os dados da imagem abaixo pode-se deduzir a equação para o ângulo θ .

Figura 16 – Esquema para cálculo de θ para blocos de 2 estacas



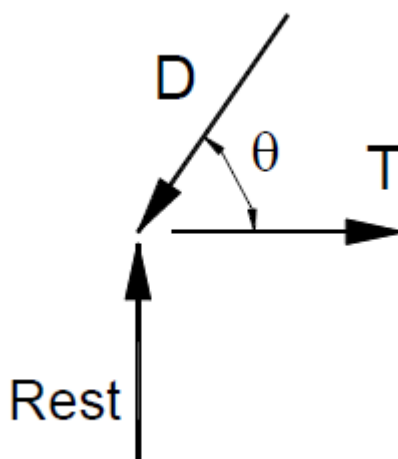
Fonte: Alva (2007)

sendo “L” a distância entre as estacas (no caso da estaca de concreto pré-moldado de diâmetro de 60 cm, L é de 1,5 m) e “d” o valor de “h” sem o cobrimento (nesse caso o cobrimento é de 5 cm). Com essas informações deduz-se para este o caso a seguinte equação:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (11)$$

Considerando o equilíbrio de forças no nó junto à estaca tem-se:

Figura 17 – Forças do nó junto à estaca



Fonte: Alva (2007)

sendo “D” a tensão na biela comprimida, “Rest” a reação da estaca e “T” a tração no tirante na base no bloco de coroamento. Com essa relação deduz-se a seguinte equação para o cálculo de “T”:

$$T = \frac{Rest}{\operatorname{tg} \theta} \quad (12)$$

Com o valor de “T” encontrado, basta usar a seguinte equação para a área de aço necessária no tirante do bloco:

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} \quad (13)$$

em que “Ast” é a área de aço necessária e f_{yd} é o escoamento de cálculo do aço.

Considerando que para o dimensionamento dos blocos de coroamento desse projeto serão utilizadas barras de concreto CA50 de 16 mm de diâmetro, obteve-se a seguinte tabela para o dimensionamento de blocos sobre 2 estacas:

Tabela 9 – Dimensionamento bloco sobre 2 estacas

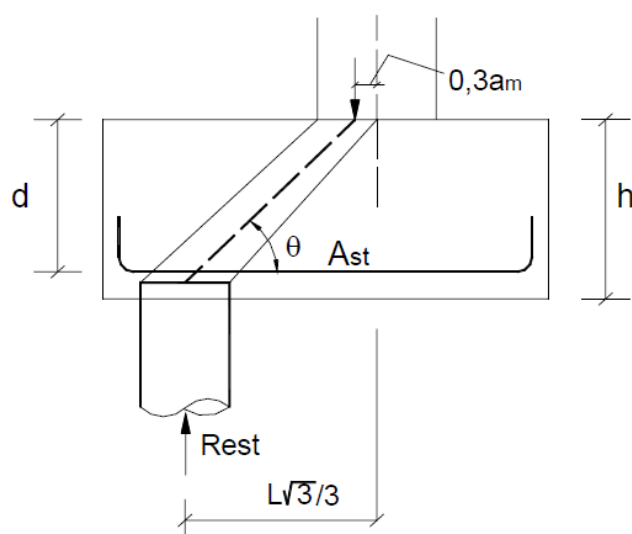
a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ (°)	Rest (kN)	T (kN)	As (cm ²)	N barras
240	90	68,3	23,3	75	1,06	46,58	1011,6	957,41	22,02036	10,95203

Fonte: Elaborado pelo autor

Logo, serão usadas 11 barras para cada bloco com 2 estacas. Como existem oito blocos desse tipo, serão usadas 88 barras no total para estes blocos, cada uma medindo 2,4 metros.

Para o dimensionamento de blocos de coroamento com 3 estacas é aplicada a mesma lógica, porém, a partir dos blocos sobre 3 estacas é necessária definir a conformação das estacas sob o bloco, pois podem haver diversas conformações. Os pilares que possuem blocos com 3 estacas são os pilares P2, P5, P7, P12, P13, P15, P16, P18, P19, P21, P22, P24, P26 e P29, sendo P15 e P16 os mais críticos. Para este projeto, as estacas do bloco de 3 estacas estão numa conformação de triângulo equilátero, ou seja, a mesma distância de 1,5 metros entre as 3 estacas. Na figura abaixo podem ser observados os dados necessários para o cálculo de θ :

