

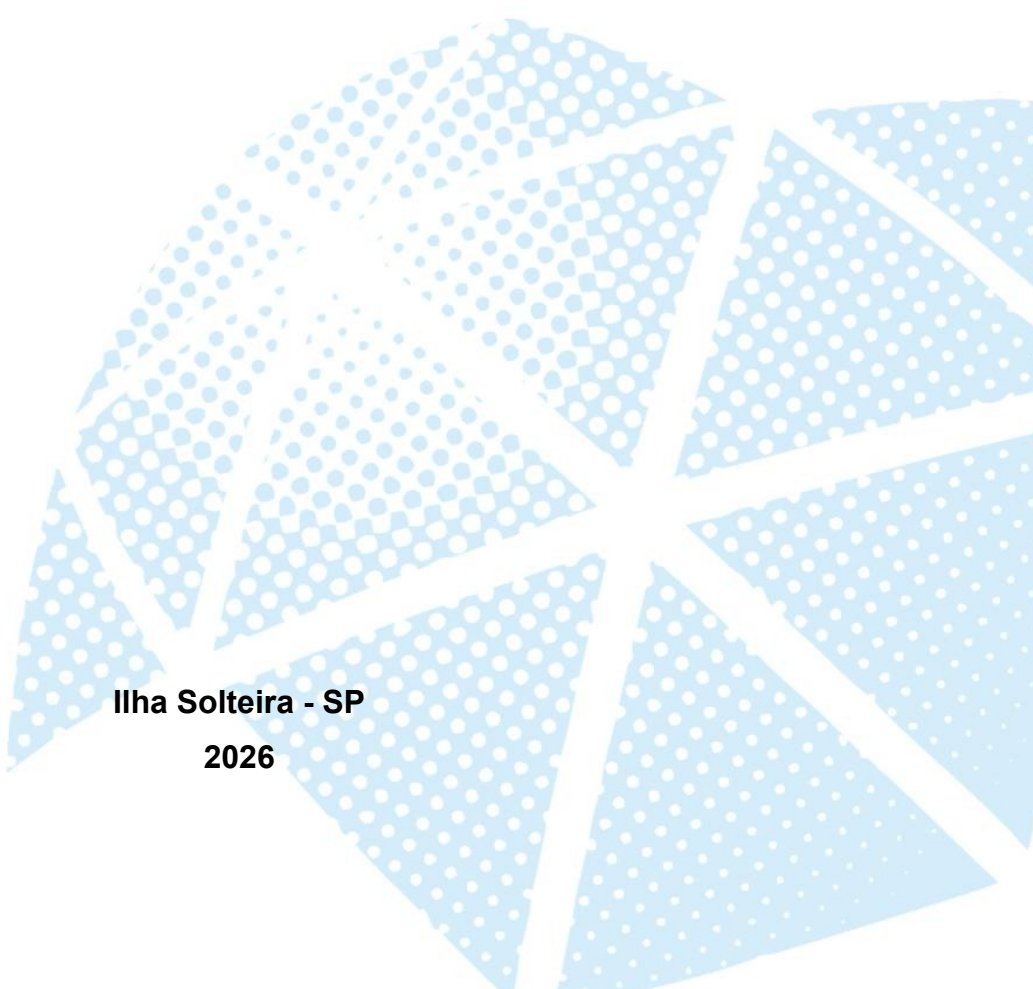
**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

LUCCA FERNANDES

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 20 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO
JOSÉ DO RIO PRETO (SP)**

Ilha Solteira - SP

2026



LUCCA FERNANDES

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 20 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO JOSÉ
DO RIO PRETO (SP)**

Trabalho de conclusão de curso
apresentada à Universidade
Estadual Paulista (UNESP),
Faculdade de Engenharia, Ilha
Solteira, para obtenção do título de
Grau acadêmico em Engenharia
Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Adriano
Souza

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

F363p Fernandes, Lucca.
Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício residencial de 20 pavimentos na cidade de São José do Rio Preto (SP) / Lucca Fernandes. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2026
110 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2026

Orientador: Adriano Souza

Inclui bibliografia

1. Fundações profundas. 2. Estaca hélice contínua. 3. Sondagem SPT. 4. Capacidade de carga. 5. Blocos de coroamento. 6. Engenharia civil.

LUCCA FERNANDES

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 20 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO JOSÉ DO
RIO PRETO (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” Faculdade de Engenharia, Câmpus de Ilha Solteira, para obtenção do título de Engenheiro Civil

Aprovado em: 06/07/2026

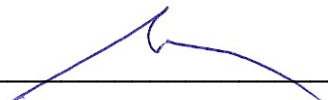
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Adriano Souza (Orientador)
UNESP - Faculdade de Engenharia - Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Artur Pantoja Marques (Examinador)
UNESP - Faculdade de Engenharia - Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara (Examinador)
UNESP - Faculdade de Engenharia - Campus de Ilha Solteira

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta importante etapa da minha vida, expresso minha sincera gratidão a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho e para minha formação como engenheiro civil.

Primeiramente, agradeço a Deus, por me conceder força, saúde e perseverança para enfrentar os desafios ao longo dessa caminhada, permitindo que eu chegasse até este momento.

À minha família, deixo meu mais profundo agradecimento pelo amor, incentivo e apoio incondicional durante toda a graduação. Vocês sempre acreditaram no meu potencial e foram minha maior motivação para seguir em frente, mesmo nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, professor Adriano Souza, agradeço a sua dedicação, paciência e pelos conhecimentos compartilhados ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Sua orientação foi fundamental para a realização desta pesquisa e para meu crescimento acadêmico e profissional.

Aos professores do curso de Engenharia Civil, meu reconhecimento pelos ensinamentos transmitidos durante toda a graduação. Cada disciplina, conselho e experiência contribuíram significativamente para minha formação.

Agradeço também à instituição de ensino, por proporcionar a estrutura e as oportunidades necessárias para meu desenvolvimento acadêmico, contribuindo para a construção da base que levarei para minha vida profissional.

Por fim, agradeço a todos que, direta ou indiretamente, fizeram parte desta trajetória e contribuíram para que este sonho se tornasse realidade. A conclusão deste Trabalho de Conclusão de Curso representa não apenas o encerramento de um ciclo, mas também o início de uma nova etapa, repleta de desafios, aprendizados e oportunidades.

Meu sincero obrigado a todos.

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver o projeto de fundação profunda para um edifício residencial hipotético de 20 pavimentos localizado no município de São José do Rio Preto, estado de São Paulo, utilizando estacas hélice contínua como solução de fundação. Inicialmente, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre fundações profundas, interação solo-estrutura, ensaio de sondagem à percussão (SPT), capacidade de carga e critérios para seleção de fundações. Em seguida, procedeu-se à caracterização geotécnica do terreno por meio da interpretação dos resultados do ensaio SPT, fornecendo os parâmetros necessários ao dimensionamento das estacas. Para a determinação da capacidade de carga foram aplicados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), permitindo a comparação entre os resultados obtidos e a adoção da alternativa mais segura para o projeto. Posteriormente, realizou-se o dimensionamento das estacas, a definição do número de elementos por pilar, o detalhamento dos blocos de coroamento para diferentes configurações de estaqueamento e o dimensionamento das vigas cinta, em conformidade com as normas técnicas vigentes. Os resultados demonstraram que a utilização de estacas hélice contínua apresentou desempenho satisfatório quanto à capacidade resistente, segurança estrutural e adequação às condições geotécnicas do terreno, evidenciando a viabilidade da solução adotada para edificações de múltiplos pavimentos. Conclui-se que a aplicação dos métodos semiempíricos associados aos dados de sondagem SPT constitui uma ferramenta eficiente para o dimensionamento de fundações profundas, proporcionando confiabilidade ao projeto e contribuindo para a segurança, estabilidade e racionalização das obras de engenharia civil.

Palavras-chave: Fundações profundas. Estaca hélice contínua. Sondagem SPT. Capacidade de carga. Blocos de coroamento. Engenharia civil.

ABSTRACT

This study aimed to develop the deep foundation design for a hypothetical 20-story residential building located in the city of São José do Rio Preto, São Paulo State, Brazil, using continuous flight auger (CFA) piles as the foundation solution. Initially, a literature review was conducted on deep foundations, soil-structure interaction, the Standard Penetration Test (SPT), bearing capacity, and foundation selection criteria. Subsequently, the geotechnical characterization of the site was carried out through the interpretation of SPT results, providing the parameters required for pile design. To determine the bearing capacity of the piles, the semi-empirical methods proposed by Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978) were applied, allowing the comparison of the obtained results and the selection of the safest design alternative. Subsequently, the piles were designed, the required number of piles for each column was determined, pile caps were detailed for different pile group configurations, and tie beams were designed in accordance with the applicable technical standards. The results demonstrated that the use of continuous flight auger piles provided satisfactory performance in terms of bearing capacity, structural safety, and suitability to the site's geotechnical conditions, confirming the feasibility of the adopted solution for multi-story buildings. It was concluded that the application of semi-empirical methods combined with SPT data constitutes an efficient approach for the design of deep foundations, ensuring reliability, safety, stability, and optimization of civil engineering projects.

Keywords: Deep foundations. Continuous flight auger piles. Standard Penetration Test (SPT). Bearing capacity. Pile caps. Civil engineering.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esforços atuantes em uma fundação rasa (sapata)	19
Figura 2 - Comportamento de ponta: fundação profunda (estaca)	20
Figura 3- Comportamento de atrito: fundação profunda (estaca)	21
Figura 4 - Comportamento misto: fundação profunda (estaca)	21
Figura 5 - Dimensionamento dos Blocos de Fundação.....	24
Figura 6 - Sapatas de altura constante (a) e altura variável (b)	25
Figura 7 - Exemplificação das disposições e geometria das sapatas	25
Figura 8 - Representação de um tubulão a céu aberto.	27
Figura 10 – Estacas pré-moldadas de concreto	30
Figura 11 – Estaca tipo Strauss.	31
Figura 12 – Estaca do tipo Franki Standard	32
Figura 13 – Estaca metálica (seção transversal)	34
Figura 14 - Tipo de Fundação: Metálica (seção longitudinal)	34
Figura 15 - Tipo de Fundação: Madeira	35
Figura 17 - Esquema de execução da estaca hélice contínua.	38
Figura 17 - Disposição para duas e três estacas respectivamente.....	41
Figura 18 - Disposição para quatro estacas	41
Figura 20 - Disposição para seis estacas	42
Figura 21 - Disposição para sete estacas	42
Figura 22 - Disposição para oito estacas	43
Figura 23 - Dimensão mínima do centro da estaca até a face externa do bloco.	44
Figura 24 - Esquema representativo das dimensões do bloco para uma estaca.	45
Figura 25 - Armadura do bloco de coroamento sobre duas estacas.....	45
Figura 26 - Esquema representativo das dimensões do bloco para duas estacas	46
Figura 27 - Dimensionamento da biela, na base do pilar e no topo da estaca .	46
Figura 28 - Armadura do bloco de coroamento sobre duas estacas.....	47
Figura 30 - Armadura do bloco de coroamento sobre três estacas	48
Figura 31 - Dimensionamento do bloco de coroamento sobre quatro estacas.	49
Figura 32 - Tipos de armaduras do bloco de coroamento sobre quatro estacas	49
Figura 33 - Armadura do bloco de coroamento sobre quatro estacas	50
Figura 35 - Ensaio SPT	51

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Especificações dos equipamentos para instalação das estacas do tipo hélice-contínua	39
Tabela 2 - Características das estacas tipo hélice contínua	40
Tabela 3 - Valores de F_1 e F_2	55
Tabela 4 - Valores de “k” e “ α ”	56
Tabela 5 - Diâmetro e carga admissível da estaca	56
Tabela 6 - Valores de α	58
Tabela 7 - Valores das resistências dos solos (C)	58
Tabela 8 - Valores de β	59
Tabela 9 - Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas com seção transversal retangular	87
Tabela 10 – Informações sobre a estaca do tipo hélice-contínua	88
Tabela 11 – Dimensão dos pilares	88
Tabela 12 – Fatores de conversão e resistência dos solos	89
Tabela 13 – Fatores de correção	89
Tabela 14 – Cargas admissíveis	89
Tabela 15 – Resultados do dimensionamento e limites da capacidade de carga	89
Tabela 16 – Coeficientes de ponta, atrito lateral e resistência do solo	90
Tabela 17 - Resultados do dimensionamento e limites da capacidade de carga	90
Tabela 18 – Áreas de influência e cargas dos pilares	92
Tabela 19 – Número total de estacas e por pilar	93
Tabela 20 – Organização das estacas por pilar	94
Tabela 21 – Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 1)	95
Tabela 22 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 2)	95
Tabela 23 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 3)	95
Tabela 24 – Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão	96
Tabela 25 – Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura	96
Tabela 26 – Verificação das bielas	97
Tabela 27 – Dimensionamento das armaduras principais	97
Tabela 28 – Dimensionamento das armaduras complementares	97
Tabela 29 – Dimensionamento do comprimento de ancoragem	98
Tabela 30 – Informações para o dimensionamento do bloco sobre três estacas (parte 1)	98
Tabela 31 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre três estacas (parte 2)	98

Tabela 32 - Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão	99
Tabela 33 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura	99
Tabela 34 – Verificação das bielas	100
Tabela 35 - Dimensionamento das armaduras principais	100
Tabela 36 - Dimensionamento das armaduras complementares (parte 1)	100
Tabela 37 - Dimensionamento das armaduras complementares (parte 2)	100
Tabela 38 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 1)	101
Tabela 39 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 2)	101
Tabela 40 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 3)	101
Tabela 41 – Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão	102
Tabela 42 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura	102
Tabela 43 – Verificações das bielas	102
Tabela 44 - Dimensionamento das armaduras principais	103
Tabela 45 - Dimensionamento das armaduras complementares e seus espaçamentos	103
Tabela 46 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura	103
Tabela 47 – Dimensionamento da armadura da viga	103

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
2. OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO GERAL	17
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1 FUNÇÃO DAS FUNDAÇÕES	18
3.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	18
3.3 FUNDAÇÃO RASA	19
3.4 FUNDAÇÃO PROFUNDA	20
3.4.1 Comportamento de Ponta ou Base	20
3.4.2 Comportamento de Atrito ou Flutuante	21
3.4.3 Comportamento Misto	21
3.5 SONDAÇÃO SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	22
3.6 CAPACIDADE DE CARGA	22
3.7 CRITÉRIOS DE ESCOLHA	22
3.8 CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES	23
3.8.1 Fundações Rasas	23
3.8.1.1 Blocos de Fundação	23
3.8.1.2 Sapatas	25
3.8.2 Fundações Profundas	26
3.8.2.1 Tubulões a céu aberto	27
3.8.2.2 Estacas	27
3.8.2.3 Estacas de Deslocamento	27
3.8.2.4 Estacas Escavadas ou de Substituição	28
3.8.3 Tipos de Estacas	29
3.8.3.1 Brocas	29
3.8.3.2 Pré-Moldadas de Concreto	30
3.8.3.3 Strauss	31
3.8.3.4 Franki	32
3.8.3.5 Metálicas	33
3.8.3.6 Madeiras	35

3.9	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	36
3.9.1	Definição	36
3.9.2	Processo Executivo.....	36
3.9.2.1	Perfuração.....	36
3.9.2.2	Concretagem.....	37
3.9.2.3	Colocação da Armação.....	37
3.9.2.4	Equipamentos	38
3.9.3	Vantagens e Desvantagens.....	39
3.9.4	Aplicações	40
3.10	DISPOSIÇÃO DAS ESTACAS.....	41
3.11	BLOCOS DE COROAMENTO	43
3.11.1	Modelos de Cálculo e Dimensionamento	43
3.11.1.1	Bloco sobre uma estaca	45
3.11.1.2	Bloco sobre duas estacas	46
3.11.1.3	Bloco sobre três estacas.....	48
3.11.1.4	Bloco sobre quatro estacas.....	49
4.	CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO E DO SOLO	50
4.1	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO	50
4.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO	51
5.	METODOLOGIA	52
5.1	MATERIAIS.....	52
5.2	MÉTODOS.....	52
5.3	DIMENSIONAMENTO	52
5.3.1	Determinação do Número de Estacas por Pilar	52
5.3.2	Cálculo da Capacidade de Carga das Estacas	53
5.3.2.1	Método Aoki e Velloso	53
5.3.2.1.1	<i>Carga de ponta, na ruptura</i>	53
5.3.2.1.2	<i>Carga de atrito lateral, na ruptura</i>	54
5.3.2.1.3	<i>Estacas com seção transversal circular:.....</i>	54
5.3.2.1.4	<i>Carga admissível das estacas.....</i>	55
5.3.2.2	Decourt e Quaresma	57
5.3.2.2.1	<i>Carga de ponta, na ruptura</i>	57

5.3.2.2.2	Carga de atrito lateral, na ruptura	58
5.3.2.2.3	Carga admissível das estacas escavadas	59
5.3.3	Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento	59
5.3.3.1	Bloco sobre uma estaca	60
5.3.3.1.1	Força de tração horizontal	60
5.3.3.1.2	Cálculo da armadura dos estribos horizontais	60
5.3.3.1.3	Cálculo das dimensões (A x B) do bloco sobre uma estaca	61
5.3.3.1.4	Cálculo da altura útil (d) do bloco sobre uma estaca..	61
5.3.3.1.5	Cálculo da altura (h) do bloco sobre uma estaca	61
5.3.3.2	Bloco sobre duas estacas	62
5.3.3.2.1	Força de tração.....	62
5.3.3.2.2	Força de compressão.....	62
5.3.3.2.3	Altura Útil (d).....	63
5.3.3.2.4	A altura (h) do bloco.....	63
5.3.3.2.5	Verificação das Bielas	64
5.3.3.2.5.1	Área da biela (Ab)	64
5.3.3.2.5.2	Base do pilar	64
5.3.3.2.5.3	Topo da estaca	65
5.3.3.2.5.4	Cálculo das tensões normais de compressão($\sigma_{cd,b}$)	65
5.3.3.2.5.4.1	No pilar.....	65
5.3.3.2.5.4.2	Na estaca.....	66
5.3.3.2.5.5	Condição de segurança.....	67
5.3.3.2.6	Dimensionamento das armaduras	67
5.3.3.2.6.1	Armadura Principal.....	67
5.3.3.2.6.2	Armaduras Complementares	68
5.3.3.2.6.3	Armadura superior.....	68
5.3.3.2.6.4	Armadura de pele (lateral) e estribos verticais em cada face lateral	68
5.3.3.2.6.5	Cálculo dos espaçamentos (s).....	69
5.3.3.2.6.5.1	Armadura lateral	69

5.3.3.2.6.5.2	<i>Estribos verticais</i>	69
5.3.3.2.6.5.3	<i>Ancoragem da Armadura Principal</i>	70
5.3.3.2.7	<i>Comprimento do Bloco</i>	70
5.3.3.3	Bloco sobre três estacas	71
5.3.3.3.1	<i>Força de tração</i>	71
5.3.3.3.2	<i>Força de compressão</i>	71
5.3.3.3.3	<i>Altura Útil (d)</i>	72
5.3.3.3.4	<i>A altura (h) do bloco</i>	72
5.3.3.3.5	<i>Verificação das Bielas</i>	73
5.3.3.3.5.1	<i>Área da biela (Ab)</i>	73
5.3.3.3.5.1.1	<i>Base do pilar</i>	73
5.3.3.3.5.1.2	<i>Topo da estaca</i>	74
5.3.3.3.5.2	<i>Condição de segurança</i>	74
5.3.3.3.6	<i>Dimensionamento das armaduras</i>	75
5.3.3.3.6.1	<i>Armadura Principal</i>	75
5.3.3.3.6.1.1	<i>Cálculo da componente da força R_s</i>	75
5.3.3.3.6.1.2	<i>Cálculo da componente da força $R's$</i>	75
5.3.3.3.6.1.3	<i>Cálculo da armadura para resistir à força $R's$</i>	76
5.3.3.3.6.2	<i>Armadura em malha</i>	76
5.3.3.3.6.3	<i>Armadura de Suspensão</i>	77
5.3.3.3.6.4	<i>Armadura de Suspensão por face</i>	77
5.3.3.3.6.5	<i>Armadura Superior</i>	78
5.3.3.3.6.6	<i>Armadura de Pele</i>	78
5.3.3.3.6.7	<i>Cálculo dos espaçamentos (s)</i>	79
5.3.3.3.6.7.1	<i>Armadura lateral</i>	79
5.3.3.4	Bloco sobre quatro estacas	79
5.3.3.4.1	<i>Força de tração</i>	79
5.3.3.4.2	<i>Força de compressão</i>	80
5.3.3.4.3	<i>Altura Útil (d)</i>	80
5.3.3.4.4	<i>A altura (h) do bloco</i>	81
5.3.3.4.5	<i>Verificação das Bielas</i>	81
5.3.3.4.5.1	<i>Área da biela (Ab)</i>	81

5.3.3.4.5.2	Base do pilar	82
5.3.3.4.5.3	Topo da estaca	82
5.3.3.4.5.4	Cálculo das tensões normais de compressão (σ_{cd}, b)	82
5.3.3.4.5.4.1	No pilar	82
5.3.3.4.5.4.2	Na estaca	83
5.3.3.4.6	Condição de segurança	84
5.3.3.4.7	Dimensionamento das armaduras	84
5.3.3.4.7.1	Armadura Principal	84
5.3.3.4.7.2	Armadura de distribuição em malha	85
5.3.3.4.7.3	Armadura de suspensão total	85
5.3.3.4.7.4	Armaduras Complementares	85
5.3.3.4.7.5	Armadura de pele por face	85
5.3.3.4.7.6	Cálculo dos espaçamentos (s)	86
5.3.3.4.7.6.1	Armadura superior	86
6.	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS CINTAS	87
7.	RESULTADOS	88
7.1	INFORMAÇÕES SOBRE A ESTACA HÉLICE-CONTÍNUA E PILARES	88
7.2	MÉTODOS	89
7.2.1	Método (Aoki e Velloso)	89
7.2.2	Método (Décourt e Quaresma)	90
7.2.3	Comparação dos métodos	90
7.3	ESTAQUEAMENTO	91
7.3.1	Carga atuante nos pilares	91
7.3.2	Número de estacas	93
7.3.3	Nomeação e organização das estacas	94
7.4	BLOCOS DE COROAMENTO	95
7.4.1	Blocos de coroamento para duas estacas	95
7.4.1.1	Informações da estaca e do bloco	95
7.4.1.2	Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre duas estacas	96
7.4.1.3	Dimensionamento da armadura do bloco	96

7.4.2	Blocos de coroamento para três estacas	98
7.4.2.1	Informações da estaca e do bloco.....	98
7.4.2.2	Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre três estacas	99
7.4.2.3	Dimensionamento da armadura do bloco	99
7.4.3	Blocos de coroamento para quatro estacas.....	101
7.4.3.1	Informações da estaca e do bloco.....	101
7.4.3.2	Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre quatro estacas	102
7.4.3.3	Dimensionamento da armadura do bloco	102
7.5	VIGAS CINTAS	103
8.	DISCUSSÃO.....	104
9.	CONCLUSÃO	105
	REFERÊNCIAS.....	106
	ANEXO A – PLANTA DA ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS PILARES	108
	ANEXO B – PLANTA BAIXA DO EDIFÍCIO	109
	ANEXO C – PLANTA DA FUNDAÇÃO (ESTACAS, BLOCOS E VIGAS CINTAS).....	110
	ANEXO D – DISPOSIÇÃO E DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO PARA 2, 3 E 4 ESTACAS	111

1. INTRODUÇÃO

O projeto versará sobre o dimensionamento das fundações para um edifício residencial de 20 pavimentos utilizando estacas hélice contínua, incluindo o detalhamento gráfico das fundações, blocos de coroamento, armaduras das fundações e vigas cinta.

Este trabalho foi desenvolvido através de dois métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), com a finalidade de compará-los e assim optar pelo mais seguro.

A escolha do tema justifica-se pela necessidade de compreender as soluções mais eficientes e adequadas de fundação para edifícios de grande porte, como o caso de um residencial de 20 andares, em uma cidade com características geológicas específicas como São José do Rio Preto (SP).

A utilização de estacas hélice contínua é uma solução moderna e frequentemente aplicada em terrenos com solos mais comprometidos e com a presença do lençol freático mais próximo da superfície do terreno, onde se faz fundamental a aplicação de métodos técnicos específicos para garantir a estabilidade e a segurança do edifício.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo desta pesquisa é o desenvolvimento do projeto de fundação para um hipotético edifício residencial de 20 pavimentos em São José do Rio Preto (SP), utilizando estacas hélice contínua.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos são:

- Dimensionar as estacas hélice contínua para o edifício de 20 pavimentos, levando em consideração as cargas atuantes e a capacidade do solo;
- Elaborar os desenhos dos blocos de coroamento, considerando os dimensionamentos estruturais e as armaduras necessárias;
- Desenvolver os projetos das vigas cinta, com detalhes das armaduras de acordo com as normas técnicas vigentes;
- Comparar os métodos utilizados para o dimensionamento das fundações.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 FUNÇÃO DAS FUNDAÇÕES

As fundações têm a função de suportar o peso da estrutura e distribuí-lo no solo apoiado.

Velloso e Lopes (2011) comentam que as fundações são divididas em dois grupos, sendo elas as fundações superficiais (ou diretas ou rasas) e as fundações profundas. Utilizam definição da NBR 6122 (ABNT, 2022), denominando fundações profundas aquelas que possuem as bases a uma profundidade igual ou maior do que duas vezes a sua menor dimensão.

Neste trabalho, será analisada a utilização da estaca tipo hélice-contínua escavada, classificada como uma fundação profunda.

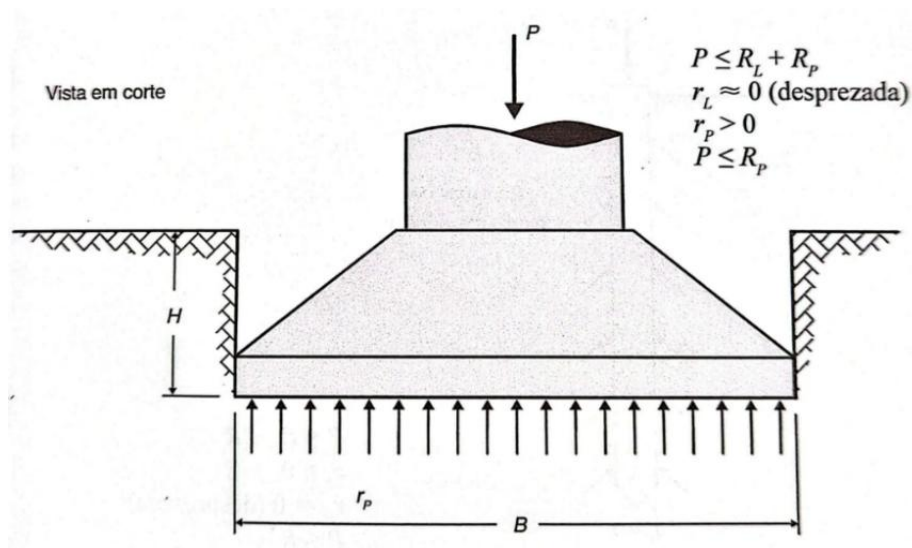
3.2 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O comportamento da fundação está diretamente ligado às características do solo e do processo executivo que foi instalado o elemento estrutural. De modo geral, uma fundação sofre influência da resistência lateral e de ponta ou de base, podendo variar a direção e o sentido das forças que nela atuam (ALBUQUERQUE e GARCIA, 2020).

3.3 FUNDAÇÃO RASA

Albuquerque e Garcia (2020) destacam que a interação entre solo e estrutura em fundações rasas, a resistência lateral é desprezada, pelo fato de sua imobilização ser incerta e por prováveis infiltrações de água, podendo interferir diretamente na aderência entre o solo e a estrutura. Já a resistência de ponta possui área de contato considerável, sendo denominada também como resistência de base (Figura 1).

Figura 1 - Esforços atuantes em uma fundação rasa (sapata)



Fonte: Albuquerque e Garcia (2022).

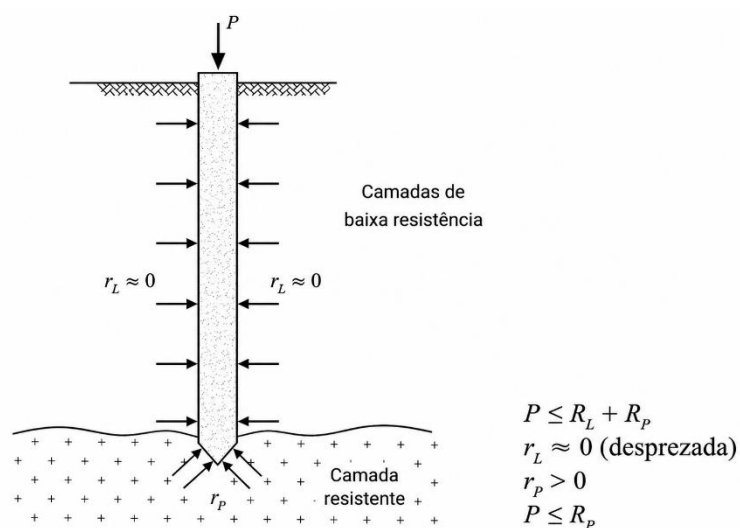
3.4 FUNDAÇÃO PROFUNDA

Albuquerque e Garcia (2022) definem que em fundações profundas, a interação entre solo e estrutura pode ser classificada em três tipos, sendo eles:

3.4.1 Comportamento de Ponta ou Base

É predominante em elementos estruturais que atravessam camadas de solo pouco resistentes, insuficientes para causar atrito nas laterais e apoiando-se em um horizonte resistente. Alguns exemplos são os tubulões e estacas (ALBUQUERQUE e GARCIA, 2022) mostrados na Figura 2.

Figura 2 - Comportamento de ponta: fundação profunda (estaca)

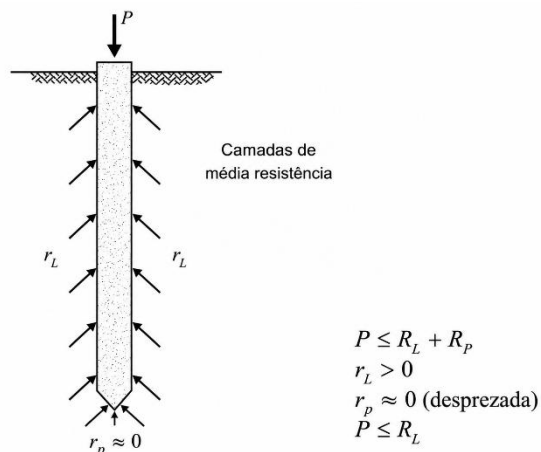


Fonte: Albuquerque e Garcia (2022).

3.4.2 Comportamento de Atrito ou Flutuante

Em alguns casos, a resistência de atrito é a mais trabalhada pelo elemento estrutural, e assim, a resistência de ponta é desconsiderada (ALBUQUERQUE e GARCIA, 2022).

Figura 3- Comportamento de atrito: fundação profunda (estaca)

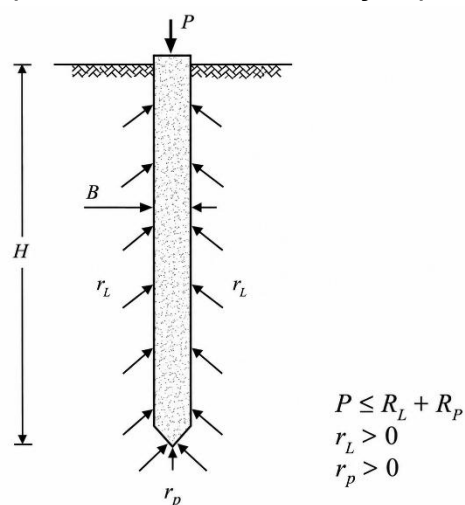


Fonte: Albuquerque e Garcia (2022).

3.4.3 Comportamento Misto

Albuquerque e Garcia (2022) definem como sendo a ocorrência da resistência de ponta e resistência de atrito atuando na fundação (Figura 4).

Figura 4 - Comportamento misto: fundação profunda (estaca)



Fonte: Albuquerque e Garcia (2022).

3.5 SONDAGEM SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2023), é definido como um método de ensaio em que se determina o índice de resistência à penetração do solo. Este procedimento consiste na perfuração e cravação de um amostrador padrão, a cada metro, determinando o tipo de solo e seu índice de resistência, além de identificar o nível do lençol freático.

3.6 CAPACIDADE DE CARGA

Velloso e Lopes (2011) relatam que diversos métodos foram desenvolvidos para dimensionar a capacidade de carga de um solo analisado. Para este estudo, será destacado os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), que fazem uso dos ensaios SPT, o qual serão utilizados para o desenvolvimento do trabalho.

3.7 CRITÉRIOS DE ESCOLHA

Alonso (2010) define que antes de escolher o tipo de fundação é necessário observar:

- as características do solo em que a fundação será executada;
- se há construções vizinhas e quais suas respectivas fundações;
- as quantidades de carga que serão transmitidas para a fundação;
- os tipos de fundações disponíveis no mercado.

Alonso (2010) comenta que esses fatores podem influenciar diretamente no desempenho e na estabilidade da fundação implementada. Assim, a fundação é escolhida pelo critério de eliminação, visando atender a todos os requisitos e buscando pela opção mais econômica.

Em estruturas de concreto armado que têm como finalidade a construção de residências e escritórios, o valor médio adotado por pavimento é de 12 kPa (ALONSO, 2010).

3.8 CLASSIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Velloso e Lopes (2011) registram que as fundações são divididas em dois grupos, sendo elas as fundações superficiais (ou diretas ou rasas) e as fundações profundas.

Falconi (2019) complementa que as fundações também são classificadas em rasas e profundas, porém podendo ser utilizadas em conjunto, sendo assim denominadas como mistas.

3.8.1 Fundações Rasas

Alonso (2010) enfatiza que as fundações rasas são definidas como aquelas que recebem a carga proveniente da infraestrutura ao solo e distribuindo as pressões na sua base. Sendo classificadas em dois grupos: blocos e sapatas.

Outra característica a se considerar, é a de que a fundação do tipo rasa se torna vantajosa quando a área a ser ocupada pela fundação estiver entre 50% a 70% da área disponível.

Geralmente, se deve evitar o uso deste tipo de fundação em aterros não compactados, solos com predominância de argila mole, locais com areia fofa e muito fofa e em zonas com presença de água, tornando economicamente inviável o rebaixamento do lençol freático.

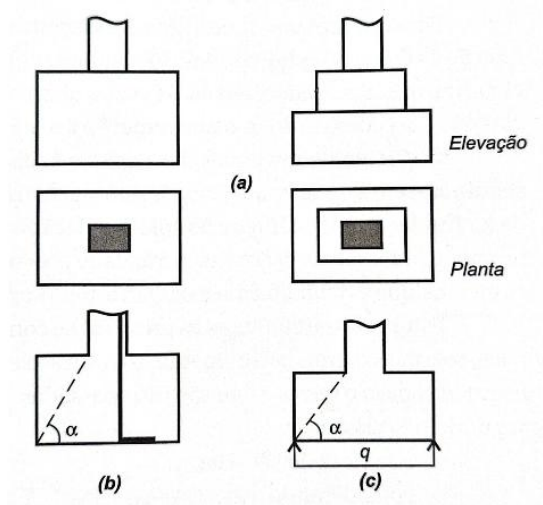
3.8.1.1 Blocos de Fundação

Velloso e Lopes (2011) comentam que os blocos de fundação possuem alta rigidez. Com isso, não é necessária uma análise posterior da flexibilidade da fundação, em relação à interação solo-fundação.

Para o dimensionamento estrutural dos blocos de fundação, não se faz uso da armação horizontal para flexão. Logo, as máximas tensões de tração atuantes na base do bloco, devem ser inferiores às ações de tração do concreto, atendendo assim, os parâmetros de segurança em relação ao cisalhamento.

A Figura 5 apresenta detalhes do dimensionamento de blocos.

Figura 5 - Dimensionamento dos Blocos de Fundação



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

No dimensionamento da altura do bloco, deve-se permitir que os ferros do pilar fiquem ancorados.

Os blocos de fundação podem ser utilizados para suportar grandes cargas, porém devido à sua elevada profundidade escavada para suportar a carga estabelecida, pode ocorrer o encontro com o nível d'água, tornando inviável sua aplicabilidade.

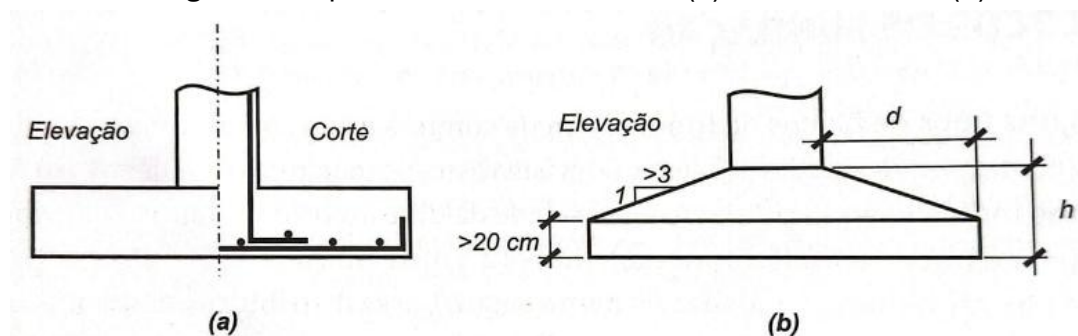
Outro fator, seria o grande volume de concreto, tornando-o menos vantajoso se compara às sapatas.

3.8.1.2 Sapatas

Velloso e Lopes (2011) comentam que as sapatas podem ter diversas configurações, variando de retângulos, círculos até polígonos irregulares.

Podendo ter diferentes alturas, com isso, influenciando no gasto de concreto e obtendo uma considerável economia em sapatas de maiores dimensões (Figura 6).

Figura 6 - Sapatas de altura constante (a) e altura variável (b)

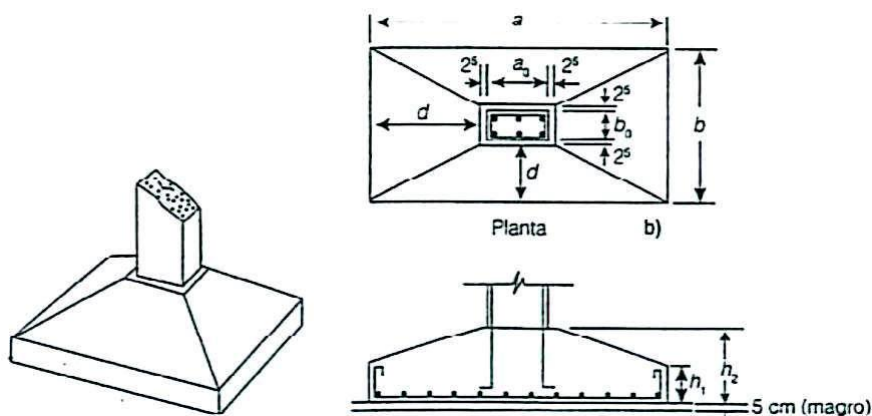


Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Alonso (2010) destaca que as sapatas se caracterizam como elementos de fundação realizados em concreto armado, com altura menor do que em relação à sua base alargada, tendo melhor desempenho quanto à flexão.

A figura 7 apresenta as medidas e proporções a serem adotadas no dimensionamento das sapatas.

Figura 7 - Exemplificação das disposições e geometria das sapatas



Fonte: Alonso, 2010.

3.8.2 Fundações Profundas

Utilizando a definição da NBR 6122 (ABNT, 2022), denominando fundações profundas aquelas que possuem as bases a uma profundidade igual ou maior do que duas vezes a sua menor dimensão.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que a fundação profunda transmite as cargas através de três formas: através da base, superfície lateral ou pela combinação de ambas. Para ser denominada fundação profunda, esta precisa de uma profundidade igual ou maior do que dobro do tamanho de sua menor dimensão na planta, sendo o mínimo equivalente a três metros.

As fundações profundas são divididas em: estacas, tubulões e caixões. Onde dentro destas classes, possuem diversos tipos, os quais serão exemplificados posteriormente (VELLOSO e LOPES, 2011).

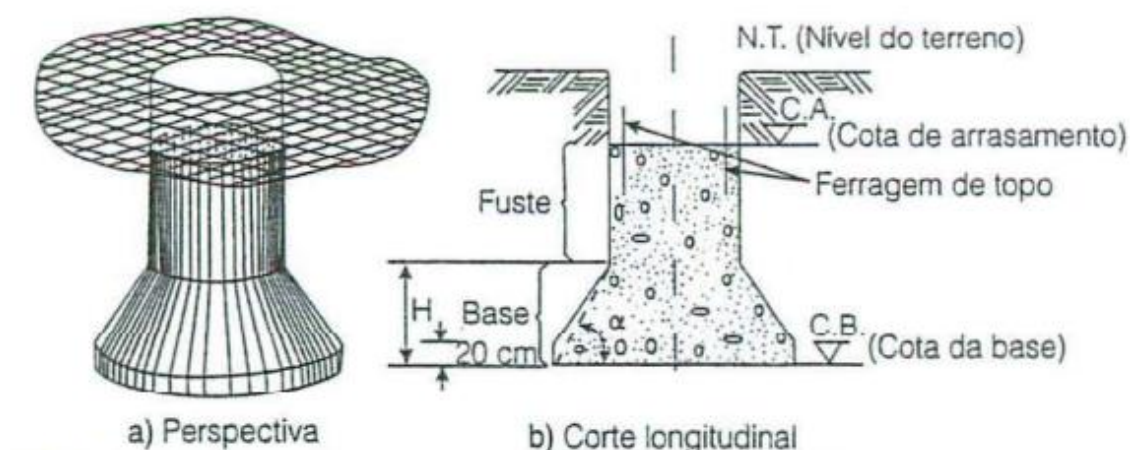
A diferença das estacas para os caixões e tubulões, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), se dá pelo processo de execução, onde são utilizados apenas equipamentos ou ferramentas, não ocorrendo descida de operários no seu interior.

Já o tubulão, possui um formato cilíndrico, enquanto o caixão tem como característica a forma de um prisma, sendo assim, diferenciados pela geometria, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022).