Figura 18 – Esquema de cálculo de θ para bloco com 3 estacas



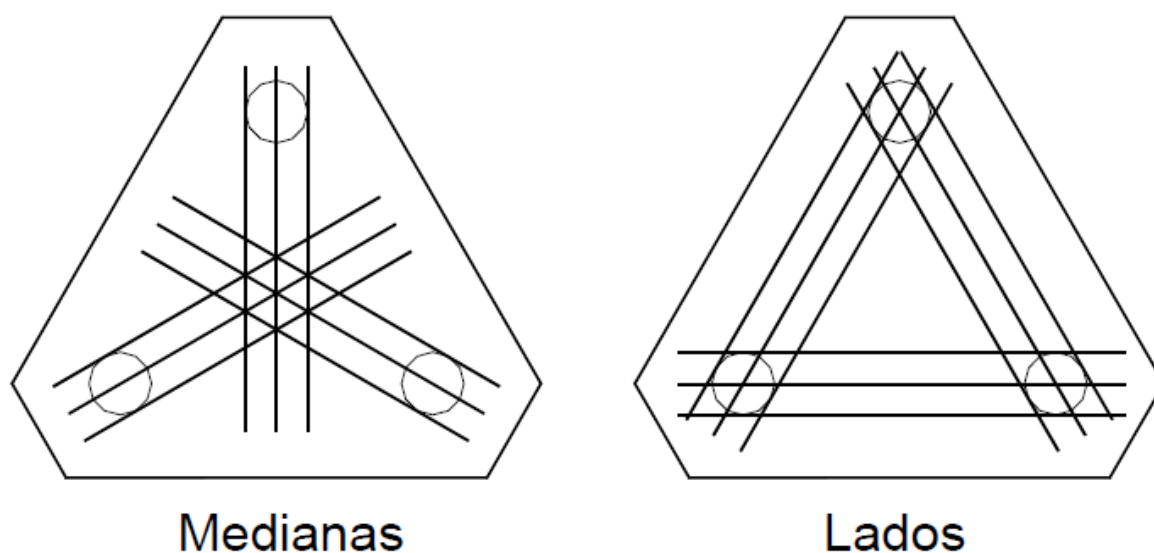
Fonte: Alva (2007)

A partir desses dados pode-se deduzir a equação para cálculo de θ sendo:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L * \sqrt{3}}{3} - 0,3 * a_m} \quad (14)$$

onde “am” é a menor dimensão do pilar. O cálculo para o valor da tração do tirante é o mesmo apresenta na equação 12 e para o cálculo da área de aço necessária utiliza-se a equação 13. Entretanto, é preciso notar que essa área de aço é a área necessária caso as barras de aço sejam dispostas no mesmo sentido na biela comprimida. Ainda que possível, essa disposição é tem uma execução mais difícil em relação a uma disposição nos lados do triângulo como observado na figura abaixo.

Figura 19 – Disposições de armadura no bloco com 3 estacas



Fonte: Alva (2007)

Para este projeto será adotada a disposição de armadura nos lados do triângulo. Entretanto, a tração para essa disposição (T') não é a mesma que calculamos para as medianas (T), sendo relacionadas a partir da seguinte equação:

$$T' = \frac{T * \sqrt{3}}{3} \quad (15)$$

Para calcular a área de aço então utiliza-se a seguinte equação:

$$A_{st} = \frac{T'}{f_{yd}} \quad (16)$$

Com os parâmetros necessários estabelecidos, montou-se a seguinte tabela para o cálculo do número de barras necessárias.

Tabela 10 – Dimensionamento blocos sobre 3 estacas

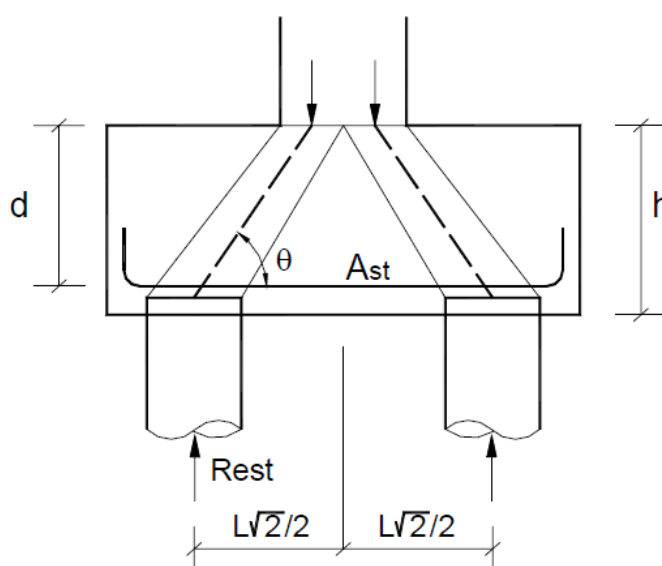
h (cm)	tg θ	θ	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
90	1,05	46,5	1439,53	1365,1	788,1	18,127	9,01548

Fonte: Elaborado pelo autor

Logo, serão usadas 10 barras para cada lado do triângulo. Com 14 blocos sobre 3 estacas no projeto e 30 barras por bloco, serão necessárias 420 barras de 2,4 metros para estes blocos.