3.8.2.1 Tubulões a céu aberto

São elementos estruturais de fundação formados através da concretagem de um poço aberto no terreno e comumente dotado de base alargada. É executado rebaixado ou acima do nível da água natural. Em alguns casos especiais, executa-se em solos saturados, apenas na possibilidade de bombeamento da água, evitando o risco de desmoronamento (ALONSO, 2010) (Figura 8)

Figura 8 - Representação de um tubulão a céu aberto.



Fonte: Alonso (2010).

3.8.2.2 Estacas

Falconi (2019) classifica as estacas dividindo-as em dois grupos, sendo eles estacas de deslocamento e estacas escavadas.

3.8.2.3 Estacas de Deslocamento

Falconi (2019) define como estacas introduzidas de maneira em que não ocorre a remoção do solo.

3.8.2.4 Estacas Escavadas ou de Substituição

Falconi (2019) afirma as estacas escavadas são aquelas executadas no local, por meio da perfuração do terreno. Tal processo é realizado com a remoção do material, podendo ser realizada com ou sem revestimento e com ou sem fluido estabilizante.

O Quadro 1 demonstra uma tabela de classificação dos tipos de execução e estacas, para uma melhor visualização e entendimento.

Quadro 1 - Classificação dos tipos de estacas

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raiz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

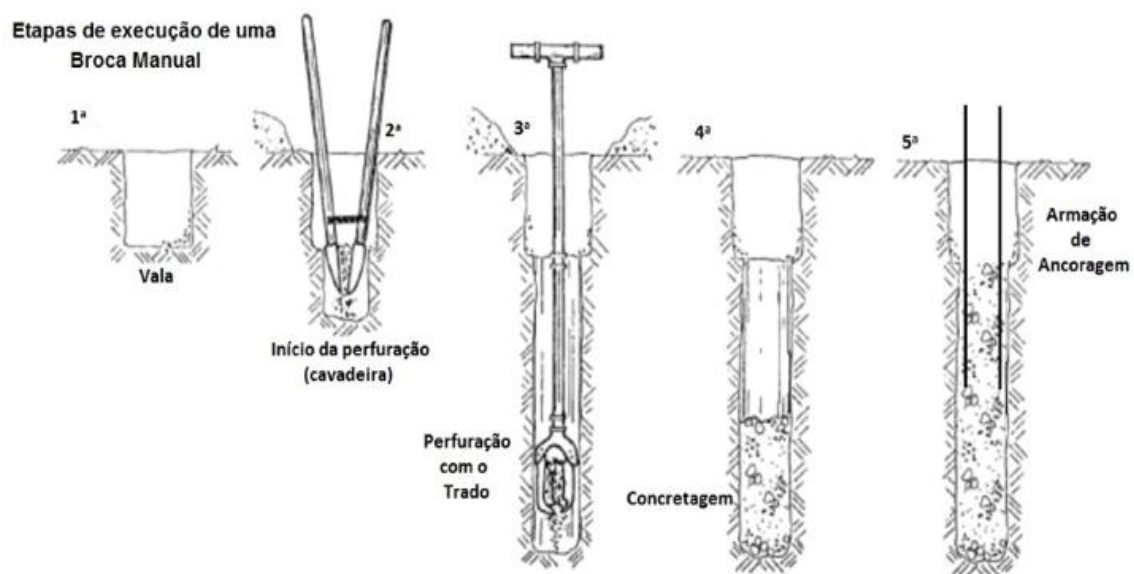
Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.8.3 Tipos de Estacas

3.8.3.1 Brocas

Falconi (2019) aponta que as brocas são utilizadas para pequenas cargas (50 a 100 kN), acima do nível d'água, com diâmetros entre (15 e 25 cm) e comprimento por volta de 3 metros (Figura 9).

Figura 9 - Esquema de execução da estaca Broca.



Fonte: Sondarello Engenharia (2026).

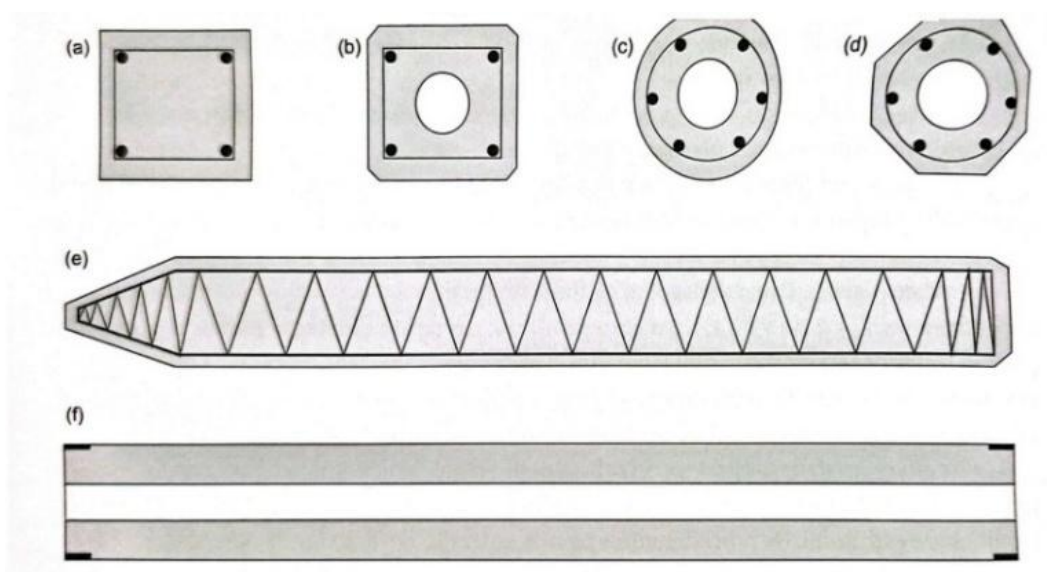
3.8.3.2 Pré-Moldadas de Concreto

Velloso e Lopes (2011) salientam que sua faixa de carga variando entre 200 e 1500 kN, é recomendada para terrenos com camadas de pedregulho, presença de blocos de rochas soltos ou onde as previsões da cota de ponta são variáveis e sem regiões de comprimento constante, como em solos residuais, por exemplo.

Outra situação em que não é indicado o uso da fundação tipo pré-moldada de concreto, é quando se encontra próxima de construções em estado precário, pois as próprias vibrações ocasionadas pelo processo de instalação destas fundações, podem vir a danificar e causar problemas (VELLOSO e LOPES, 2011).

A Figura 10 apresenta a estaca pré-moldada de concreto e suas diversas seções transversais, tanto maciças quanto vasadas.

Figura 9– Estacas pré-moldadas de concreto



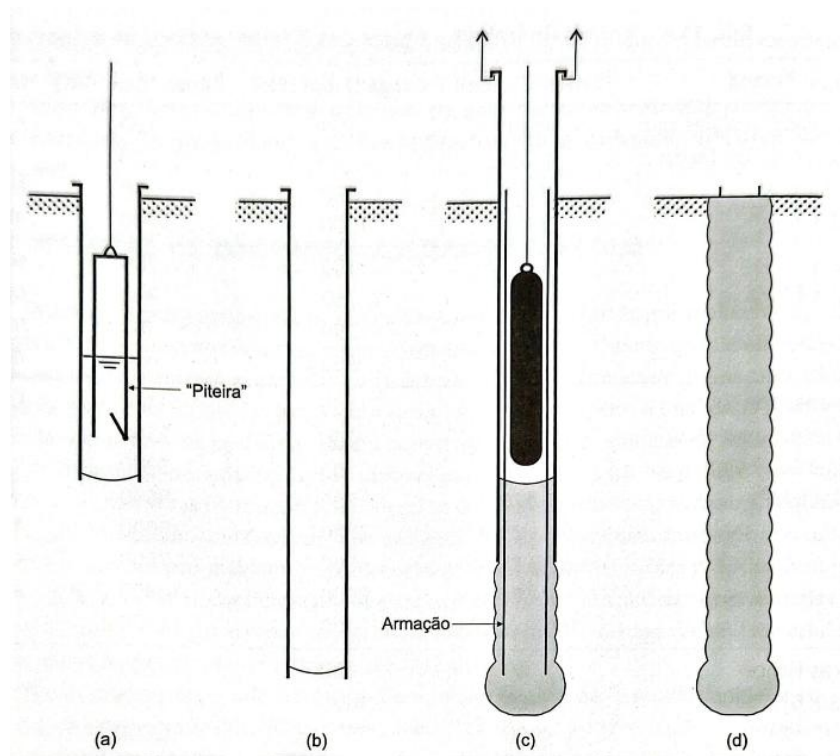
Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.8.3.3 Strauss

Alonso (2010) registra que as estacas do tipo Strauss suportam cargas entre 200 e 800 kN, e que possuem a característica de não provocar vibrações, e assim, evitando danos às estruturas próximas. Não é indicado a execução destas estacas em solos arenosos e abaixo do nível d'água e podendo impedir a concretagem, devido à maior dificuldade da secagem da água dentro dos tubos. Outro solo em que não é utilizado é o argiloso, pois pode ocorrer o estrangulamento do fuste no processo de concretagem (VELLOSO e LOPES, 2011).

A execução das estacas tipo Strauss é mostrada na Figura 11.

Figura 10 – Estaca tipo Strauss.

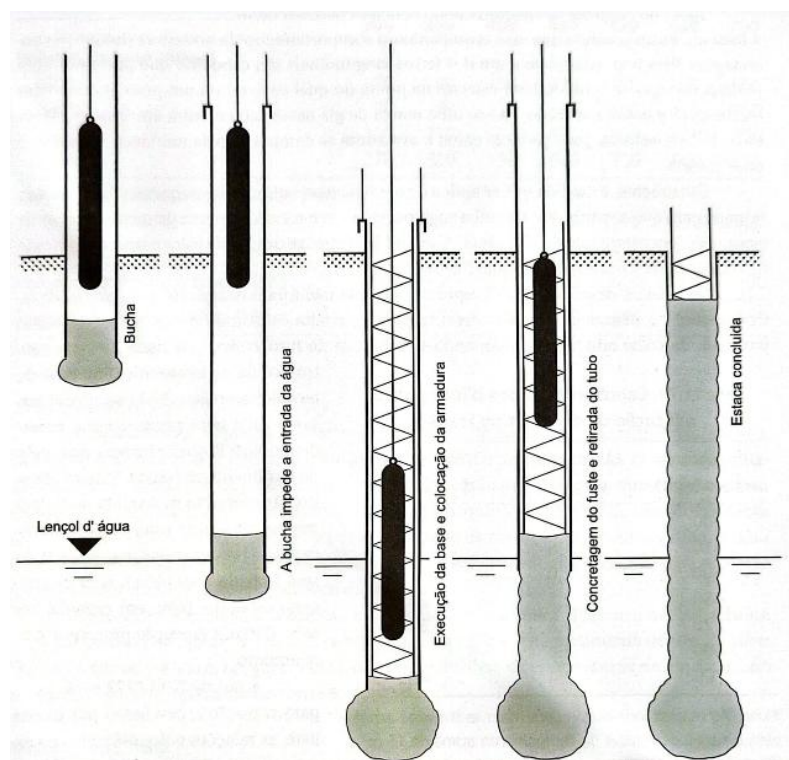


Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

3.8.3.4 Franki

Desenvolvidas pelo engenheiro belga Edgar Frankignoul em torno de 1910, ganhou destaque pela sua qualidade, custo-benefício e por deter um comprimento menor do que o usual, devido a sua base ser alargada e concretagem no comprimento necessário apenas (VELLOSO e LOPES, 2011) (Figura 12).

Figura 11 – Estaca do tipo Franki Standard



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

Velloso e Lopes (2011) comentaram devido às vibrações ocasionadas pela instalação da fundação, este tipo de estaca perdeu espaço em centros urbanos.

Diversas outras variantes da estaca tipo Franki foram desenvolvidas, porém devido à quantidade e por não ser o foco desse trabalho, não será aprofundado.

3.8.3.5 Metálicas

Velloso e Lopes (2011) relatam que as estacas metálicas possuem diversas formas e perfis, podendo estes ser isolado ou associado. Com isso, possuem diversas vantagens e desvantagens.

Vantagens:

- Seções transversais com várias formas e dimensões, possibilitando maior adaptação para diversos casos de aplicação.
- Peso relativamente pequeno e alta resistência na compressão, tração e flexão, além do fácil transporte e manipulação.
- Fácil cravação das estacas em comparação às de madeira e concreto pré-moldado.
- Boa manutenção e alteração, podendo ser ajustada a partir de cortes, sendo reaproveitados posteriormente em prolongamentos de outras estacas metálicas.
- Em casos especiais, podem se utilizar aços resistentes à corrosão.

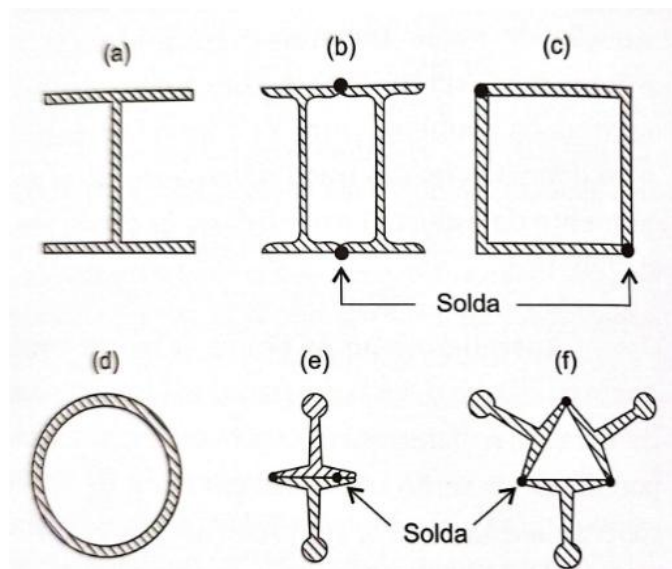
Desvantagens:

- Custo elevado no Brasil.
- Corrosão.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que as estacas de aço total e permanentemente enterradas, independente do lençol freático, estão dispensadas de tratamento especial e desde que seja levada em consideração a espessura de sacrifício.

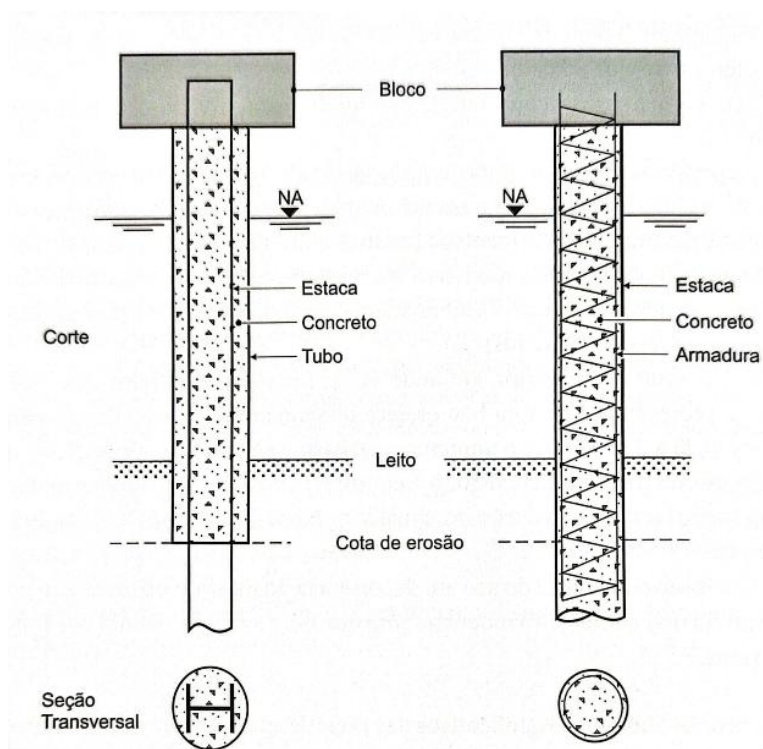
A Figura 13 apresenta perfis de aço simples e composto, com seções transversais variadas, já a Figura 14 mostra os tipos de estacas metálicas.

Figura 12 – Estaca metálica (seção transversal)



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

Figura 13 - Tipo de Fundação: Metálica (seção longitudinal)



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

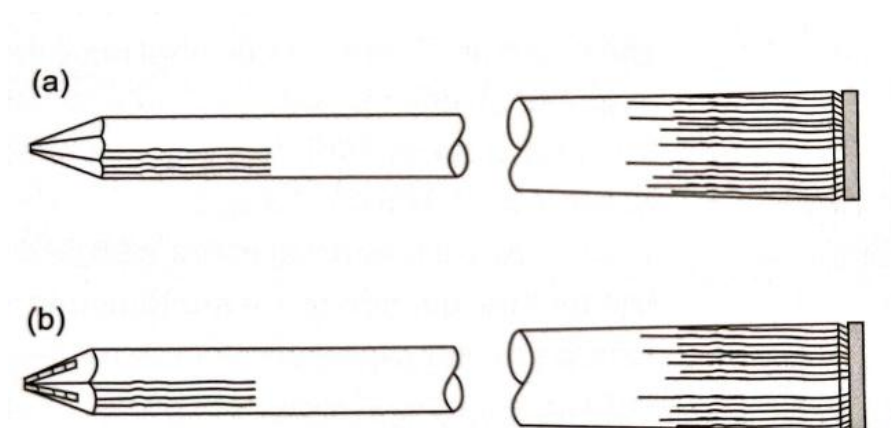
3.8.3.6 Madeiras

Velloso e Lopes (2011) relatam que são constituídas por troncos retilíneos, com preparação das extremidades para cravação, limpeza da superfície lateral e em casos de obras de longa duração, faz-se uso da aplicação de produtos que preservem a madeira.

Possuem a característica de duração ilimitada se mantidas permanentemente debaixo d'água. Em geral, estão sujeitas a variações de umidade e secura, sendo destruídas rapidamente. São vantajosas em questão de seu manuseio, corte, preparação para cravação e após (VELLOSO e LOPES, 2011).

A Figura 15 define os tipos de estacas de madeira, sendo a primeira estaca do item (a), sem o reforço de ponta, enquanto a segunda estaca do item (b), possui o reforço de ponta.

Figura 14 - Tipo de Fundação: Madeira



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

3.9 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

3.9.1 Definição

A NBR 6122 (ABNT, 2022) determina que as estacas do tipo hélice contínua sejam classificadas como de concreto moldada “in loco”. Sua execução é realizada por um trado helicoidal contínuo que rotaciona, penetrando no solo, após atingir a profundidade pré-dimensionada, retira-se o trado lentamente e injetando o concreto através do tubo central e de forma simultânea. Por fim, a armação é posicionada após a concretagem total da estaca.

3.9.2 Processo Executivo

O processo executivo é dividido em três etapas (perfuração; concretagem; armação), as quais serão abordadas a seguir.

3.9.2.1 Perfuração

Falconi (2019) aponta que o primeiro passo é cravar a hélice no local até a profundidade estabelecida no projeto. Para isso, é posicionada uma mesa rotativa, no topo da hélice, e em seguida aplica-se um torque para que esta, tenha a capacidade de vencer a resistência do solo e perfurá-lo.

O equipamento é composto pela haste, que possui um tubo central que é envolto pela hélice espiral e na sua parte inferior é onde estão os dentes responsáveis pela perfuração (FALCONI, 2019).

Falconi (2019) esclarece que por ser uma operação que ocorre de forma contínua, é possível que seja aplicada em solos coesivos e arenosos, além de não depender do nível do lençol freático. Tem produtividade média de 150 a 400 metros por dia e podendo variar dependendo do tipo de hélice utilizada, a resistência do solo a ser perfurado, a profundidade da estaca a ser escavada e o torque do equipamento utilizado.

3.9.2.2 Concretagem

Após atingida a profundidade de projeto, o concreto é bombeado pelo tubo central preenchendo de forma simultânea o espaço deixado pela hélice, sendo retirada sem rotacionar para terrenos em geral e apenas em terrenos arenosos, ela é removida girando lentamente (FALCONI, 2019).

Falconi (2019) reforça que é necessário que a velocidade de remoção da estaca seja feita de acordo com a pressão e o consumo de concreto, evitando a formação de vazios no concreto e consequentemente possíveis estrangulamentos e seccionamentos do fuste da estaca. Após a remoção da estaca, é realizada a limpeza do solo acumulado nas hélices, podendo ser feita de modo manual, com auxílio de uma pá ou por um limpador hidráulico.

3.9.2.3 Colocação da Armação

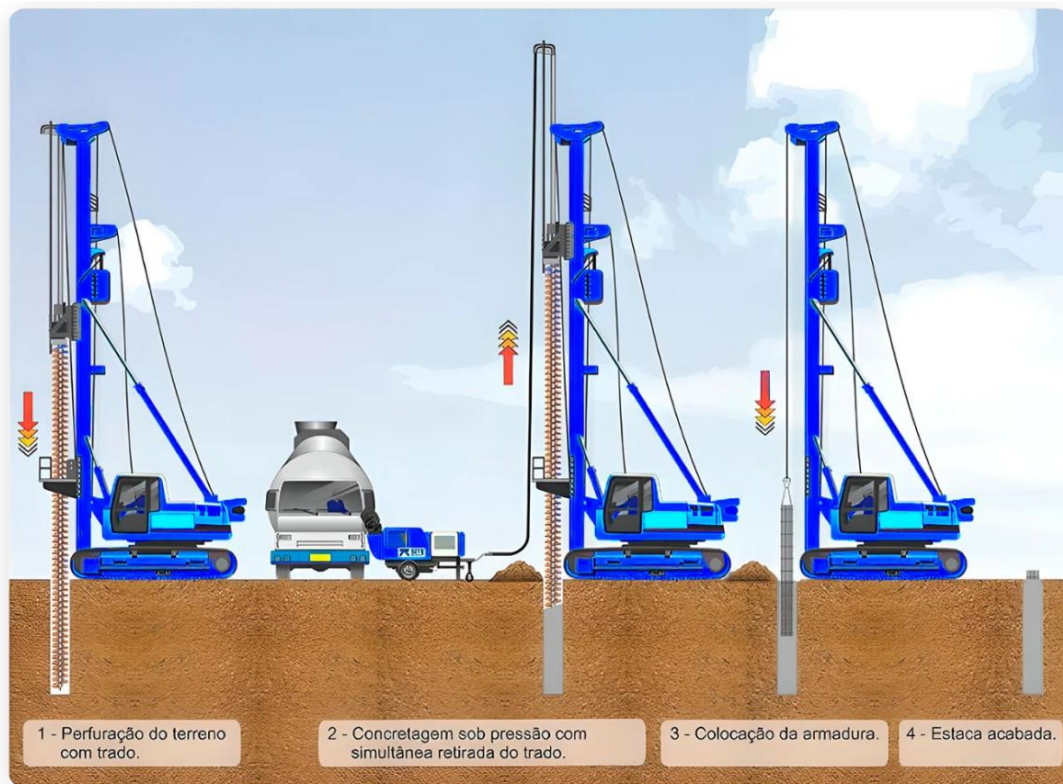
É introduzida a armação na estaca por gravidade (até 12 metros) ou com uso de um pilão com pequena carga ou até por um vibrador, ambos até a profundidade de 19 metros. A armação possui formato de uma gaiola com barras grossas, sendo afunilada na ponta e evitando sua deformação durante o processo de instalação (FALCONI, 2019).

A NBR-6122 (ABNT, 2022) define que as estacas submetidas aos esforços de compressão, estão isentas de armação e ficando a critério do projetista realizar ou não a armação de ligação com o bloco.

Para estacas sujeitas a esforços de tração ou transversais, necessita-se de gaiolas com maiores comprimentos, sendo recomendado o uso de espirais ao invés de estribos e evitam-se emendas por transpasse (FALCONI, 2019).

A Figura 17 apresenta o esquema de execução da estaca hélice contínua.

Figura 15 - Esquema de execução da estaca hélice contínua.



Fonte: Geofusa (2026).

3.9.2.4 Equipamentos

Falconi (2019) descreve que se tem:

- Torre metálica, sendo proporcional à profundidade da estaca e com duas guias, uma em cada extremidade;
- Mesa rotativa com acionamento hidráulico, tendo seu torque compatível com o diâmetro e profundidade da estaca;
- Guincho, de acordo com os esforços de arrancamento a serem empregados.

A tabela 1 apresenta algumas especificações e características técnicas do equipamento utilizado para execução das estacas hélice-contínua.

Tabela 1 - Especificações dos equipamentos para instalação das estacas do tipo hélice-contínua.

Toque (kNm)	Diâmetro (mm)	Profundidade (m)
35	275; 350; 425	15
80 a 150	≤ 800	24
≥ 160	≤ 1000	24

Fonte: Falconi (2019).

3.9.3 Vantagens e Desvantagens

Falconi (2019) menciona que as estacas de hélice contínua possuem como vantagens:

- Elevada produtividade;
- Boa adaptação a diferentes tipos de terrenos (exceto na presença de matacões e rochas);
- Ausência de ruídos e vibrações, além de não causar a descompressão do terreno.

Falconi (2019) destaca que são classificadas as seguintes desvantagens:

- Equipamentos de grande porte, necessitando de área plana e acesso para sua utilização.
- Em consequência de sua elevada produtividade, torna-se necessário uma central de disponibilização de concreto próxima ao local da obra.
- Utilização necessária de uma pá-carregadeira para limpeza e remoção do material acumulado.
- Número mínimo de estacas para que o método de estaqueamento por hélice contínua torne-se viável economicamente.
- Comprimentos e armação limitados.

3.9.4 Aplicações

Falconi (2019) relata que as estacas tipo hélice contínua são economicamente viáveis para as seguintes situações:

- Obras em centros urbanos, próximas a outras construções e edifícios, devido a sua ausência de ruídos e vibrações na sua execução, além de não acarretar descompressões no terreno.
- Quando o número de estacas for elevado e de mesmo diâmetro, como em obras industriais e conjuntos habitacionais por exemplo.
- Atuando como estrutura de contenção, podendo ser associado ou não a tirantes protendidos, perto de estruturas já estabelecidas e obedecendo à condição em que os esforços transversais sejam proporcionais ao comprimento da armação.

A tabela 2 apresenta os valores das cargas admissíveis e o espaçamento sugerido das estacas do tipo hélice-contínua, para cada diâmetro.

Tabela 2 - Características das estacas tipo hélice contínua

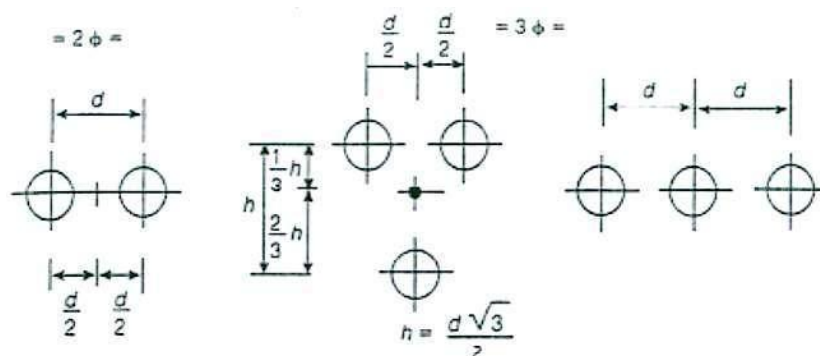
Diâmetro da Hélice (mm)	Carga Admissível Estrutural (KN)	Espaçamento Sugerido (cm)
275	350	70
300	450	75
350	600	90
400	800	100
425	900	110
500	1250	125
600	1800	150
700	2450	175
800	3200	200
900	4000	225
1000	5000	250

Fonte: Falconi (2019).

3.10 DISPOSIÇÃO DAS ESTACAS

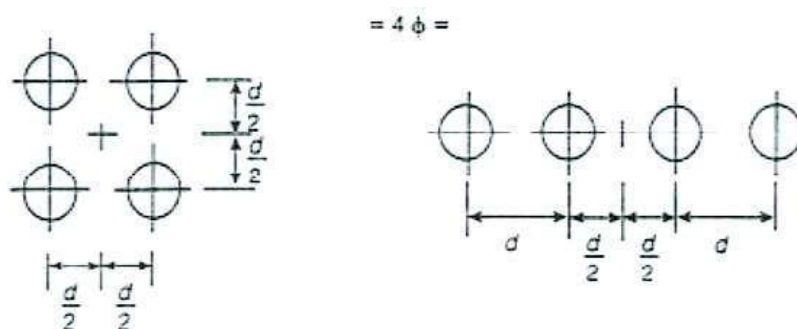
As Figuras 17 a 22 mostram, respectivamente, as disposições geométricas de grupos de 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8 estacas.

Figura 16 - Disposição para duas e três estacas respectivamente



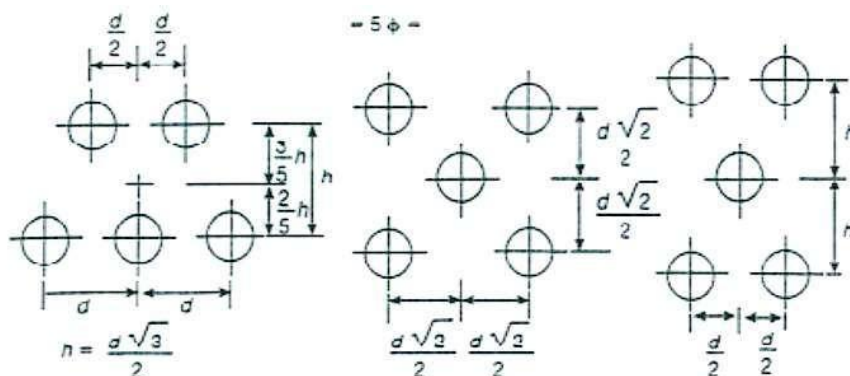
Fonte: Modificado de Alonso (2010).

Figura 17 - Disposição para quatro estacas



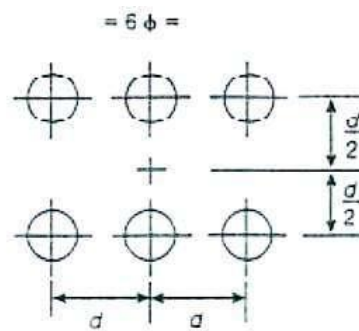
Fonte: Modificado de Alonso (2010).

Figura 19 - Disposição para cinco estacas



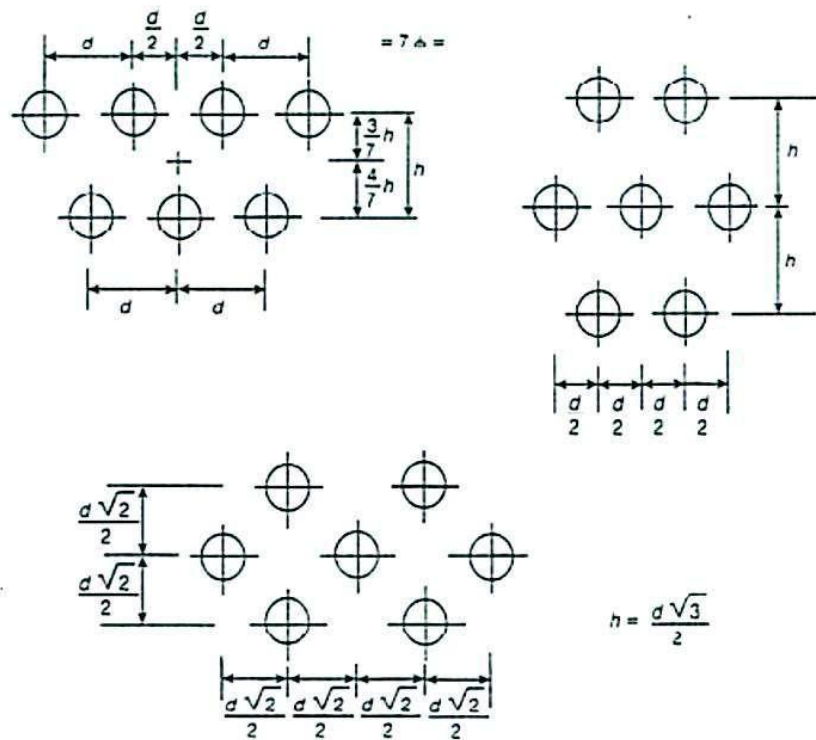
Fonte: Modificado de Alonso (2010).

Figura 18 - Disposição para seis estacas



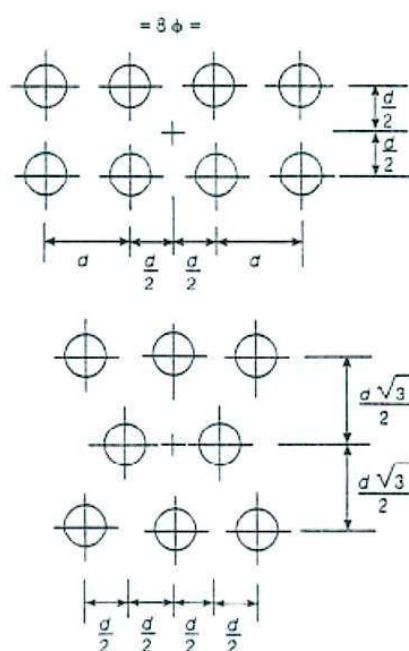
Fonte: Modificado de Alonso (2010).

Figura 19 - Disposição para sete estacas



Fonte: Modificado de Alonso (2010).

Figura 20 - Disposição para oito estacas



Fonte: Modificado de Alonso (2010).

3.11 BLOCOS DE COROAMENTO

A NBR 6122 (ABNT, 2022) define que os blocos de coroamento são elementos estruturais que transferem a carga dos pilares para a fundação.

3.11.1 Modelos de Cálculo e Dimensionamento

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos de coroamento, foi utilizado o método das bielas de Blévoit.

Bastos (2023) comenta que este método tem como característica a treliça como modelo resistente no interior do bloco e possui duas descrições, sendo elas:

- Espacial, para blocos com várias estacas.
- Plana, para blocos sobre duas estacas.

Segundo o método das bielas de Blevót, as forças de compressão serão resistidas pelo concreto, enquanto as forças de tração serão suportadas pela armadura, composta pelas barras de aço. Tal método é recomendado de acordo com as seguintes condições:

- Quando o carregamento é quase centrado. Pode ser utilizado quando o carregamento não é centralizado, porém resultará em um maior custo de obra, pois as cargas deverão ser adotadas com maior carga.
- Estacas equidistantes do centro do pilar.

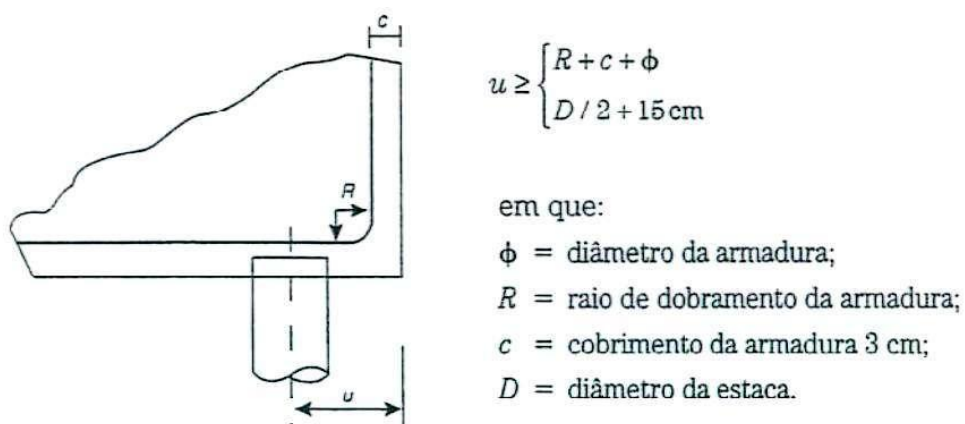
O Método das Bielas é o mais usual, pois tem um bom suporte experimental, ampla tradição no Brasil e Europa e o seu modelo de treliça é intuitivo.

Alonso (2010) faz algumas recomendações para o dimensionamento dos blocos de coroamento, sendo elas:

- Utilização de armadura de pele, quando houver diâmetro elevado, buscando reduzir o aparecimento de fissuras e sendo seu valor estimado em 1/8 de toda a seção principal da armadura, em cada face do bloco.
- Em muitos casos a armadura superior é dispensada, quando o cálculo indica não haver necessidade. Por outro lado, é utilizada a armadura para uma seção mínima que atenda às disposições construtivas.

A Figura 23 apresenta a determinação da dimensão mínima do centro da estaca até a face externa do bloco.

Figura 21 - Dimensão mínima do centro da estaca até a face externa do bloco.

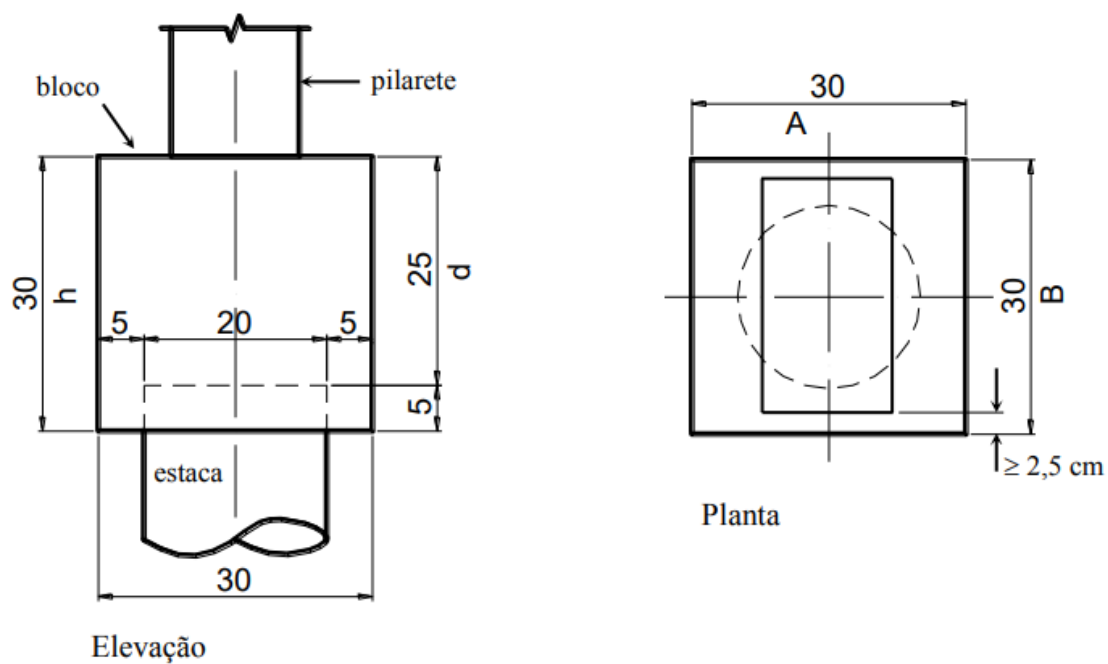


Fonte: Modificado de Alonso (2010).

3.11.1.1 Bloco sobre uma estaca

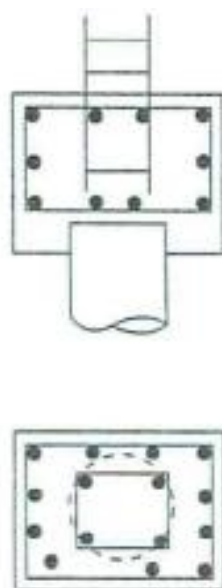
A Figura 24 apresenta o esquema do bloco de coroamento sobre uma estaca e a Figura 25 a armadura do bloco.

Figura 22 - Esquema representativo das dimensões do bloco para uma estaca.



Fonte: Bastos (2023).

Figura 23 - Armadura do bloco de coroamento sobre duas estacas.

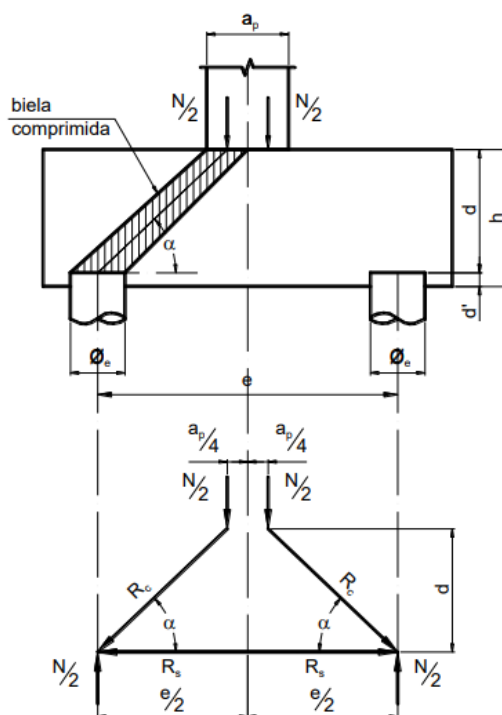


Fonte: Alonso (2010).

3.11.1.2 Bloco sobre duas estacas

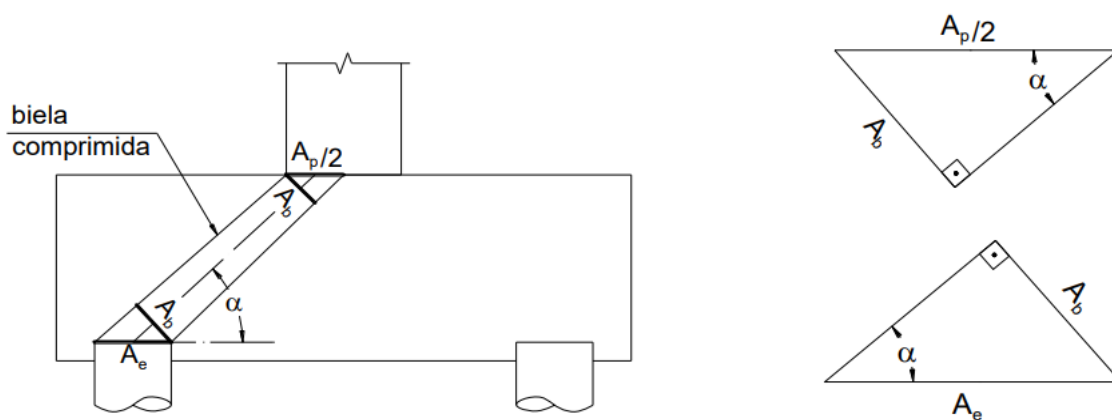
A Figura 26 apresenta o esquema do bloco de coroamento sobre duas estacas, a Figura 27 o dimensionamento da biela na base do pilar e no topo da estaca, e a Figura 28 a armadura do bloco.