Para os blocos sobre 4 estacas, os pilares com essa quantidade de estacas são P9, P10, P14 e P17, sendo P9 e P10 os mais críticos. Seguindo os passos anteriores para os blocos sobre 4 estacas, considerando um bloco quadrado com as estacas nos vértices do quadrado, são necessários os dados para o cálculo de θ , apresentados na figura abaixo.

Figura 20 – Esquema de cálculo de θ para blocos sobre 4 estacas



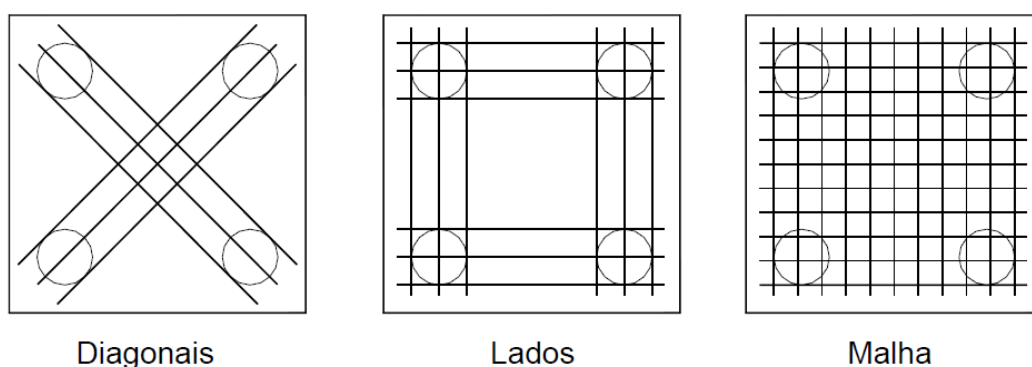
Fonte: Alva (2007)

A partir dos dados observados na figura anterior, deduz-se a equação para θ como:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L * \sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4} * a_m} \quad (17)$$

As equações para o cálculo da tração do tirante e da área de aço seguem os mesmos realizados nos blocos sobre 2 estacas. Entretanto, assim como nos blocos sobre 3 estacas, a tração calculada é condizente apenas caso a armadura seja armada na direção das bielas comprimidas, mas, para este projeto, a armadura será armada no sentido dos lados do quadrado, como visto na figura abaixo.

Figura 21 – Disposição de armaduras para blocos sobre 4 estacas



Fonte: Alva (2007)

Para o cálculo da tração nos lados do quadrado utiliza-se a seguinte equação:

$$T' = \frac{T * \sqrt{2}}{2} \quad (18)$$

Com o valor de T' em mãos, calcula-se a área de aço com a equação 16. Com todos os parâmetros definidos, montou-se a tabela abaixo para o dimensionamento dos blocos de escoramento sobre 4 estacas

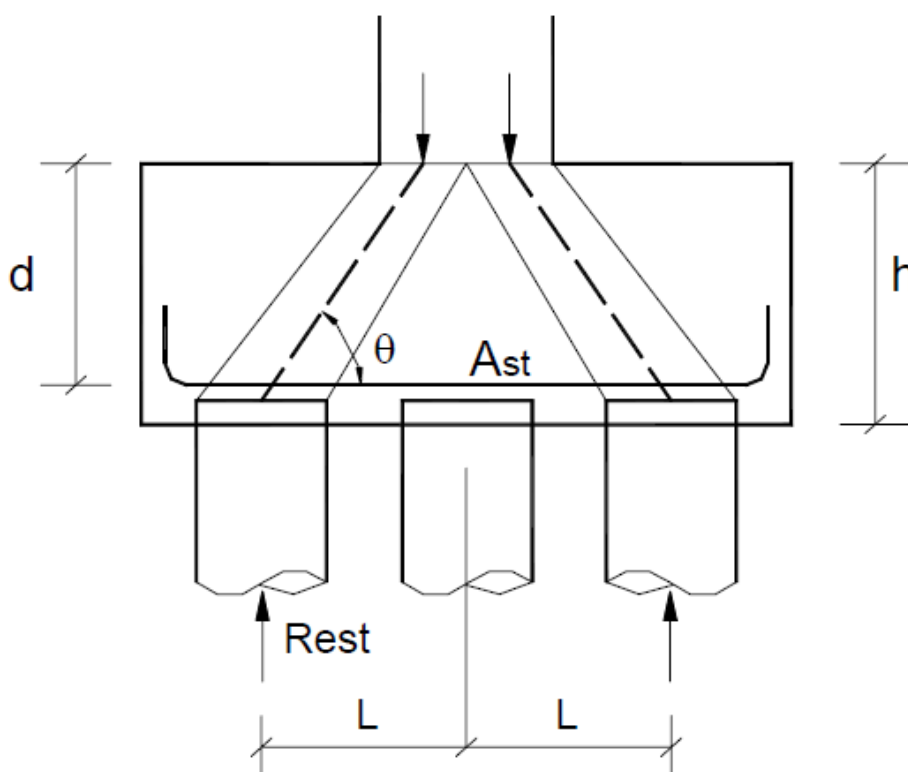
Tabela 11 – Dimensionamento de blocos sobre 4 estacas