Figura 24 - Esquema representativo das dimensões do bloco para duas estacas



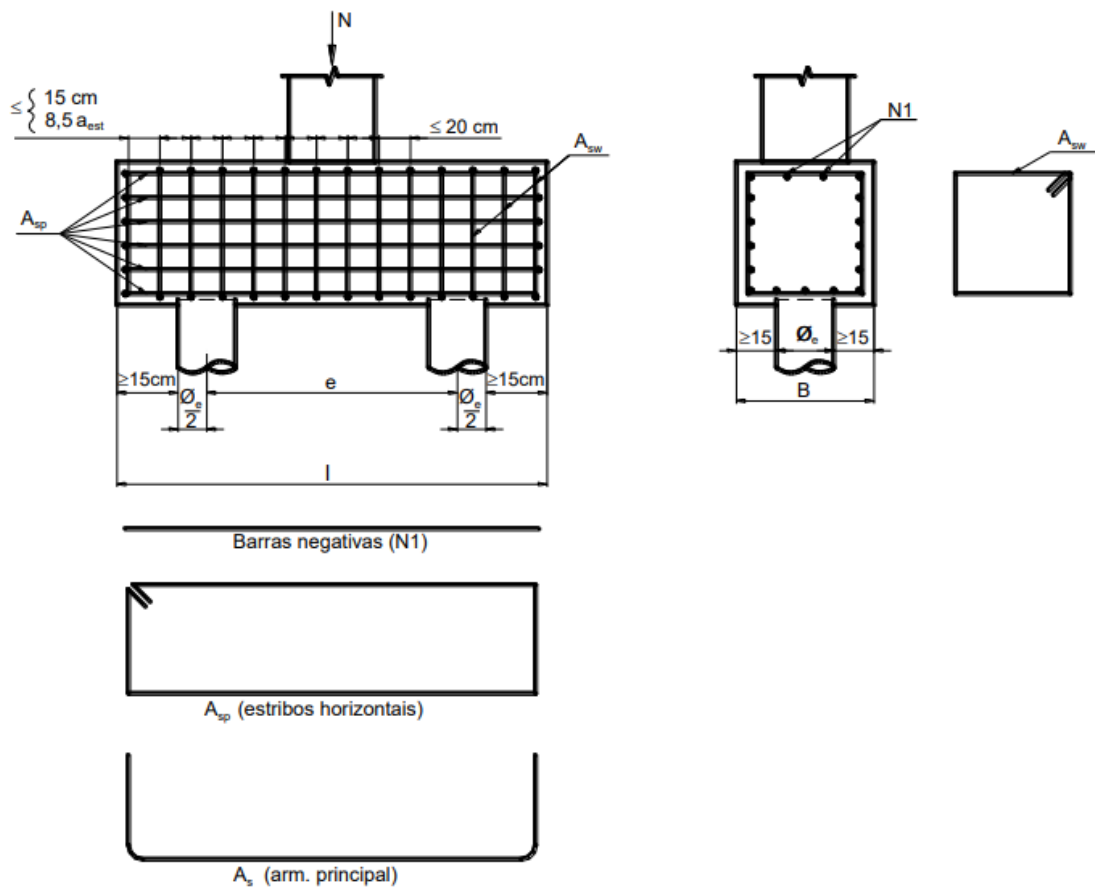
Fonte: Bastos, 2023.

Figura 25 - Dimensionamento da biela, na base do pilar e no topo da estaca



Fonte: Bastos, 2023.

Figura 26 - Armadura do bloco de coroamento sobre duas estacas

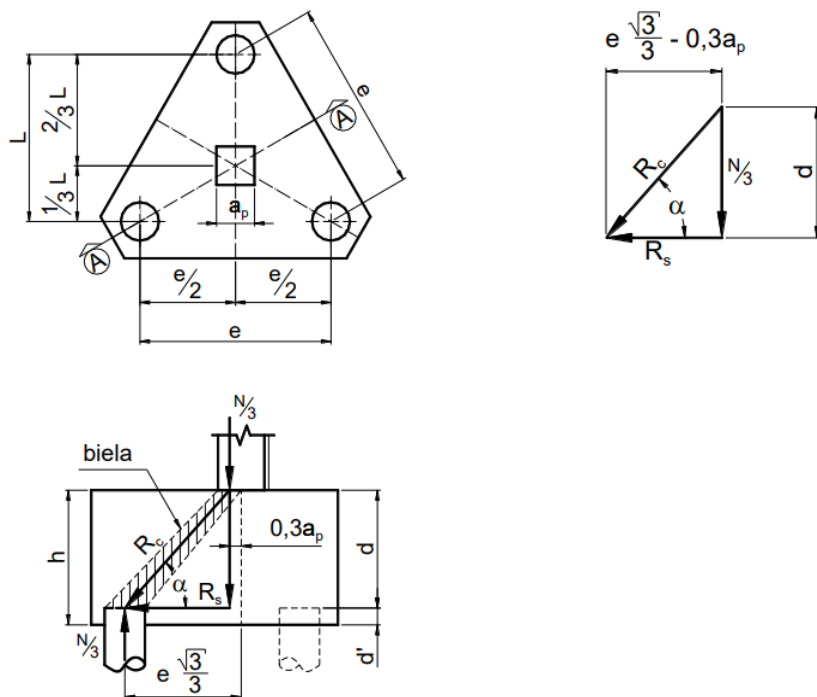


Fonte: Bastos, 2023.

3.11.1.3 Bloco sobre três estacas

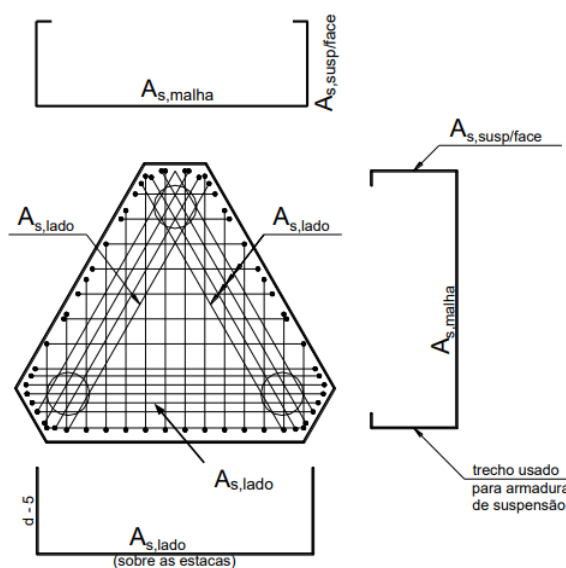
A Figura 29 apresenta o esquema do bloco de coroamento sobre três estacas, e a Figura 30 a armadura do bloco.

Figura 29 - Dimensionamento do bloco de coroamento sobre três estacas.



Fonte: Bastos, 2023.

Figura 27 - Armadura do bloco de coroamento sobre três estacas

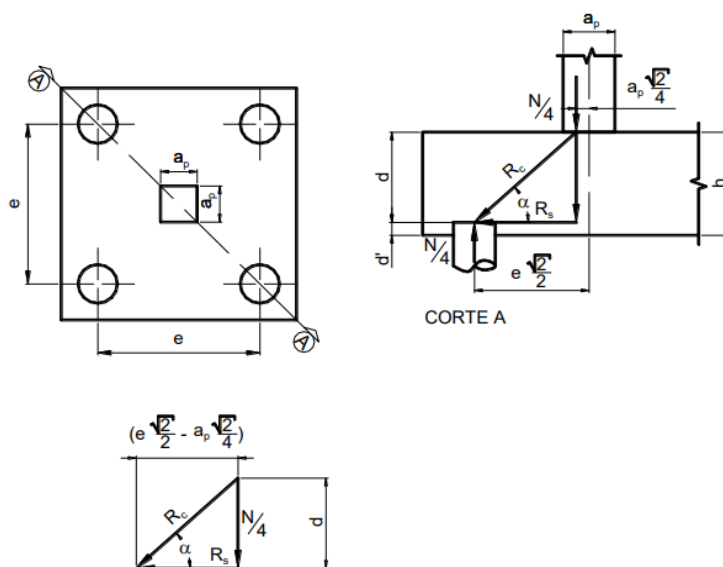


Fonte: Bastos, 2023.

3.11.1.4 Bloco sobre quatro estacas

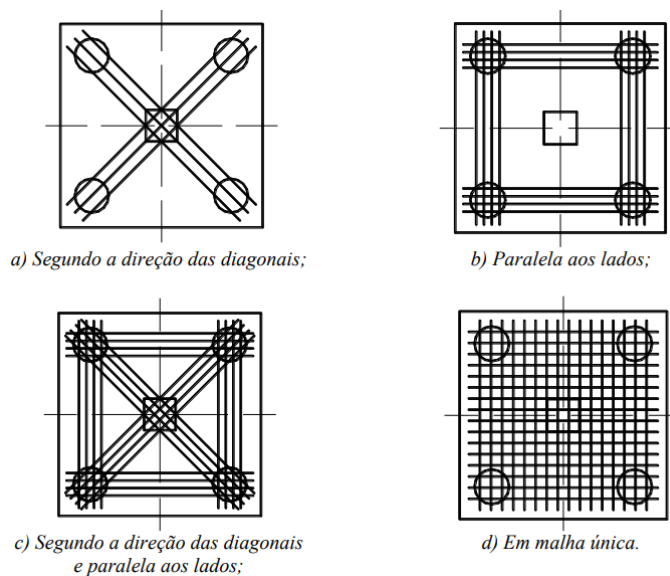
A Figura 31 apresenta o esquema do bloco de coroamento sobre quatro estacas, a Figura 32 a armadura sobre as estacas, e a Figura 33 dos blocos.

Figura 28 - Dimensionamento do bloco de coroamento sobre quatro estacas



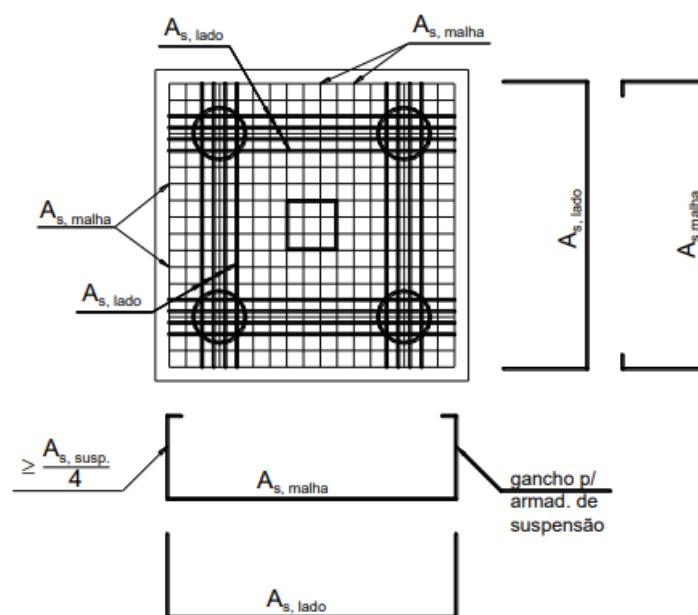
Fonte: Bastos, 2023.

Figura 29 - Tipos de armaduras do bloco de coroamento sobre quatro estacas



Fonte: Bastos, 2023.

Figura 30 - Armadura do bloco de coroamento sobre quatro estacas



Fonte: Bastos, 2023.

4. CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO E DO SOLO

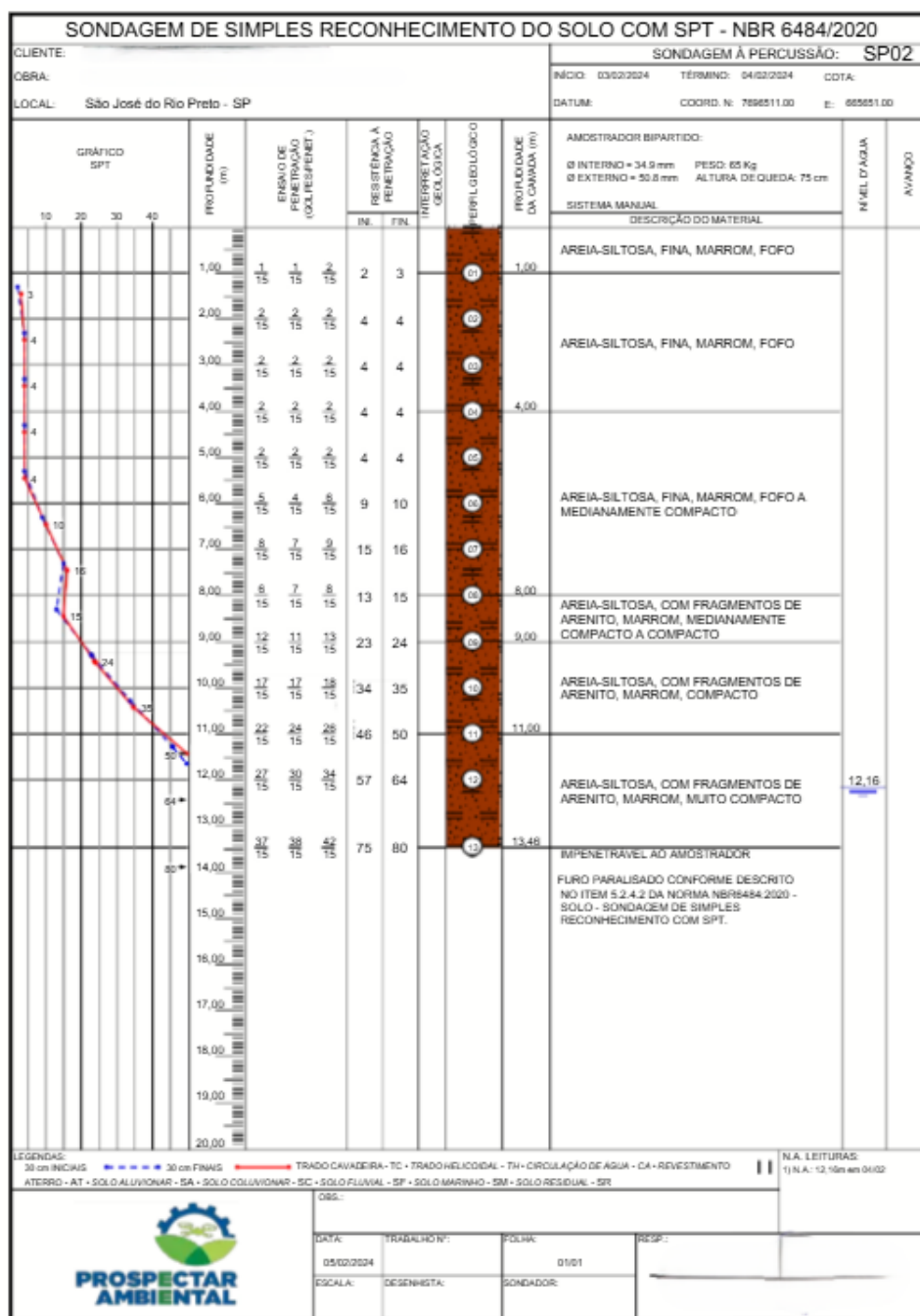
4.1 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

Edifício residencial de 20 pavimentos localizado no município de São José do Rio Preto, no estado de São Paulo.

4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

Na Figura 35 é apresentado um perfil de sondagem SPT para caracterizar o solo do local do projeto de fundação.

Figura 31 - Ensaio SPT



5. METODOLOGIA

5.1 MATERIAIS

Foram utilizados os seguintes programas e materiais de estudo para realização dos cálculos e desenvolvimento do trabalho:

- AutoCAD
- Excel
- Word
- Normas Técnicas
- Livros e Apostilas

5.2 MÉTODOS

Dois métodos de cálculo foram adotados: Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), visando comparar os resultados e analisar qual opção torna-se mais viável.

5.3 DIMENSIONAMENTO

5.3.1 Determinação do Número de Estacas por Pilar

Primeiro passo para realização do dimensionamento da fundação, é determinar o número de estacas por pilar, exemplificado pela equação 1 a seguir:

$$NE_l = \frac{P_l}{P_e} \quad (1)$$

em que:

- NE_l = Número de estacas;
- P_l = Carga aplicada sobre o pilar (kN), e
- P_e = Carga máxima suportada por uma estaca (kN)(Tabela 5).

5.3.2 Cálculo da Capacidade de Carga das Estacas

Também chamada de carga de ruptura, a capacidade de carga é calculada visando estabelecer o limite que aquele solo ou estrutura (estaca) suporta. É composta pelas cargas atuantes na lateral e no topo da estaca, sendo estas necessárias para determinar o valor da carga de ruptura, no qual é definida pela expressão seguinte:

$$Q_r = Q_{P,r} + Q_{L,r} \quad (2)$$

em que:

- Q_r = capacidade de carga (kN);
- $Q_{P,r}$ = carga de ponta, na ruptura (kN), e
- $Q_{L,r}$ = carga de atrito lateral, na ruptura (kN).

5.3.2.1 Método Aoki e Velloso

Visando obter o valor da capacidade de carga, para este método é calculada primeiro a carga de ponta na ruptura e em seguida a carga de atrito lateral. Após isso, são definidas as resistências de ponta e lateral, em seguida calcula-se a carga admissível e por fim o comprimento de projeto é obtido.

5.3.2.1.1 Carga de ponta, na ruptura

A carga de ponta é aquela que atua na extremidade da estaca, sendo calculada através da expressão a seguir:

$$Q_{P,r} = q_p * A_p \quad (3)$$

em que:

- q_p = resistência de ponta da estaca (kN/m²), e
- A_p = área da ponta da estaca (m²)

5.3.2.1.2 Carga de atrito lateral, na ruptura

Já para a carga de atrito lateral, esta atua ao longo da estaca gerando atrito com o solo, sendo determinada pela equação abaixo:

$$Q_{L,r} = f_s * A_L \quad (4)$$

em que:

- f_s = resistência de atrito lateral no fuste da estaca $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$, e
- A_L = área lateral do fuste da estaca (m^2).

5.3.2.1.3 Estacas com seção transversal circular:

Para o cálculo das cargas atuantes na estaca é necessário determinar a área da ponta da estaca (equação 5) e de sua lateral (equação 6):

$$A_P = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} \quad (5)$$

$$A_L = \pi * \emptyset * \Delta L \quad (6)$$

em que:

- A_P = área da ponta da estaca (m^2);
- A_L = área da lateral da estaca (m^2);
- $\emptyset$ = diâmetro da estaca (m), e
- ΔL = comprimento da estaca (m).

Para calcular o valor da resistência de ponta, faz se uso da seguinte expressão:

$$q_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (7)$$

em que:

- q_P = resistência de ponta da estaca (kN/m^2);
- q_c = resistência de ponta do cone obtida no ensaio CPT; $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$, e
- F_1 = fator de correção para o tipo da estaca (Tabela 3).

Como não foi fornecido o valor do atrito lateral local unitário (f_s), pode-se utilizar a resistência de ponta do cone (q_c) para determinar a tensão lateral, através da expressão:

$$f_s = \frac{\alpha * q_c}{F_2} \quad (8)$$

em que:

- f_s = resistência de atrito lateral no fuste da estaca (kN/m^2);
- α = fator de conversão de “ q_c ” para “ f_s ”, ao longo do trecho do fuste da estaca, na camada de solo “i”, que varia de acordo com a natureza do solo (Tabela 4), e
- F_2 = fator de correção para o tipo da estaca (Tabela 3).

5.3.2.1.4 Carga admissível das estacas

Com o valor da carga de ruptura, é possível determinar a carga admissível da estaca, através da expressão:

$$Q_{adm} \leq \frac{Q_r}{2} \quad (9)$$

em que:

- Q_{adm} = carga admissível (kN), e
- Q_r = capacidade de carga (kN).

Logo, é determinado o comprimento de projeto (LP), a partir da definição da carga admissível.

Para a aplicação do método de Aoki e Velloso, são necessários os valores dos fatores de correção (tabela 3) e o fator de conversão (tabela 4).

Tabela 3 - Valores de F_1 e F_2 .

Tipos de Estacas		F_1	F_2
Franki		2,50	5,00
Pré – Moldadas		$1 + \left[\frac{\phi (cm)}{80} \right]$	2 x F_1
Escavadas	Grande Diâmetro	3,50	7,00
	Pequeno Diâmetro	3,00	6,00
Hélice Contínua		2,00	4,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 4 - Valores de “k” e “α”.

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

A tabela 5 traz os valores dos diâmetros, suas respectivas cargas admissíveis e as medidas de distância.

Tabela 5 - Diâmetro e carga admissível da estaca

Tipo de Estaca	Seção Transversal (cm ou pol)	P _{adm,e} (kN)	d (m)	a (m)
Hélice Contínua	Ø = 35	600	0,90	0,50
	Ø = 40	800	1,00	0,55
	Ø = 50	1300	1,30	0,65
	Ø = 60	1800	1,50	0,70
	Ø = 70	2400	1,75	0,75
	Ø = 80	3200	2,00	0,80
	Ø = 90	4000	2,25	0,85
	Ø = 100	5000	2,50	0,90

Fonte: Souza (2026).

5.3.2.2 Decourt e Quaresma

Assim como no método anterior, são calculadas as cargas de ruptura na ponta e na lateral da estaca, visando obter o valor da capacidade de carga, exemplificada pela equação 10. Com isso, é possível determinar o valor da carga admissível da estaca, e assim, encontrar o valor do comprimento de projeto.

$$Q_r = Q_{P,r} + Q_{L,r} \quad (10)$$

em que:

- Q_r = capacidade de carga (kN);
- $Q_{P,r}$ = carga de ponta, na ruptura (kN), e
- $Q_{L,r}$ = carga de atrito lateral, na ruptura (kN).

5.3.2.2.1 Carga de ponta, na ruptura

Carga máxima suportada na ponta da estaca, pode ser calculada através da equação 11:

$$Q_{P,r} = \alpha * C * N_{P,SPT} * A_p \quad (11)$$

em que:

- $Q_{P,r}$ = carga de ponta, na ruptura (kN);
- α = coeficiente de ponta (Tabela 6);
- C = valor da resistência do solo (kN/m²) (Tabela 7);
- $N_{P,SPT}$ = valor do NSPT na ponta da estaca, e
- A_p = área da ponta da estaca (m²).

A tabela 6 apresenta os valores dos coeficientes de ponta, enquanto a tabela 7 demonstra os valores das resistências dos solos para cada tipo.

Tabela 6 - Valores de α .

Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua / Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Albuquerque e Garcia (2020).

Tabela 7 - Valores das resistências dos solos (C).

Tipos de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

5.3.2.2.2 Carga de atrito lateral, na ruptura

Definida como parcela de resistência de atrito lateral entre o fuste e o solo, pode ser calculada pela expressão abaixo:

$$Q_{L,r} = 10 * \beta * \left(\frac{N_{L,SPTméd,i}}{3} + 1 \right) * A_L \quad (12)$$

em que:

- $Q_{L,r}$ = carga de atrito lateral, na ruptura (kN);
- β = coeficiente lateral (TABELA 8);
- $N_{L,SPTméd,i}$ = valor médio do NSPT ao longo do fuste na camada de solo, e
- A_L = área lateral do fuste da estaca (m²).

A tabela 8 traz os valores dos coeficientes de atrito lateral entre o solo e o tipo de estaca.

Tabela 8 - Valores de β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua / Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Siltos	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Albuquerque e Garcia (2020).

5.3.2.2.3 Carga admissível das estacas escavadas

Carga máxima suportada pela estaca sem que haja ruptura, para estacas escavadas, calcula-se pelas equações 13 e 14 a seguir:

$$Q_{adm} \leq \frac{Q_r}{2} \quad (13)$$

$$Q_{adm} \leq \frac{\sum_{i=1}^n Q_{L,r,i}}{0,8} \quad (14)$$

em que:

- Q_{adm} = carga admissível (kN);
- Q_r = capacidade de carga (kN), e
- $Q_{L,r,i}$ = carga de atrito lateral, na ruptura (kN).

Logo, é determinado o comprimento de projeto (LP), a partir da definição da carga admissível.

5.3.3 Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento

Para o dimensionamento dos blocos de coroamento, foi adotado o método das bielas de Blévoit, e utilizados os seguintes parâmetros:

- Cobrimento: $c = 3$ cm;
- Concreto C30: $f_{ck} = 30$ Mpa
- Engastamento da estaca no bloco: $m = 5$ cm;
- Aço: CA50;
- Espaçamento entre estacas: $e = 175$ cm.

5.3.3.1 Bloco sobre uma estaca

Segundo Bastos, 2023, o bloco sobre uma estaca possui a função de transferir a carga, do pilar para estaca, sendo de extrema importância, devido à sua não coincidência entre a área da base do pilar com a área da estaca.

Outro fator a se considerar, é sua importância para a correta locação dos pilares, correções de pequenas variações e excentricidades da estaca e uniformização da carga sobre a estaca.

5.3.3.1.1 Força de tração horizontal

O cálculo da força horizontal pode ser obtido através da expressão a seguir:

$$T = 0,25 * P \quad (15)$$

em que:

- T = força de tração horizontal (kN), e
- P = carga do pilar (kN).

5.3.3.1.2 Cálculo da armadura dos estribos horizontais

Em seguida, calcula-se a armadura para resistir à força de tração (T), para estribos horizontais, através da expressão:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (16)$$

em que:

- A_s = área da armadura para o estribo horizontal (cm²);
- T = força de tração horizontal (kN), e
- f_{yd} = módulo de elasticidade do aço (kN/cm²).

5.3.3.1.3 Cálculo das dimensões (A x B) do bloco sobre uma estaca

Bastos (2023) comenta que no caso de edifícios com vários pavimentos, fatores como a carga vertical, o diâmetro e a capacidade da estaca, determinam que a dimensão “A” do bloco deve ser calculada pela expressão:

$$A = \phi_e + 2 * 10 \quad (17)$$

em que:

- $A = \text{dimensão lateral do bloco (cm), e}$
- $\phi_e = \text{diâmetro da estaca (cm)}.$

A estaca possui seção circular, enquanto o bloco é quadrado, sendo suas dimensões laterais iguais.

5.3.3.1.4 Cálculo da altura útil (d) do bloco sobre uma estaca

A altura útil do bloco pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$d = 1,2 * \phi_e \quad (18)$$

em que:

- $d = \text{altura útil do bloco (cm)};$
- $\phi_e = \text{diâmetro da estaca (cm)}.$

5.3.3.1.5 Cálculo da altura (h) do bloco sobre uma estaca

A altura do bloco é calculada pela expressão a seguir:

$$h = d + 10 \quad (19)$$

em que:

- $h = \text{altura do bloco (cm), e}$
- $d = \text{altura útil do bloco (cm)}.$

Observação: Foi utilizada uma distância de 10 cm por se tratar de uma fundação que suportará elevadas cargas.

5.3.3.2 Bloco sobre duas estacas

Para o correto dimensionamento do bloco sobre duas estacas, é preciso começar pelo cálculo das forças de tração e compressão.

5.3.3.2.1 Força de tração

Para determinação da força de tração é utilizada a seguinte expressão:

$$R_s = \frac{N}{8} * \left(\frac{2 * e - a_p}{d} \right) \quad (20)$$

em que:

- R_s = força de tração (kN/cm^2);
- N = força do carregamento (kN);
- e = distância entre os centros das estacas (cm);
- a_p = dimensão do pilar (cm), e
- d = altura útil (cm).

5.3.3.2.2 Força de compressão

Visando obter a força de compressão, faz se o uso da expressão a seguir:

$$R_c = \frac{N}{2 * \sen \alpha} \quad (21)$$

em que:

- R_c = força de compressão (kN/cm^2);
- N = força do carregamento (kN), e
- α = ângulo.

5.3.3.2.3 *Altura Útil (d)*

A altura útil mínima e máxima do bloco, pode ser calculada através das expressões 22 e 23:

$$d_{\min} = 0,5 * \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (22)$$

$$d_{\max} = 0,71 * \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (23)$$

em que:

- $d_{\min}$ = altura útil mínima do bloco (cm);
- $d_{\max}$ = altura útil máxima do bloco (cm);
- e = distância entre os centros das estacas (cm), e
- a_p = dimensão do pilar (cm).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) determina que o bloco tenha uma altura mínima para que ocorra a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Para que a armadura longitudinal vertical do pilar fique ancorada ao bloco, deve-se respeitar a altura (h), calculada através da expressão (22):

5.3.3.2.4 *A altura (h) do bloco*

A altura do bloco é calculada pela expressão a seguir:

$$h = d + 10 \quad (24)$$

em que:

- h = altura do bloco (cm), e
- d = altura útil do bloco (cm).

O lado de uma estaca de seção quadrada, com área equivalente à da estaca de seção circular (a_{est}), pode ser calculado pela expressão:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e \quad (25)$$

em que:

- a_{est} = lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular (cm), e
- ϕ_e = diâmetro da estaca (cm).

limites para (d'):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad (26)$$

em que:

- $d' = \text{altura de cobrimento}(cm), e$
- $a_{est} = \text{lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular}(cm).$

5.3.3.2.5 Verificação das Bielas

Devido à variação da área das bielas ao longo da altura do bloco, torna-se necessário a verificação das seções junto ao pilar e às estacas (BASTOS, 2023).

5.3.3.2.5.1 Área da biela (A_b)

Bastos (2023) comenta que no caso o ângulo α esteja no intervalo de 40° a 55° , não existe o risco de ruptura por punção. Já para Machado (1985), o limite deste ângulo alfa varia de 45° a $\leq 55^\circ$.

5.3.3.2.5.2 Base do pilar

A área da base do pilar pode ser definida pela expressão:

$$A_b = \frac{A_p}{2} * \text{sen } \alpha \quad (27)$$

em que:

- $A_b = \text{área da base}(cm^2);$
- $A_p = \text{área do pilar}(cm^2), e$
- $\alpha = \text{ângulo}$

5.3.3.2.5.3 *Topo da estaca*

A área da base do topo da estaca pode ser definida pela expressão:

$$A_b = A_e * \operatorname{sen} \alpha \quad (28)$$

em que:

- A_b = área da base (cm^2);
- A_e = área da estaca (cm^2), e
- α = ângulo

5.3.3.2.5.4 *Cálculo das tensões normais de compressão ($\sigma_{cd,b}$)*

Foram calculadas as tensões normais de compressão atuantes no pilar e na estaca.

5.3.3.2.5.4.1 *No pilar*

Calcula-se a tensão normal de compressão na biela, relativa ao pilar pela expressão:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p * \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (29)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão no pilar (kN/cm^2);
- N_d = força de carregamento (cm^2);
- A_p = área do pilar (cm^2), e
- α = ângulo.

5.3.3.2.5.4.2 Na estaca

Calcula-se a tensão normal de compressão na biela, relativa à estaca pela expressão:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2 * A_e * \sin^2 \alpha} \quad (30)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão na estaca (kN/cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- A_e = área da estaca (cm^2), e
- α = ângulo.

Buscando evitar que ocorresse o esmagamento do concreto, Blévoat considerou as tensões atuantes menores do que as tensões resistentes, o limite pode ser calculado pela equação:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,4 * K_R * f_{cd} \quad (31)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,lim,est}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/m^2);
- K_R = coeficiente de perda de resistência do concreto, e
- f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/cm^2).

O coeficiente (K_R), varia de 0,90 a 0,95, levando em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, ocasionada pela atuação de cargas permanentes, é também chamado de efeito Rüsçh.

5.3.3.2.5.5 Condição de segurança

As tensões de compressão tanto do pilar, quanto da estaca precisam respeitar a condição de segurança, sendo estas menores ou iguais às tensões de compressão limite estabelecidas.

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad (32)$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est} \quad (33)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão no pilar (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,est}$ = tensão normal de compressão na estaca (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2), e
- $\sigma_{cd,b,lim,est}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/m^2).

5.3.3.2.6 Dimensionamento das armaduras

No dimensionamento das armaduras do bloco, serão definidas as armaduras principais, complementares e comprimentos de ancoragem.

5.3.3.2.6.1 Armadura Principal

É calculada a armadura principal através da expressão:

$$A_s = \frac{1,15 * N_d}{8 * d * f_{yd}} * (2 * e - a_p) \quad (34)$$

em que:

- A_s = armadura principal (cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- d = altura útil do bloco (cm);
- f_{yd} = resistência de cálculo do aço à tração (kN/cm^2);
- e = distância entre os centros das estacas (cm), e
- a_p = dimensão do pilar (cm).

5.3.3.2.6.2 *Armaduras Complementares*

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que em blocos com duas ou mais estacas alinhadas, torna-se indispensável à utilização de armaduras laterais e superior. Para blocos de fundação com elevados volumes, cabe análise da necessidade da implementação destas armaduras.

5.3.3.2.6.3 *Armadura superior*

A armadura superior do bloco é definida pela seguinte expressão:

$$A_{s,sup} = 0,2 * A_s \quad (35)$$

em que:

- $A_{s,sup}$ = armadura superior (cm^2), e
- A_s = armadura principal (cm^2).

5.3.3.2.6.4 *Armadura de pele (lateral) e estribos verticais em cada face lateral*

Foi possível estimar a armadura lateral do bloco, através da expressão a seguir:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min,face} = 0,075 * B \quad (36)$$

em que:

- A_{sp} = Armadura lateral (cm^2);
- A_{sw} = estribos verticais (cm^2);
- s = espaçamento (cm), e
- B = largura do bloco (cm).

Para este projeto, foi considerada a equação a seguir, por se tratar de um edifício de grande porte:

$$B \geq \phi_e + 2 * 15 \quad (37)$$

em que:

- B = largura do bloco (cm), e
- ϕ_e = diâmetro da estaca (cm),

5.3.3.2.6.5 Cálculo dos espaçamentos (s)

Foram determinados os espaçamentos necessários entre as barras de aço das armaduras laterais e verticais.

5.3.3.2.6.5.1 Armadura lateral

Os limites superior e inferior dos espaçamentos da armadura lateral são definidos pelas equações 38 e 39, respectivamente:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{d}{3} \end{cases} \quad (38)$$

$$s \geq 8 \text{ cm} \quad (39)$$

em que:

- $s = \text{espaçamento (cm), } e$
- $d = \text{altura útil do bloco (cm).}$

5.3.3.2.6.5.2 Estribos verticais

O limite de espaçamento dos estribos verticais é dado pela expressão a seguir:

$$s \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5 * a_{est} \end{cases} \quad (40)$$

em que:

- $s = \text{espaçamento (cm), } e$
- $a_{est} = \text{área da estaca (cm}^2\text{).}$

5.3.3.2.6.5.3 Ancoragem da Armadura Principal

A NBR 6118 (ABNT, 2023) prescreve que a armadura de flexão para blocos rígidos, deve estar disposta com mais de 85% nas faixas definidas pelas estacas e considerando o equilíbrio com as bielas. Para as barras, estas devem situar-se de uma face à outra do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), é necessário garantir a ancoragem da armadura de cada faixa sobre a estaca, sendo estas, medidas a partir da face interna da estaca. No caso da armadura positiva do bloco, esta deve obter o comprimento mínimo de ancoragem, exemplificado na equação (39), onde a presença do gancho vertical pode reduzir o comprimento limite.

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (41)$$

em que:

- $l_{b,nec}$ = comprimento de ancoragem (cm);
- α = ângulo;
- l_b = comprimento de ancoragem básico (cm);
- $A_{s,calc}$ = área da armadura calculada (cm²), e
- $A_{s,ef}$ = área da armadura efetiva (cm²).

5.3.3.2.7 Comprimento do Bloco

É obtido o valor do comprimento do bloco pela seguinte expressão:

$$l_{bl,2} = e - \phi_e + 2 * (\alpha * l_b + c + \phi_l) \quad (42)$$

em que:

- $l_{bl,2}$ = comprimento do bloco (cm);
- e = distância entre os centros das estacas (cm);
- ϕ_e = diâmetro da estaca (cm);
- α = ângulo;
- l_b = comprimento de ancoragem básico (cm);
- c = cobrimento da armadura (cm), e
- ϕ_l = diâmetro barra (cm).

5.3.3.3 Bloco sobre três estacas

De acordo com Bastos, 2023, é através do polígono de forças representado anteriormente neste trabalho pela Figura 29, que são determinadas as forças de tração e de compressão na direção das medianas do triângulo e adotando os centros das estacas como vértices.

5.3.3.3.1 Força de tração

Para determinação da força de tração é utilizada a seguinte expressão:

$$R_s = \frac{N}{9} * \left(\frac{e * \sqrt{3} - 0,9 * a_p}{d} \right) \quad (43)$$

em que:

- R_s = força de tração (kN/cm^2);
- N = força do carregamento (kN);
- e = distância entre os centros das estacas (cm);
- a_p = dimensão do pilar (cm), e
- d = altura útil (cm)

5.3.3.3.2 Força de compressão

Buscando determinar a força de compressão, é utilizada a equação a seguir:

$$R_c = \frac{N}{3 * \sin \alpha} \quad (44)$$

em que:

- R_c = força de compressão (kN/cm^2);
- N = força do carregamento (kN), e
- α = ângulo.

Para pilares retangulares, adota-se o pilar de seção quadrada equivalente, dada a equação:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} \quad (45)$$

em que:

- $a_{p,eq}$ = *dimensão equivalente do pilar (cm)*;
- a_p = *dimensão do pilar (cm)*, e
- b_p = *dimensão "b" do pilar (cm)*.

5.3.3.3.3 Altura Útil (d)

A altura útil mínima e máxima do bloco, pode ser calculada através das expressões 46 e 47:

$$d_{\min} = 0,58 * \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (46)$$

$$d_{\max} = 0,825 * \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (47)$$

em que:

- $d_{\min}$ = *altura útil mínima do bloco (cm)*;
- $d_{\max}$ = *altura útil máxima do bloco (cm)*;
- e = *distância entre os centros das estacas (cm)*, e
- a_p = *dimensão do pilar (cm)*.

5.3.3.3.4 A altura (h) do bloco

A altura do bloco pode ser calculada através da equação seguinte:

$$h = d + 10 \quad (48)$$

em que:

- h = *altura do bloco (cm)*, e
- d = *altura útil do bloco (cm)*.

O lado de uma estaca de seção quadrada, com área equivalente à da estaca de seção circular (a_{est}), pode ser calculado pela expressão:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e \quad (49)$$

em que:

- a_{est} = lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular (cm), e
- ϕ_e = diâmetro da estaca (cm).

limites para (d'):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad (50)$$

em que:

- d' = altura de cobrimento (cm), e
- a_{est} = lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular (cm).

5.3.3.3.5 Verificação das Bielais

Conforme executado no dimensionamento do bloco sobre duas estacas, a verificação das bielais para o bloco sobre três estacas ocorre de maneira análoga.

5.3.3.3.5.1 Área da biela (A_b)

É calculada a área da biela para posição relativa ao pilar e à estaca.

5.3.3.3.5.1.1 Base do pilar

Pode ser obtida a área da biela em relação ao pilar através da seguinte equação:

$$A_b = \frac{A_p}{3} * \sen \alpha \quad (51)$$

em que:

- A_b = área da base (cm^2);
- A_p = área do pilar (cm^2), e
- α = ângulo.

5.3.3.3.5.1.2 Topo da estaca

É possível determinar a área da biela em relação à estaca pela seguinte expressão:

$$A_b = A_e * \text{sen } \alpha \quad (52)$$

em que:

- A_b = área da base (cm^2);
- A_e = área da estaca (cm^2), e
- α = ângulo.

A tensão última, ou máxima, pode ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 * K_R * f_{cd}$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2), e
- $\sigma_{cd,b,lim,est}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/cm^2);
- K_R = coeficiente de perda de resistência do concreto, e
- f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/cm^2).

O coeficiente (K_R) varia de 0,90 a 0,95, como dito anteriormente.

5.3.3.3.5.2 Condição de segurança

A condição de segurança será atendida caso obedeça às equações 53 e 54:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad (53)$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est} \quad (54)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão no pilar (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,est}$ = tensão normal de compressão na estaca (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2), e
- $\sigma_{cd,b,lim,est}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/cm^2).

5.3.3.3.6 Dimensionamento das armaduras

Para o dimensionamento das armaduras do bloco, será calculada a armadura principal, armaduras complementares e espaçamentos.

5.3.3.3.6.1 Armadura Principal

Para Bastos, 2023, no bloco sobre três estacas a armadura principal segue as recomendações da NBR 6118, sendo a armadura principal paralela aos lados do bloco e na direção dos eixos das estacas.

5.3.3.3.6.1.1 Cálculo da componente da força R_s

Para cálculo da componente da força R_s é utilizada a equação seguinte:

$$R_s = \frac{N}{9} * \left(\frac{e * \sqrt{3} - 0,9 * a_p}{d} \right) \quad (55)$$

em que:

- R_s = componente da força (kN);
- N = força de carregamento (kN);
- e = distância entre os centros das estacas (cm);
- a_p = dimensão do pilar (cm), e
- d = altura útil (cm).

5.3.3.3.6.1.2 Cálculo da componente da força R'_s

Para cálculo da componente da força R'_s é utilizada a equação seguinte:

$$R'_s = R_s * \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (56)$$

em que:

- R'_s = componente da força (kN), e
- R_s = componente da força (kN).

5.3.3.3.6.1.3 Cálculo da armadura para resistir à força $R's$

Visando obter a área da armadura paralela aos lados do bloco para resistir à força $R's$, utiliza-se a seguinte expressão:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3} * N_d}{27 * d * f_{yd}} * (e * \sqrt{3} - 0,9 * a_p) \quad (57)$$

em que:

- $A_{s,lado}$ = armadura paralela aos lados do bloco (cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- e = distância entre os centros das estacas (cm);
- a_p = dimensão do pilar (cm);
- d = altura útil (cm), e
- f_{yd} = resistência do aço (kN/cm^2).