a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
240	240	51,7	73,33	105	1,01	45,29	1336	1322,6	935,2	21,5096	10,698

Fonte: Elaborado pelo autor

Logo, serão necessárias 11 barras em cada lado do quadrado, totalizando 44 barras por bloco com 4 estacas. Como existem 4 destes blocos no projeto, serão necessárias 176 barras para estes blocos, cada uma medindo 2,4 metros.

Os pilares que possuem blocos com 5 estacas são os pilares P8, P11, P20 e P21, sendo que todos eles possuem a mesma carga, portanto todos são os mais críticos. Os blocos com 5 estacas possuem diversas disposições de estacas, mas nesse projeto será usada a disposição quadrada, com uma estaca no centro do quadrado e as outras quatro nos vértices, tendo as estacas dos vértices 1,5 metro de distância da estaca do centro. Para o cálculo de θ são necessários os dados obtidos na figura abaixo.

Figura 22 – Esquema para o cálculo de θ para blocos sobre 5 estacas

Fonte: Alva (2007)

Com os dados acima, deduz-se a seguinte equação para o cálculo de θ :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{L - \frac{\sqrt{2}}{4} * a_m} \quad (19)$$

As equações para cálculo da tração nos tirantes e área de aço permanecem as mesmas dos blocos sobre 2 estacas. Assim como nos blocos de 3 e 4 estacas, essa tração se refere à armadura colocada na direção das bielas comprimidas. Como nesse projeto a armadura dos blocos sobre 5 estacas serão colocadas nos lados dos quadrados e não nas diagonais, utiliza-se da equação 18 para o cálculo da tração dos tirantes dos lados do quadrado e enfim a área de aço necessária nos lados. Com os parâmetros definidos, montou-se a seguinte tabela para o dimensionamento dos blocos sobre 5 estacas.

Tabela 12 – Dimensionamento para blocos sobre 5 estacas

a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
305	305	68,3	95	150	1,014	45,41	1281,28	1263	893,06	20,54041	10,21596

Fonte: Elaborado pelo autor

Como observado na tabela 11, serão necessárias 11 barras para cada lado do quadrado, totalizando 44 barras por bloco. Com um total de 4 blocos sobre 5 estacas, serão utilizadas 176 barras de 3,05 metros para estes blocos. A planta baixa com os blocos e suas estacas estão no Anexo C.

4.4 Dimensionamento das cintas

Para garantir o equilíbrio dos blocos de uma e duas estacas são necessárias cintas de travamento que ligam esses blocos a outras blocos, usando-os como apoio. Carvalho (2015) comenta que para as cintas com seção transversal de 50x20 cm possuem taxa mínima de armadura de 0,208% o que é equivalente a 2,08 cm² de aço ou 2 barras de 16 mm de diâmetro. As cintas estão representadas juntas aos blocos de coroamento no Anexo C.

4.5 Comprimento de Ancoragem

Além do dimensionamento da armadura dos blocos de coroamento, é necessário que as barras tenham um comprimento mínimo ($l_{b,nec}$) de ancoragem

para evitar o arranque das barras devido as cargas dos pilares sobre os blocos (CARVALHO, 2015). O cálculo de $l_{b,nec}$ se dá pela equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases} \quad (20)$$

Sendo α é o coeficiente relacionado a existência de gancho na barra (0,7 para barras sem gancho, 1,0 para barras com gancho), $A_{s,calc}$ o valor da área de aço calculada, $A_{s,efet}$ o valor efetivamente usado de área de aço e l_b o valor de comprimento de ancoragem obtido pela tabela abaixo.