5.3.3.3.6.2 Armadura em malha

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que para o controle da fissuração, é necessária a utilização da armadura positiva adicional, independente da armadura principal para flexão, deve ser organizada de maneira uniforme e correspondendo a 20% das forças totais de tração, sendo representada pela expressão:

$$A_{s,malha} = 0,2 * A_{s,lado} \quad (58)$$

em que:

- $A_{s,malha}$ = armadura em malha (cm^2), e
- $A_{s,lado}$ = armadura paralela aos lados do bloco (cm^2).

5.3.3.3.6.3 *Armadura de Suspensão*

Bastos (2023) comenta que a armadura de suspensão possui a função de evitar a ocorrência de fissuras nas regiões entre as estacas, podendo ocorrer devido ao surgimento de bielas de concreto comprimido, transferindo uma parcela das cargas do pilar para a parte inferior do bloco. Com isso, a armadura de suspensão passa a suportar tensões adicionais de tração, transferindo as tensões de tração para parte superior do bloco, seguindo para as estacas.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que no caso de aplicação da armadura de distribuição superior a 25% de todos os esforços ou caso o espaçamento entre as estacas seja maior do que o triplo da altura do bloco deve-se fazer uso da armadura de suspensão, que pode ser calculada através da expressão a seguir:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{1,5 * n_e * f_{yd}} \quad (59)$$

em que:

- $A_{s,susp,tot}$ = armadura de suspensão (cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- n_e = número de estacas, e
- f_{yd} = resistência do aço (kN/cm^2).

5.3.3.3.6.4 *Armadura de Suspensão por face*

Para obter a área necessária para armadura de suspensão por face do bloco, faz se uso da seguinte expressão:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{3} \quad (60)$$

em que:

- $A_{s,susp,face}$ = armadura de suspensão por face (cm^2);
- $A_{s,susp,tot}$ = armadura de suspensão (cm^2).

5.3.3.3.6.5 Armadura Superior

De acordo com Bastos, 2023, a armadura superior em cada direção da malha, pode ser considerada como uma parcela da armadura principal e calculada através da seguinte expressão:

$$A_{s,sup} = 0,2 * A_s \quad (61)$$

em que:

- $A_{s,sup}$ = armadura de suspensão (cm^2), e
- A_s = armadura principal(cm^2).

5.3.3.3.6.6 Armadura de Pele

Visando obter uma redução de possíveis fissuras nas faces dos blocos, utiliza-se a armadura de pele, em forma de estribos ou barras horizontais e que pode ser calculada pela equação a seguir:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} * A_{s,total} \quad (62)$$

em que:

- $A_{sp,face}$ = armadura de pele (cm^2), e
- $A_{s,total}$ = armadura principal total (cm^2).

Sendo:

$$A_{s,total} = 3 * A_{s,lado} \quad (63)$$

em que:

- $A_{s,total}$ = armadura principal total (cm^2), e
- $A_{s,lado}$ = armadura paralela aos lados do bloco(cm^2).

5.3.3.3.6.7 Cálculo dos espaçamentos (s)

São definidos os espaçamentos da armadura lateral.

5.3.3.3.6.7.1 Armadura lateral

Os limites superior e inferior dos espaçamentos da armadura lateral são definidos pelas equações 64 e 65, respectivamente:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{d}{3} \end{cases} \quad (64)$$

$$s \geq 8 \text{ cm} \quad (65)$$

em que:

- $s = \text{espaçamento (cm), } e$
- $d = \text{altura útil do bloco (cm).}$

5.3.3.4 Bloco sobre quatro estacas

Para Bastos, 2023, os pilares de seção quadrada possuem centro geométrico coincidente com o centro das estacas e do bloco. A partir da figura 31 anexada anteriormente, é possível determinar as forças de tração e compressão atuantes.

5.3.3.4.1 Força de tração

Para o cálculo da força de tração atuante, é utilizada a expressão a seguir:

$$R_s = \frac{N * \sqrt{2}}{16} * \frac{(2 * e - a_p)}{d} \quad (66)$$

em que:

- $R_s = \text{força de tração (kN/cm}^2\text{);}$
- $N = \text{força do carregamento (kN);}$
- $e = \text{distância entre os centros das estacas (cm);}$
- $a_p = \text{dimensão do pilar (cm), } e$
- $d = \text{altura útil (cm).}$

5.3.3.4.2 Força de compressão

Para o cálculo da força de compressão atuante, é utilizada a expressão a seguir:

$$R_c = \frac{N}{4 * \operatorname{sen} \alpha} \quad (67)$$

em que:

- R_c = força de compressão (kN/cm^2);
- N = força do carregamento (kN), e
- α = ângulo.

Para pilares retangulares, adota-se o pilar de seção quadrada equivalente, dada a equação:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} \quad (68)$$

em que:

- $a_{p,eq}$ = dimensão equivalente do pilar (cm);
- a_p = dimensão do pilar (cm), e
- b_p = dimensão "b" do pilar (cm).

5.3.3.4.3 Altura Útil (d)

A altura útil mínima e máxima do bloco, pode ser calculada através das expressões 69 e 70:

$$d_{\min} = 0,71 * \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (69)$$

$$d_{\max} = e - \frac{a_p}{2} \quad (70)$$

em que:

- $d_{\min}$ = altura útil mínima do bloco (cm);
- $d_{\max}$ = altura útil máxima do bloco (cm);
- e = distância entre os centros das estacas (cm), e
- a_p = dimensão do pilar (cm).

5.3.3.4.4 A altura (h) do bloco

A altura do bloco pode ser calculada através da equação seguinte:

$$h = d + 10 \quad (71)$$

em que:

- h = altura do bloco (cm), e
- d = altura útil do bloco (cm).

O lado de uma estaca de seção quadrada, com área equivalente à da estaca de seção circular (a_{est}), pode ser calculado pela expressão:

$$a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e \quad (72)$$

em que:

- a_{est} = lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular (cm), e
- ϕ_e = diâmetro da estaca (cm).

limites para (d'):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad (73)$$

em que:

- d' = altura de cobrimento (cm), e
- a_{est} = lado da estaca quadrada, com área igual à estaca circular (cm).

5.3.3.4.5 Verificação das Bielas

Conforme executado no dimensionamento do bloco sobre duas e três estacas, a verificação das bielas para o bloco sobre quatro estacas ocorre de maneira análoga.

5.3.3.4.5.1 Área da biela (Ab)

É calculada a área da biela para posição relativa ao pilar e à estaca.

5.3.3.4.5.2 Base do pilar

Pode ser obtida a área da biela em relação ao pilar através da seguinte equação:

$$A_b = \frac{A_p}{4} * \operatorname{sen} \alpha \quad (74)$$

em que:

- A_b = área da base (cm^2);
- A_p = área do pilar (cm^2), e
- α = ângulo.

5.3.3.4.5.3 Topo da estaca

A área da base do topo da estaca pode ser definida pela expressão:

$$A_b = A_e * \operatorname{sen} \alpha \quad (75)$$

em que:

- A_b = área da base (cm^2);
- A_e = área da estaca (cm^2), e
- α = ângulo.

5.3.3.4.5.4 Cálculo das tensões normais de compressão ($\sigma_{cd,b}$)

Seguem os cálculos das tensões de compressão na biela relativas ao pilar e à estaca.

5.3.3.4.5.4.1 No pilar

O cálculo da tensão normal de compressão no pilar se dá pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p * \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (76)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão no pilar (kN/cm^2);
- N_d = força de carregamento (cm^2);
- A_p = área do pilar (cm^2), e
- α = ângulo.

5.3.3.4.5.4.2 Na estaca

Já para a tensão normal de compressão na estaca, calcula-se pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 * A_e * \sin^2 \alpha} \quad (77)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão na estaca (kN/cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- A_e = área da estaca (cm^2), e
- α = ângulo.

Definindo o limite das tensões, temos:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 * K_R * f_{cd} \quad (78)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,lim,est}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/cm^2);
- K_R = coeficiente de perda de resistência do concreto, e
- f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/cm^2).

O coeficiente (K_R) varia de 0,90 a 0,95.

5.3.3.4.6 Condição de segurança

A condição de segurança será atendida caso obedeça às equações 79 e 80:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad (79)$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est} \quad (80)$$

em que:

- $\sigma_{cd,b,pil}$ = tensão normal de compressão no pilar (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,est}$ = tensão normal de compressão na estaca (kN/cm^2);
- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite no pilar (kN/cm^2), e
- $\sigma_{cd,b,lim,pil}$ = tensão normal de compressão limite na estaca (kN/m^2).

5.3.3.4.7 Dimensionamento das armaduras

Para o dimensionamento das armaduras do bloco, será calculada a armaduras principais, armaduras complementares e espaçamentos.

5.3.3.4.7.1 Armadura Principal

A armadura paralela a cada lado do bloco pode ser calculada pela expressão:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16 * d * f_{yd}} * (2 * e - a_p) \quad (81)$$

em que:

- $A_{s,lado}$ = armadura paralela aos lados do bloco (cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN);
- d = altura útil do bloco (cm);
- f_{yd} = resistência de cálculo do aço à tração (kN/cm^2);
- e = distância entre os centros das estacas (cm), e
- a_p = dimensão do pilar (cm).

5.3.3.4.7.2 Armadura de distribuição em malha

A armadura de distribuição em malha, em cada direção, é calculada pela expressão a seguir:

$$A_{s,malha} = 0,25 * A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp}}{4} \quad (82)$$

em que:

- $A_{s,malha}$ = armadura em malha(cm^2);
- $A_{s,lado}$ = armadura paralela aos lados do bloco(cm^2), e
- $A_{s,susp}$ = armadura de suspensão(cm^2).

5.3.3.4.7.3 Armadura de suspensão total

Para calcular a armadura de suspensão, é aplicada a seguinte expressão:

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{6 * f_{yd}} \quad (83)$$

em que:

- $A_{s,susp}$ = armadura de suspensão(cm^2);
- N_d = força de carregamento (kN), e
- f_{yd} = resistência de cálculo do aço à tração (kN/ cm^2).

5.3.3.4.7.4 Armaduras Complementares

As armaduras complementares são compostas por armadura de pele por face e armadura superior.

5.3.3.4.7.5 Armadura de pele por face

Deve-se acrescentar uma armadura de pele, disposta em barras horizontais nas faces, com área por face e calculada pela expressão:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} * A_{s,tot} \quad (84)$$

em que:

- $A_{sp,face} = \text{armadura de pele por face (cm}^2\text{)}, e$
- $A_{s,tot} = \text{armadura principal total (cm}^2\text{)}.$

Sendo:

$$A_{s,total} = 4 * A_{s,lado} \quad (85)$$

em que:

- $A_{s,total} = \text{armadura principal total (cm}^2\text{)}, e$
- $A_{s,lado} = \text{armadura paralela aos lados do bloco (cm}^2\text{)}.$

5.3.3.4.7.6 Cálculo dos espaçamentos (s)

Os limites superior e inferior dos espaçamentos da armadura complementar são definidos pelas equações 86 e 87, respectivamente:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{d}{3} \end{cases} \quad (86)$$

$$s \geq 8 \text{ cm} \quad (87)$$

em que:

- $s = \text{espaçamento (cm)}, e$
- $d = \text{altura útil do bloco (cm)}.$

5.3.3.4.7.6.1 Armadura superior

A armadura superior pode ser calculada pela equação a seguir:

$$A_{s,sup} = 0,2 * A_s \quad (88)$$

em que:

- $A_{s,sup} = \text{armadura superior (cm}^2\text{)}, e$
- $A_{s,lado} = \text{armadura principal (cm}^2\text{)}.$

6. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS CINTAS

Dados:

- Seção transversal da viga: (20 x 50) cm;
- $f_{ck} = 30$ MPa, e
- Taxa de armadura mínima: 0,150.

Segue a tabela 9 com os valores mínimos das armaduras necessárias para as vigas de seção transversal retangular.

Tabela 9 - Taxas mínimas de armaduras de flexão para vigas com seção transversal retangular

f_{ck} MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$ %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.															

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

Para determinar a armadura mínima necessária, utiliza-se a expressão seguinte:

$$A_{s,min} = A_c * \frac{\rho_{min}}{100} \quad (89)$$

em que:

- $A_{s,min}$ = armadura mínima (cm^2);
- A_c = seção transversal da viga (cm);
- ρ_{min} = taxas mínimas de armaduras de flexão.

7. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir do dimensionamento da fundação profunda do edifício residencial proposto.

Inicialmente, são apresentados os resultados da capacidade de carga das estacas pelos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), permitindo a definição do comprimento de projeto e da quantidade de estacas necessária para cada pilar. Na sequência, são apresentados os dimensionamentos dos blocos de coroamento e das vigas cinta, verificando a adequação da solução adotada às características do solo e às cargas atuantes na estrutura.

7.1 INFORMAÇÕES SOBRE A ESTACA HÉLICE-CONTÍNUA E PILARES

Segue a tabela 10 e 11 com informações sobre as estacas do tipo hélice-contínua e os pilares, respectivamente.

Tabela 10 – Informações sobre a estaca do tipo hélice-contínua

Estaca Hélice Contínua						(L até 25 m)
Diâmetro Escolhido	Característica	Pe (kN)	d _i (m)	a _i (m)	NE,TOTAL	
Φ70 cm	Grande diâmetro	2400	1,75	0,75	64	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 11 – Dimensão dos pilares

Seção dos Pilares (cm)
(20x50)

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.2 MÉTODOS

Para este trabalho, foram adotados dois métodos para o cálculo de comprimento das estacas, sendo o primeiro método adotado o de Aoki e Velloso (1975) e o segundo de Décourt e Quaresma (1978).

7.2.1 Método (Aoki e Velloso)

Seguem as tabelas 12 a 15 com os resultados do método Aoki e Velloso.

Tabela 12 – Fatores de conversão e resistência dos solos

Método Aoki e Velloso					
Solo	Descrição	K (kN/m ²)	α (%)	α	N, med Camada
SOLO 1	Areia siltosa	800	2	0,02	3,67
SOLO 2	Areia siltosa	800	2	0,02	8,25
SOLO 3	Areia siltosa	800	2	0,02	15,00
SOLO 4	Areia siltosa	800	2	0,02	29,50
SOLO 5	Areia siltosa	800	2	0,02	50,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 13 – Fatores de correção

Fatores	
F1	2
F2	4
AP	0,385

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 14 – Cargas admissíveis

Condições		
Qadm (kN)	1920	X (0,8)
Qadm (kN)	2400	X (1)
Qr (kN)	4800	X (2)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 15 – Resultados do dimensionamento e limites da capacidade de carga

Método Aoki e Velloso														
i	ΔL_i (m)	Kp (kN/m ³)	Np	qp,r (kN/m ²)	α_i	Ki (kN/m ³)	Nméd,i	fs (kN/m ²)	Al (m ³)	Qp,r (kN)	QL,r,i (kN)	$\sum Q_{L,r}$ (kN)	Qr (kN)	obs.
1	4	800	4	1600,00	0,02	800	3,67	14,67	8,80	615,75	129,01	129,01	744,77	≥4800 kN
2	4	800	15	6000,00	0,02	800	8,25	33,00	8,80	2309,07	290,28	419,30	2728,37	≥4800 kN
3	1	800	20	8000,00	0,02	800	15,00	60,00	2,20	3078,76	131,95	551,24	3630,01	≥4800 kN
4	2	800	42,5	17000,00	0,02	800	29,50	118,00	4,40	6542,37	518,99	1070,24	7612,60	≥4800 kN
5	2,48	800	50	20000,00	0,02	800	50,00	200,00	5,45	7696,90	1090,76	2161,00	9857,90	≥4800 kN
													Verificação	LP (m)
													NÃO OK	11
													NÃO OK	
													OK	
													OK	

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.2.2 Método (Décourt e Quaresma)

Seguem as tabelas 16 e 17 com os resultados do método Décourt e Quaresma.

Tabela 16 – Coeficientes de ponta, atrito lateral e resistência do solo

Método Décourt e Quaresma					
Solo	Descrição	β	α	N, med Camada	C (kPA)
SOLO 1	Areia	1	0,3	3,67	400
SOLO 2	Areia	1	0,3	8,25	400
SOLO 3	Areia	1	0,3	15,00	400
SOLO 4	Areia	1	0,3	29,50	400
SOLO 5	Areia	1	0,3	50,00	400

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 17 - Resultados do dimensionamento e limites da capacidade de carga

Método Décourt e Quaresma														
i	ΔLi (m)	Qp (kN)	Al,i	Nl,sptméd1	Nl,sptméd2	Nl,sptméd3	Nl,sptméd4	Ql,1 (kN)	Ql,2 (kN)	Ql,3 (kN)	Ql,4 (kN)	Ql (kN)	Qr (kN)	obs.
1	4	169,33	8,80	3,50	0,00	0,00	0,00	190,59	0,00	0,00	0,00	190,59	320,85	≥1920 kN e ≥2400 kN
2	4	381,00	8,80	3,50	6,00	0,00	0,00	190,59	263,89	0,00	0,00	454,48	747,56	≥1920 kN e ≥2400 kN
3	1	692,72	2,20	3,50	6,00	15,00	0,00	190,59	263,89	131,95	0,00	586,43	1119,29	≥1920 kN e ≥2400 kN
4	2	1362,35	4,40	3,50	6,00	15,00	24,00	190,59	263,89	131,95	395,84	982,27	2030,23	≥1920 kN e ≥2400 kN
5	2,48	2309,07	5,45	3,50	6,00	15,00	24,00	190,59	263,89	131,95	395,84	982,27	2758,48	≥1920 kN e ≥2400 kN
													Verificação	LP (m)
													NÃO OK	13,48
													NÃO OK	
													NÃO OK	
													OK	

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.2.3 Comparação dos métodos

A comparação entre os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) demonstrou diferenças no comprimento das estacas para as mesmas condições geotécnicas e estruturais. O método de Aoki e Velloso indicou estacas com comprimento aproximado de 11,0 m, enquanto o método de Décourt e Quaresma resultou em 13,8 m.

Essa diferença decorre das particularidades de cada metodologia. O método de Aoki e Velloso tende a fornecer soluções mais econômicas, com menores comprimentos de estaca, enquanto o método de Décourt e Quaresma apresenta uma abordagem mais conservadora, resultando em maiores comprimentos para garantir a capacidade de carga.

Considerando as elevadas cargas de um edifício residencial de 20 pavimentos, optou-se pela adoção do método de Décourt e Quaresma, por proporcionar maior margem de segurança e maior confiabilidade ao dimensionamento. Apesar do aumento no comprimento das estacas e, consequentemente, dos custos de execução, essa escolha se justifica pela maior segurança proporcionada à fundação, aspecto prioritário em edificações de grande porte.

7.3 ESTAQUEAMENTO

Para o dimensionamento das estacas, primeiro foram calculadas as cargas atuantes nos pilares usando a área de influência para cada pilar.

7.3.1 Carga atuante nos pilares

A definição da carga atuante nos pilares foi realizada pelo método de cálculo de uso da área de influência, para cada pilar. Foi aplicada uma força distribuída de 10 kN/m^2 , a partir disso, calculou-se a carga em kN para cada pilar, multiplicando a área (m^2), pela força distribuída e pelo número de pavimentos.

Segue a tabela 18 com os valores das áreas de influência de cada pilar e suas respectivas cargas.

Tabela 18 – Áreas de influência e cargas dos pilares

Pilar	Área (m ²)	10 (kN/m ²)	Nº pav	Carga (kN)
P1	12,43	10	20	2486
P2	24,15	10	20	4830
P3	12,43	10	20	2486
P4	12,43	10	20	2486
P5	24,15	10	20	4830
P6	12,43	10	20	2486
P7	23,09	10	20	4618
P8	44,87	10	20	8974
P9	31,47	10	20	6294
P10	31,47	10	20	6294
P11	44,87	10	20	8974
P12	23,09	10	20	4618
P13	23,09	10	20	4618
P14	44,87	10	20	8974
P15	31,47	10	20	6294
P16	31,47	10	20	6294
P17	44,87	10	20	8974
P18	23,09	10	20	4618
P19	12,43	10	20	2486
P20	24,15	10	20	4830
P21	12,43	10	20	2486
P22	12,43	10	20	2486
P23	24,15	10	20	4830
P24	12,43	10	20	2486

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com os valores das cargas estabelecidos para cada pilar, pode-se calcular o número de estacas. Com o valor da carga admissível para uma estaca sendo igual a 2400 kN, dividiu-se a carga real pela carga limite, obtendo assim, o número de estacas.

Em casos de números não inteiros, o valor foi arredondando para cima, buscando sempre ficar a favor da segurança.

7.3.2 Número de estacas

A tabela 19 a seguir apresenta valores das cargas por pilar e número de estacas por pilar.