Tabela 13 - Comprimentos de ancoragem

Concreto	CA - 25 (Barras lisas)	CA - 50 (Barras nervuradas)	CA - 60 (Barras entalhadas)
C 10	78,1Ø	69,4Ø	133,8Ø
C 15	59,6Ø	53,0Ø	102,1Ø
C 20	49,2Ø	43,7Ø	84,3Ø
C 25	42,4Ø	37,7Ø	72,6Ø
C 30	37,5Ø	33,4Ø	64,3Ø
C 35	33,9Ø	30,1Ø	58,0Ø
C 40	31,0Ø	27,5Ø	53,1Ø
C 45	28,6Ø	25,5Ø	49,4Ø
C 50	26,7Ø	23,7Ø	45,8Ø

Fonte: CARVALHO, 2015

Com as informações acima, foi montada a tabela abaixo para o cálculo de comprimentos de ancoragem para os blocos de coroamento. O detalhamento das armaduras está representado no Anexo C

Tabela 14 - Comprimento de Ancoragem calculado

Blocos	$A_{c,calc}$ (cm ²)	$A_{c,efet}$ (cm ²)	$l_{b,nec}$ (cm)	l_b utilizado (cm)
2 Estacas	22,02	22,12	37,24	40
3 Estacas	18,13	20,11	33,73	40
4 Estacas	21,51	22,12	36,38	40
5 Estacas	20,54	22,12	34,74	40

Fonte: Elaborado pelo autor

4.6 Orçamento da fundação

Com a fundação já dimensionada, é necessário calcular os custos que essa fundação possui. Para o cálculo do custo da fundação são considerados todos os materiais e serviços requeridos para a execução da fundação. Existem diversos meios de calcular os custos de uma obra, mas para este trabalho o custo da fundação será calculado a partir da tabela SINAPI do estado de São Paulo, onde se encontrar o edifício. Para isso, basta adquirir a tabela SINAPI referente ao estado e ao ano da obra no site da Caixa Econômica Federal (www.caixa.gov.br) e encontrar os itens necessário para o orçamento. É importante notar as composições que fazem parte do item analisando pois nem sempre as composições desejadas farão parte do item. Nesse caso, é necessário procurar as composições faltantes também na tabela da SINAPI para conseguir incluir as composições faltantes, tendo assim um orçamento mais próximo possível do real.

Para as estacas pré-moldadas deste projeto, o mais próximo encontrado na tabela SINAPI foi o item 100658 “ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, SEÇÃO CIRCULAR, CAPACIDADE DE 100 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO)” que possui preço unitário por metro de R\$ 246,44 e as seguintes composições:

Tabela 15 – Composições para orçamento de estaca pré-moldada

ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM
ESTACA PRE-MOLDADA VAZADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, PARA CARGA DE 100 T, SECAO CIRCULAR, COM ANEL METALICO INCORPORADO A PECA (SOMENTE FORNECIMENTO)
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF_11/2014
BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF_11/2014
ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES

Fonte: SINAPI 2021

É importante lembrar que o projeto conta com um total de 94 estacas de 18 metros cada, totalizando assim 1692 metros de estaca. As composições presentes na

tabela SINAPI são suficientes para todo o processo de estaqueamento, mas não contemplam a execução nem o material necessário para os blocos de coroamento. Observando a tabela SINAPI percebe-se que não existe um item único com todas as etapas necessárias para o orçamento dos blocos de coroamento, então as etapas devem ser orçadas separadamente.

Primeiramente, foi orçada a escavação para os blocos de coroamento, sendo o item 96520 “ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA” o mais compatível com o procurado para a obra. O preço unitário desse item é de R\$86,60 a cada m³ de escavação com as seguintes composições:

Tabela 16 – Composições para escavação para os blocos de coroamento

RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO. AF_06/2014
RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO. AF_06/2014
PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES

Fonte: SINAPI 2021

Para ser possível o orçamento da escavação é necessário calcular a quantidade de m³ escavados, que coincide com o volume dos blocos de coroamento. De acordo com o dimensionamento já realizado dos blocos de coroamento, os blocos de coroamento possuem dimensões de 2,4mx0,9mx0,75, totalizando 1,62 m³ cada bloco. Como existem 8 blocos de 2 estacas no projeto, o volume dos 8 blocos é de 12,96 m³. Para os blocos de 3 estacas a área da base foi medida com o comando “ÁREA” do AutoCAD, resultando em 3,7 m², e multiplicada pela altura de 0,9 metros, sendo assim o volume resultante de 3,33 m³. Com um total de 14 blocos de 3 estacas no projeto, o volume total desses blocos é de 46,62 m³. As dimensões dos blocos de 4 estacas são de 2,4mx2,4mx1,05m resultando em um volume de 6,05 m³ cada bloco. Com um total de 4 blocos de 4 estacas, o volume total desses blocos foi de 24,2 m³. Finalmente, para os blocos de 5 estacas as dimensões são de 3,05mx3,05mx1,5m,

resultando um volume de 13,95 m³ cada bloco. Com um total de 4 blocos desse tipo no projeto, o volume total desses blocos é de 55,82 m³. Assim, o volume total de todos os blocos do projeto é de 139,6 m³.

Para o orçamento da escavação das cintas é necessário saber o volume total que as cintas possuem. Como o comprimento total das cintas é de aproximadamente 45 metros e sua seção transversal é de 50x20 cm, então o volume ocupado pelas cintas é de 4,5 m³. Desse modo, utilizou-se o item 96524 “ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA” com preço unitário de R\$162,72 para cada m³, com as seguintes composições:

Tabela 17 - Composições para escavação de cinta

PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
MINIESCAVADEIRA SOBRE ESTEIRAS, POTENCIA LIQUIDA DE *30* HP, PESO OPERACIONAL DE *3.500* KG - CHP DIURNO. AF_04/2017
MINIESCAVADEIRA SOBRE ESTEIRAS, POTENCIA LIQUIDA DE *30* HP, PESO OPERACIONAL DE *3.500* KG - CHI DIURNO. AF_04/2017

Fonte: SINAPI 2021

É necessário orçar as armaduras que serão utilizadas nos blocos de coroamento. O item mais compatível para o projeto foi o item 96548 “ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM – MONTAGEM” com um preço unitário de R\$11,82 para cada kg de aço e com as seguintes composições:

Tabela 18 – Composições para armação de blocos de coroamento

ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM
ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)
AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015

Fonte: SINAPI 2021

Com a medida usada na tabela SINAPI sendo em kg e a medida de barras de aço no projeto sendo em metros, será necessária uma conversão de unidades para realizar o orçamento. Para isso é preciso saber a massa nominal (kg/m) da barra de aço CA50 de 16mm de diâmetro, que segundo a NBR 7480 (ABNT 2007) – “Aço destinado a armaduras de estruturas de concreto armado – Especificação” é de 1,578 kg/m. Com essa informação basta calcular a metragem total de barras de aço nos blocos de coroamento e realizar a conversão. Todo esse procedimento foi colocado na tabela abaixo.

Tabela 19 - Quantidade total de aço utilizado

Item	N barras	N barras total	Medida barra (m)	Metragem total (m)	Quantidade aço (kg)
2 estacas	11	88	3,2	281,6	444,3648
3 estacas	10	420	3,2	1344	2120,832
4 estacas	11	176	3,2	563,2	888,7296
5 estacas	11	176	3,85	677,6	1069,2528
Cintas	2	2	45	90	142,02
					$\Sigma 4665,2$

Fonte: Elaborado pelo autor

Por fim, é preciso orçar a concretagem dos blocos de coroamento. O item da tabela SINAPI mais compatível com o necessário no projeto é o item 96557 “CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO” com preço unitário de R\$381,56 para cada m³ e com as seguintes composições:

Tabela 20 – Composições para concretagem de blocos de coroamento

CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF 06/2015
VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF 06/2015

Fonte: SINAPI 2021

As composições já apresentam o material os serviços relacionados à concretagem do bloco de coroamento e, portanto, não necessita de nenhum insumo

adicional. O volume dos blocos de coroamento mais o volume das cintas é o volume da escavação necessária, sendo de 144,1 m³.

Com todos os orçamentos e quantidades calculados, montou-se a tabela a seguir:

Tabela 21 - Orçamento final da fundação

Código	Item	Descrição do Item	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
100658	1	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, SEÇÃO CIRCULAR, CAPACIDADE DE 100 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO)	m	1692	R\$ 246,44	R\$ 416.976,48
96548	2	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM	kg	4665,2	R\$ 11,82	R\$ 55.142,65
96520	3	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA	m ³	139,6	R\$ 86,60	R\$ 12.088,23
96557	4	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA E LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	m ³	144,1	R\$ 381,56	R\$ 54.977,84
96524	5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA	m ³	4,5	R\$ 162,72	R\$ 732,24
						Σ R\$ 539.917,44

Fonte: Elaborado pelo autor

Com a tabela montada e os custos contabilizados, tem-se que o custo total da fundação do edifício é de R\$539.917,44.

5 Considerações finais

A realização deste trabalho deixa clara a importância da realização de um projeto totalmente integrado entre planta baixa, projeto geométrico da fundação, projeto estrutural da fundação e orçamentos, com suas respectivas complexidades individuais e conjuntas.

Durante a graduação, são realizados diversos projetos em todas as áreas da engenharia civil, entretanto, a maioria desses projetos são individuais o que muitas vezes dificulta a visualização dos problemas conjuntos em que projetos que são interligados podem desencadear uns nos outros. Com a realização desse trabalho, ficam bastante evidenciadas para o discente a importância de projetos claros para que todos os outros que dependam do anterior não tenham dificuldade de serem realizados. Além disso, evidencia-se a importância na busca de fontes confiáveis e

assertivas para a realização dos projetos, como as NBRs utilizadas durante todo esse trabalho livros de autores de renome em suas determinadas áreas, o que assegura que o projeto seja bem projetado do início ao fim. Conclui-se então que o trabalho realizado foi um passo importante para um maior entendimento sobre projetos para o discente.

6 Referências bibliográficas

ALONSO, R. U. Exercícios de fundações. 3ª edição, São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2019, 214p.

TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água. 3ª edição, São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006, 643p.

ALVA, G.M.S. Apostila "Projeto estrutural de blocos sobre estacas" Universidade Federal de Santa Maria, 2007. 22p.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2019. 33p.

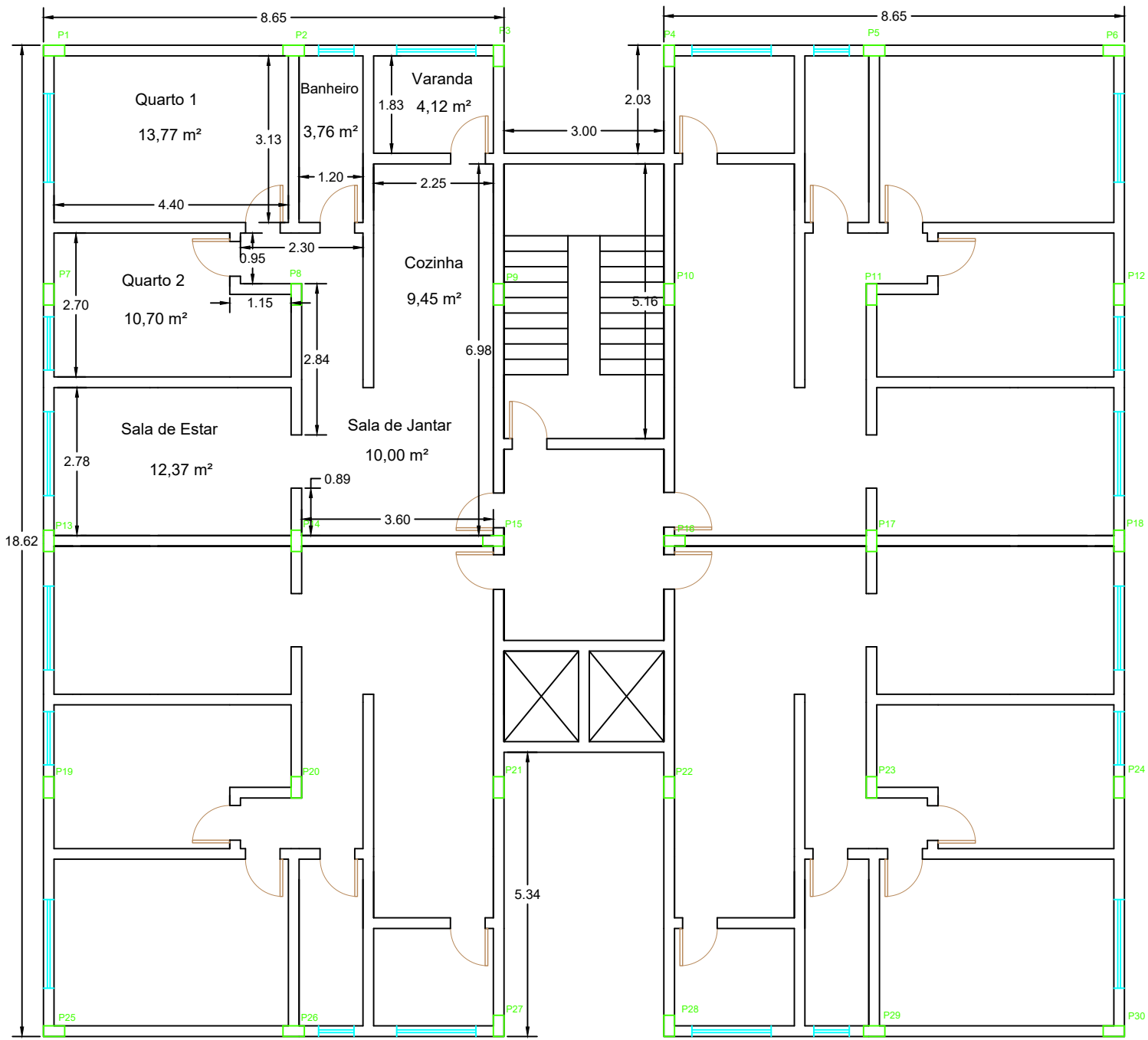
ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014. 238p.

FUSCO, P.B. Estruturas de Concreto. 1ª Edição, São Paulo: Editora Pini, 1981, 464p.

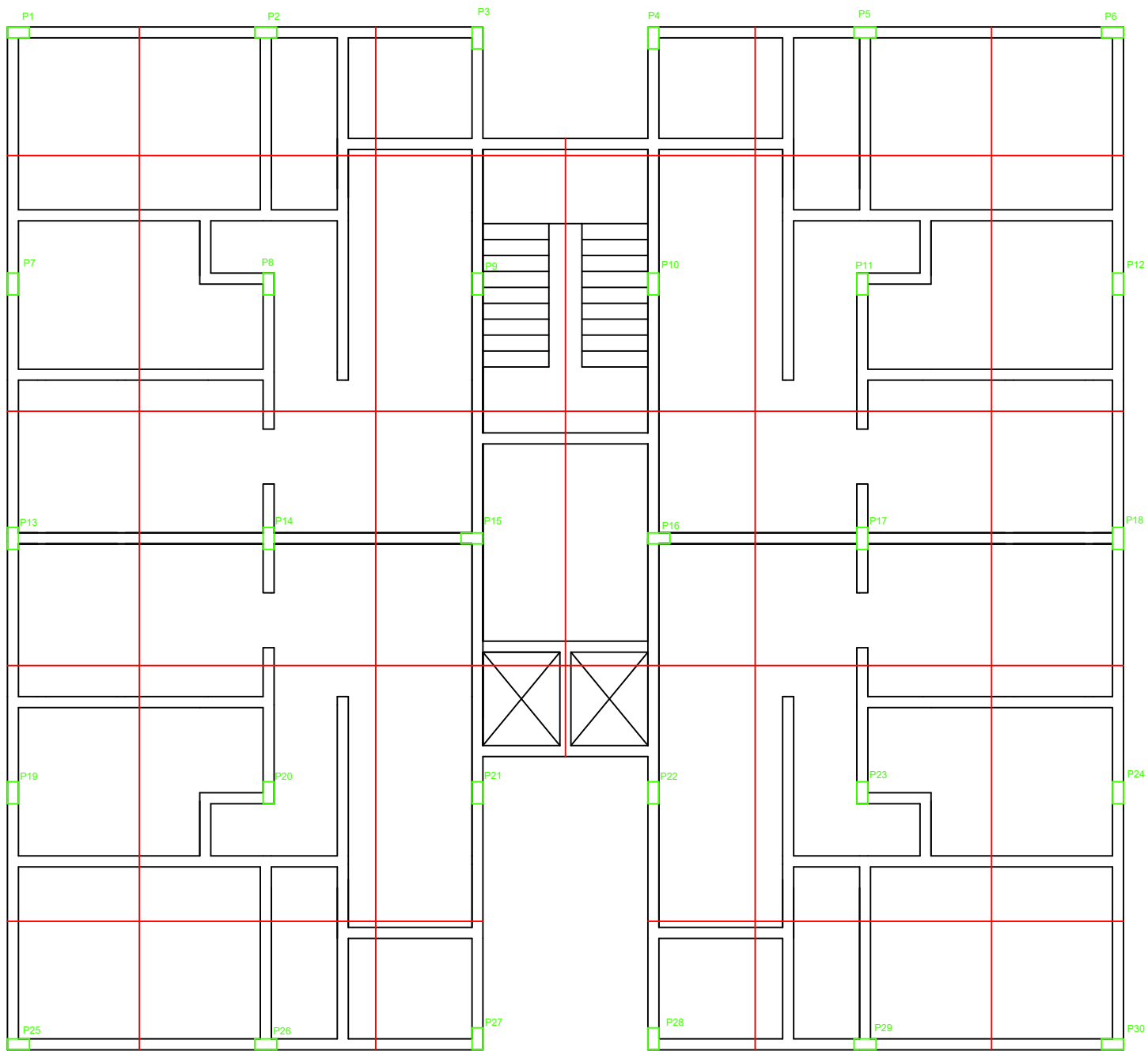
OESTE ENGENHARIA. Perfil de sondagem SPT. Araçatuba, São Paulo, 2019.

CARVALHO, R. C. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4ª edição, São Carlos: EdUFScar. 2015. 415p.

Anexo A: Planta Baixa com Pilares



Anexo B: Planta Baixa com Áreas de Influência



Anexo C: Estacas, Blocos, Cintas e Detalhamento da Armadura Principal