Tabela 19 – Número total de estacas e por pilar

Estaqueamento - Pilar Isolado							
Pilar	Carga (kN)	Pe (kN)	di (m)	ai (m)	NE	NE,ef	NE°total
P1	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	64
P2	4830	2400	1,75	0,75	2,01	3,00	
P3	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P4	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P5	4830	2400	1,75	0,75	2,01	3,00	
P6	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P7	4618	2400	1,75	0,75	1,92	2,00	
P8	8974	2400	1,75	0,75	3,74	4,00	
P9	6294	2400	1,75	0,75	2,62	3,00	
P10	6294	2400	1,75	0,75	2,62	3,00	
P11	8974	2400	1,75	0,75	3,74	4,00	
P12	4618	2400	1,75	0,75	1,92	2,00	
P13	4618	2400	1,75	0,75	1,92	2,00	
P14	8974	2400	1,75	0,75	3,74	4,00	
P15	6294	2400	1,75	0,75	2,62	3,00	
P16	6294	2400	1,75	0,75	2,62	3,00	
P17	8974	2400	1,75	0,75	3,74	4,00	
P18	4618	2400	1,75	0,75	1,92	2,00	
P19	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P20	4830	2400	1,75	0,75	2,01	3,00	
P21	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P22	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	
P23	4830	2400	1,75	0,75	2,01	3,00	
P24	2486	2400	1,75	0,75	1,04	2,00	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Após a definição do número total de estacas, realizou-se a nomeação das estacas por pilar/bloco.

7.3.3 Nomeação e organização das estacas

Para melhor visualização do projeto, a tabela 20 apresenta as dimensões das distâncias entre as estacas, a quantidade e organização das estacas por pilar.

Tabela 20 – Organização das estacas por pilar

Distâncias das Estacas						
Pilar	Estaca	Nº Estacas	d (m)	di (m)	ai (m)	h (m)
P1	EST 1,2	2	0,7	1,75	0,75	-
P2	EST 3,4,5	3	0,7	1,75	0,75	1,52
P3	EST 6,7	2	0,7	1,75	0,75	-
P4	EST 8,9	2	0,7	1,75	0,75	-
P5	EST 10,11,12	3	0,7	1,75	0,75	1,52
P6	EST 13,14	2	0,7	1,75	0,75	-
P7	EST 15,16	2	0,7	1,75	0,75	-
P8	EST 17,18,19,20	4	0,7	1,75	0,75	-
P9	EST 21,22,23	3	0,7	1,75	0,75	-
P10	EST 24,25,26	3	0,7	1,75	0,75	-
P11	EST 27,28,29,30	4	0,7	1,75	0,75	-
P12	EST 31,32	2	0,7	1,75	0,75	-
P13	EST 33,34	2	0,7	1,75	0,75	-
P14	EST 35,36,37,38	4	0,7	1,75	0,75	-
P15	EST 39,40,41	3	0,7	1,75	0,75	-
P16	EST 42,43,44	3	0,7	1,75	0,75	-
P17	EST 45,46,47,48	4	0,7	1,75	0,75	-
P18	EST 49,50	2	0,7	1,75	0,75	-
P19	EST 51,52	2	0,7	1,75	0,75	-
P20	EST 53,54,55	3	0,7	1,75	0,75	1,52
P21	EST 56,57	2	0,7	1,75	0,75	-
P22	EST 58,59	2	0,7	1,75	0,75	-
P23	EST 60,61,62	3	0,7	1,75	0,75	1,52
P24	EST 63,64	2	0,7	1,75	0,75	-

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com o número de estacas estabelecido, de acordo com os seus respectivos pilares, pode-se avançar para o dimensionamento dos blocos de coroamento.

7.4 BLOCOS DE COROAMENTO

Foram definidos três tipos de blocos a ser dimensionados, ou seja, o bloco para duas, três e quatro estacas.

7.4.1 Blocos de coroamento para duas estacas

Foram destacadas as informações das dimensões do bloco, das forças de reações atuantes e os resultados do dimensionamento das armaduras do bloco para duas estacas.

7.4.1.1 Informações da estaca e do bloco

Seguem as tabelas 21 a 23 sobre os dados das dimensões e informações do bloco e das estacas.

Tabela 21 – Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 1)

B-2EST	ângulo alfa min	ângulo alfa max	ângulo alfa adotado	e (m)	ap (m)	bp (m)
	45	55	45	1,75	0,50	0,30
(cm)				175	50	30

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 22 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 2)

B-2EST	a est (m ²)	d min (m)	d max (m)	média d (m)	aprox
	0,18	0,75	1,07	0,91	0,95
(cm)	17,72	75,00	106,50	90,75	95

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 23 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre duas estacas (parte 3)

B-2EST	d' (m)		h (m)	diam.est (m)
	0,05	0,04	1,00	0,70
(cm)	5	3,54	100,00	70

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.1.2 Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre duas estacas

Segue a tabela 24 com os valores das cargas para cada pilar e as reações de tração e compressão geradas no bloco sobre duas estacas.

Tabela 24 – Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão

B-2EST	Carga (kN)	Rs (kN)	Rc (kN)
P1	2486	981,32	1460,80
P3	4318	1704,47	2537,30
P4	4318	1704,47	2537,30
P6	2486	981,32	1460,80
P7	4618	1822,89	2713,59
P12	4618	1822,89	2713,59
P13	4618	1822,89	2713,59
P18	4618	1822,89	2713,59
P19	2486	981,32	1460,80
P21	4318	1704,47	2537,30
P22	4318	1704,47	2537,30
P24	2486	981,32	1460,80

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.1.3 Dimensionamento da armadura do bloco

Os diâmetros das barras para dimensionamento da armadura do bloco estão dispostos na tabela 25.

Tabela 25 – Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura

Barras	
Diâmetro (cm)	Área (cm ²)
1,00	0,79
1,25	1,23
1,60	2,01
2,00	3,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 26 apresenta os resultados das tensões limites e suas verificações.

Tabela 26 – Verificação das bielas

Verif. Bielas								
PILAR	Ap (m ²)	Ae (m ²)	Ab (m ²)	Kr	fcd (kN/cm ²)	tensão cd,b (kN/cm ²)	tensão cd,b lim (kN/cm ²)	Verificação
	0,15	0,38	0,06	0,95	2,14		2,29	OK
EST	Ap (m ²)	Ae (m ²)	Ab (m ²)	Kr	fcd (kN/cm ²)	tensão cd,b (kN/cm ²)	tensão cd,b lim (kN/cm ²)	Verificação
	0,15	0,38	0,33	0,95	2,14	0,83	2,85	OK

Fonte: Elaborado pelo autor.

As tabelas 27, 28 e 29 apresentam os dimensionamentos das armaduras principais, secundárias e os comprimentos de ancoragem respectivamente.

Tabela 27 – Dimensionamento das armaduras principais

Armadura Principal						
B-2EST	Carga (kN)	As (m ²)	As (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)
P1	2486	0,0026	25,96	8,3	9	28,27
P3	4318	0,0045	45,08	14,4	10	31,42
P4	4318	0,0045	45,08	14,4	10	31,42
P6	2486	0,0026	25,96	8,3	9	28,27
P7	4618	0,0048	48,22	15,3	10	31,42
P12	4618	0,0048	48,22	15,3	10	31,42
P13	4618	0,0048	48,22	15,3	10	31,42
P18	4618	0,0048	48,22	15,3	16	50,27
P19	2486	0,0026	25,96	8,3	9	28,27
P21	4318	0,0045	45,08	14,4	15	47,12
P22	4318	0,0045	45,08	14,4	15	47,12
P24	2486	0,0026	25,96	8,3	9	28,27

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 28 – Dimensionamento das armaduras complementares

Armadura Superior				Armadura Complementar				Espaçamento armadura lateral				Espaçamento estribos verticais			
B-2EST	Asup (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)	B (cm)	As min,face (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)	S s (cm)	S z (cm)	S s (cm)	S z (cm)	S s (cm)	S z (cm)
P1	5,19	4,2	5	6,14	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P3	9,02	7,3	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P4	9,02	7,3	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P6	5,19	4,2	5	6,14	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P7	9,64	7,9	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P12	9,64	7,9	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P13	9,64	7,9	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P18	9,64	7,9	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P19	5,19	4,2	5	6,14	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P21	9,02	7,3	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P22	9,02	7,3	8	9,82	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
P24	5,19	4,2	5	6,14	100	7,50	6,1	7	8,59	32	20	8	15	9	8
										S adotado = 15 cm		S adotado = 8 cm			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 29 – Dimensionamento do comprimento de ancoragem

comprimento de ancoragem						
B-2EST	ângulo alfa	c (cm)	lb (cm)	lb,nec (cm)	lb,2 (cm)	lb,2 (cm) aprox.
P1	0,7	3	9,5	6,10	268	270
P3	0,7	3	9,5	9,54	268	270
P4	0,7	3	9,5	9,54	268	270
P6	0,7	3	9,5	6,10	268	270
P7	0,7	3	9,5	10,21	268	270
P12	0,7	3	9,5	10,21	268	270
P13	0,7	3	9,5	10,21	268	270
P18	0,7	3	9,5	6,38	268	270
P19	0,7	3	9,5	6,10	268	270
P21	0,7	3	9,5	6,36	268	270
P22	0,7	3	9,5	6,36	268	270
P24	0,7	3	9,5	6,10	268	270

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.2 Blocos de coroamento para três estacas

Seguem os dados das estacas e blocos, além dos resultados das reações das cargas e dimensionamento das armaduras do bloco para três estacas.

7.4.2.1 Informações da estaca e do bloco

Seguem as tabelas 30 a 31 sobre os dados das dimensões e informações do bloco e das estacas.

Tabela 30 – Informações para o dimensionamento do bloco sobre três estacas (parte 1)

B-3EST	ângulo alfa min	ângulo alfa max	ângulo alfa adotado	e (m)	ap (m)	bp (m)	ap, eq (m ²)
	45	55	45	1,75	0,50	0,20	0,32
(cm)				175	50	20	31,62

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 31 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre três estacas (parte 2)

B-3EST	a est (m ²)	d min (m)	d max (m)	média d (m)	aprox
	0,18	0,92	1,31	1,12	1,15
(cm)	17,72	92,33	131,33	112	115

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.2.2 Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre três estacas

As cargas atuantes nos pilares e suas respectivas reações de tração e compressão foram exemplificadas na tabela 32.

Tabela 32 - Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão

B-3EST	Carga (kN)	Rs (kN)	Rc (kN)
P2	4830	1204,51	1892,11
P5	4830	1204,51	1892,11
P9	8024	2001,03	3143,33
P10	8024	2001,03	3143,33
P15	8024	2001,03	3143,33
P16	8024	2001,03	3143,33
P20	4830	1204,51	1892,11
P23	4830	1204,51	1892,11

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.2.3 Dimensionamento da armadura do bloco

Para o dimensionamento da armadura do bloco sobre três estacas, inicialmente foram definidas as barras de aço a serem utilizadas, conforme apresentado na Tabela 33. Em seguida, foram realizadas as verificações das bielas (Tabela 34). Por fim, efetuou-se o dimensionamento das armaduras principais (Tabela 35) e das armaduras complementares (Tabelas 36 e 37).

Tabela 33 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura

Barras	
Diâmetro (cm)	Área (cm ²)
1,00	0,79
1,25	1,23
1,60	2,01
2,00	3,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 34 – Verificação das bielas

Verif. Bielas								
PILAR	Ap (m²)	Ae (m²)	Ab (m²)	Kr	fcd (kN/cm²)	tensão cd,b (kN/cm²)	tensão cd,b lim (kN/cm²)	Verificação
	0,32	0,38	0,09	0,95	2,14	2,11	3,56	OK
EST	Ap (m²)	Ae (m²)	Ab (m²)	Kr	fcd (kN/cm²)	tensão cd,b (kN/cm²)	tensão cd,b lim (kN/cm²)	Verificação
	0,32	0,38	0,33	0,95	2,14	0,58	3,56	OK

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 35 - Dimensionamento das armaduras principais

Armadura Principal							
B-3EST	Carga (kN)	Rs	R's	As,lado (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)
P2	4830	1281,6925	739,99	17,02	5,4	6	18,85
P5	4830	1281,6925	739,99	17,02	5,4	6	18,85
P9	8024	2129,2548	1229,33	28,27	9,0	10	31,42
P10	8024	2129,2548	1229,33	28,27	9,0	10	31,42
P15	8024	2129,2548	1229,33	28,27	9,0	10	31,42
P16	8024	2129,2548	1229,33	28,27	9,0	10	31,42
P20	4830	1281,6925	739,99	17,02	5,4	6	18,85
P23	4830	1281,6925	739,99	17,02	5,4	6	18,85

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 36 - Dimensionamento das armaduras complementares (parte 1)

Armadura Complementar								
Armadura Malha				Armadura Suspensão				
As,malha (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)	As,sus, tot(cm ²)	As,sus, face(cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)
3,4039	4,3	5	3,93	24,69	8,23	4,1	5	10,05
3,4039	4,3	5	3,93	24,69	8,23	4,1	5	10,05
5,6549	7,2	8	6,28	41,01	13,67	6,8	7	14,07
5,6549	7,2	8	6,28	41,01	13,67	6,8	7	14,07
5,6549	7,2	8	6,28	41,01	13,67	6,8	7	14,07
5,6549	7,2	8	6,28	41,01	13,67	6,8	7	14,07
3,4039	4,3	5	3,93	24,69	8,23	4,1	5	10,05
3,4039	4,3	5	3,93	24,69	8,23	4,1	5	10,05

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 37 - Dimensionamento das armaduras complementares (parte 2)

Armadura Complementar											
Armadura Superior					Armadura de Pele				Espaçamento armadura lateral		
As (cm ²)	As,sup (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)	Asp,face (cm ²)	Detalhamento	nº barras	As,ef (cm ²)	S ≤ (cm)	S ≥ (cm)	
51,06	10,21	5,1	6	12,06	6,38	3,2	4	8,04	38	20	8
51,06	10,21	5,1	6	12,06	6,38	3,2	4	8,04	38	20	8
84,82	16,96	8,4	9	18,10	10,60	5,3	6	12,06	38	20	8
84,82	16,96	8,4	9	18,10	10,60	5,3	6	12,06	38	20	8
84,82	16,96	8,4	9	18,10	10,60	5,3	6	12,06	38	20	8
84,82	16,96	8,4	9	18,10	10,60	5,3	6	12,06	38	20	8
51,06	10,21	5,1	6	12,06	6,38	3,2	4	8,04	38	20	8
51,06	10,21	5,1	6	12,06	6,38	3,2	4	8,04	38	20	8
										S adotado = 15 cm	

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.3 Blocos de coroamento para quatro estacas

Seguem os dados das estacas e blocos, além dos resultados das reações das cargas, dimensionamento e espaçamentos das armaduras do bloco sobre quatro estacas.

7.4.3.1 Informações da estaca e do bloco

Seguem as tabelas 38 a 40 sobre os dados das dimensões e informações do bloco e das estacas.

Tabela 38 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 1)

B-4EST	ângulo alfa min	ângulo alfa max	ângulo alfa	e (m)	ap (m)	bp (m)	ap, eq (m ²)
	45	55	45	1,75	0,50	0,20	0,32
(cm)				175	50	20	31,62

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 39 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 2)

B-4EST	a est (m ²)	d min (m)	d max (m)	média d (m)	aprox
	0,18	1,13	1,59	1,36	1,40
(cm)	17,72	113,02	159,19	136,11	140

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 40 - Informações para o dimensionamento do bloco sobre quatro estacas (parte 3)

B-4EST	d' (m)		h (m)	diam.e (m)
	0,05	0,04	1,45	0,20
(cm)	5	3,54	145,00	20

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.3.2 Reações das cargas atuantes no pilar do bloco sobre quatro estacas

As cargas atuantes nos pilares dos blocos e suas respectivas reações de tração e compressão foram exemplificadas na tabela 41.

Tabela 41 – Cargas dos pilares e suas reações de tração e compressão

B-4EST	Carga (kN)	Rs (kN)	Rc (kN)
P8	8974	1803,83	2636,61
P11	8974	1803,83	2636,61
P14	8974	1803,83	2636,61
P17	8974	1803,83	2636,61

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.4.3.3 Dimensionamento da armadura do bloco

No dimensionamento da armadura do bloco sobre quatro estacas, foram determinadas as barras de aço a serem utilizadas, exemplificadas na Tabela 42. Após isso, foram feitas as verificações das bielas (Tabela 43). Por fim, realizou-se o dimensionamento das armaduras principais (Tabela 44) e das armaduras complementares e seus espaçamentos (Tabela 45).

Tabela 42 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura

Barras	
Diâmetro (cm)	Área (cm ²)
1,00	0,79
1,25	1,23
1,60	2,01
2,00	3,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 43 – Verificações das bielas

Verif. Bielas								
PILAR	Ap (m ²)	Ae (m ²)	Ab (m ²)	Kr	fcd (kN/cm ²)	tensão cd,b (kN/cm ²)	tensão cd,b lim (kN/cm ²)	Verificação
	0,32	0,38	0,07	0,95	2,14	3,92	4,28	OK
EST	Ap (m ²)	Ae (m ²)	Ab (m ²)	Kr	fcd (kN/cm ²)	tensão cd,b (kN/cm ²)	tensão cd,b lim (kN/cm ²)	Verificação
	0,32	0,38	0,33	0,95	2,14	0,81	4,28	OK

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 44 - Dimensionamento das armaduras principais

Armadura Principal													
Armadura Lateral					Armadura Susp					Armadura Malha			
B-4EST	Carga (kN)	As,lado (cm ²)	Detalhamento	n° barras	As,ef (cm ²)	As,susp (cm ²)	Detalhamento	n° barras	As,ef (cm ²)	As,malha (cm ²)	Detalhamento	n° barras	As,ef (cm ²)
P8	8974	29,34	9,34	10	31,42	34,40	10,95	12	37,70	7,33	3,65	4	8,04
P11	8974	29,34	9,34	10	31,42	34,40	10,95	12	37,70	7,33	3,65	4	8,04
P14	8974	29,34	9,34	10	31,42	34,40	10,95	12	37,70	7,33	3,65	4	8,04
P17	8974	29,34	9,34	10	31,42	34,40	10,95	12	37,70	7,33	3,65	4	8,04

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 45 - Dimensionamento das armaduras complementares e seus espaçamentos

Armadura Complementar					Espaçamento armadura lateral		
B-4EST	As,sp, face (cm ²)	Detalhamento	n° barras	As,ef (cm ²)	S ≤ (cm)	S ≥ (cm)	
P8	14,67	7,30	8	16,08	47	20	8
P11	14,67	7,30	8	16,08	47	20	8
P14	14,67	7,30	8	16,08	47	20	8
P17	14,67	7,30	8	16,08	47	20	8
					S adotado = 10 cm		

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.5 VIGAS CINTAS

Para o dimensionamento das vigas cintas, foram utilizadas barras de aço, com diâmetros e áreas definidas na tabela 46. Em seguida, foram calculadas as armaduras necessárias para a sustentação das vigas, presentes na tabela 47.

Tabela 46 - Diâmetros e áreas das barras de aço da armadura

Barras	
Diâmetro (cm)	Área
0,63	0,31
0,8	0,50
1,00	0,79
1,25	1,23
1,60	2,01
2,00	3,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 47 – Dimensionamento da armadura da viga

Armadura da Viga								
Viga	Comprimento (cm)	Dimensões (cm)		p mín	Ac (cm ²)	As mín (cm ²)	Detalhamento	N° barras adotado
V1	510	20	50	0,150	1000	1,50	2,98	4
V2	478	20	50	0,150	1000	1,50	2,98	4
V3	440	20	50	0,150	1000	1,50	2,98	4

Fonte: Elaborado pelo autor.

8. DISCUSSÃO

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver o projeto de fundação para um edifício residencial hipotético de 20 pavimentos, localizado no município de São José do Rio Preto (SP), utilizando estacas hélice contínua como solução de fundação profunda. Para isso, foram empregados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), possibilitando a comparação entre seus resultados quanto ao dimensionamento das estacas e à definição da solução mais adequada para o empreendimento.

Os objetivos propostos foram plenamente alcançados, uma vez que foi possível caracterizar o solo por meio dos dados de sondagem SPT, determinar as cargas atuantes nos pilares, dimensionar as estacas, elaborar o estaqueamento, desenvolver os blocos de coroamento e detalhar as vigas-cinta, atendendo aos critérios estabelecidos pelas normas técnicas vigentes e pela bibliografia especializada.

A comparação entre os métodos demonstrou diferenças significativas nos comprimentos de projeto obtidos. O método de Aoki e Velloso apresentou um comprimento de estaca inferior ao obtido pelo método de Décourt e Quaresma, evidenciando uma solução mais econômica para as condições analisadas. Em contrapartida, o método de Décourt e Quaresma conduziu a comprimentos maiores, caracterizando uma abordagem mais conservadora no dimensionamento. Embora ambos os procedimentos atendam às condições de segurança exigidas, os resultados mostram que a escolha do método influencia diretamente o consumo de materiais, o custo da fundação e o tempo de execução da obra.

Além da comparação dos métodos de capacidade de carga, o trabalho contemplou o dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento pelo método das bielas de Blévoit e o detalhamento das armaduras, permitindo o desenvolvimento de um projeto de fundações completo e compatível com as solicitações estruturais da edificação. Dessa forma, foi possível integrar conceitos de mecânica dos solos, engenharia de fundações e concreto armado em um único estudo aplicado.

Os resultados obtidos também reforçam a eficiência da utilização de estacas hélice contínua em edifícios de múltiplos pavimentos, principalmente em ambientes urbanos, devido à elevada produtividade executiva, à ausência de vibrações significativas e à reduzida emissão de ruídos durante sua execução, características que tornam esse sistema amplamente empregado em obras de médio e grande porte.

9. CONCLUSÃO

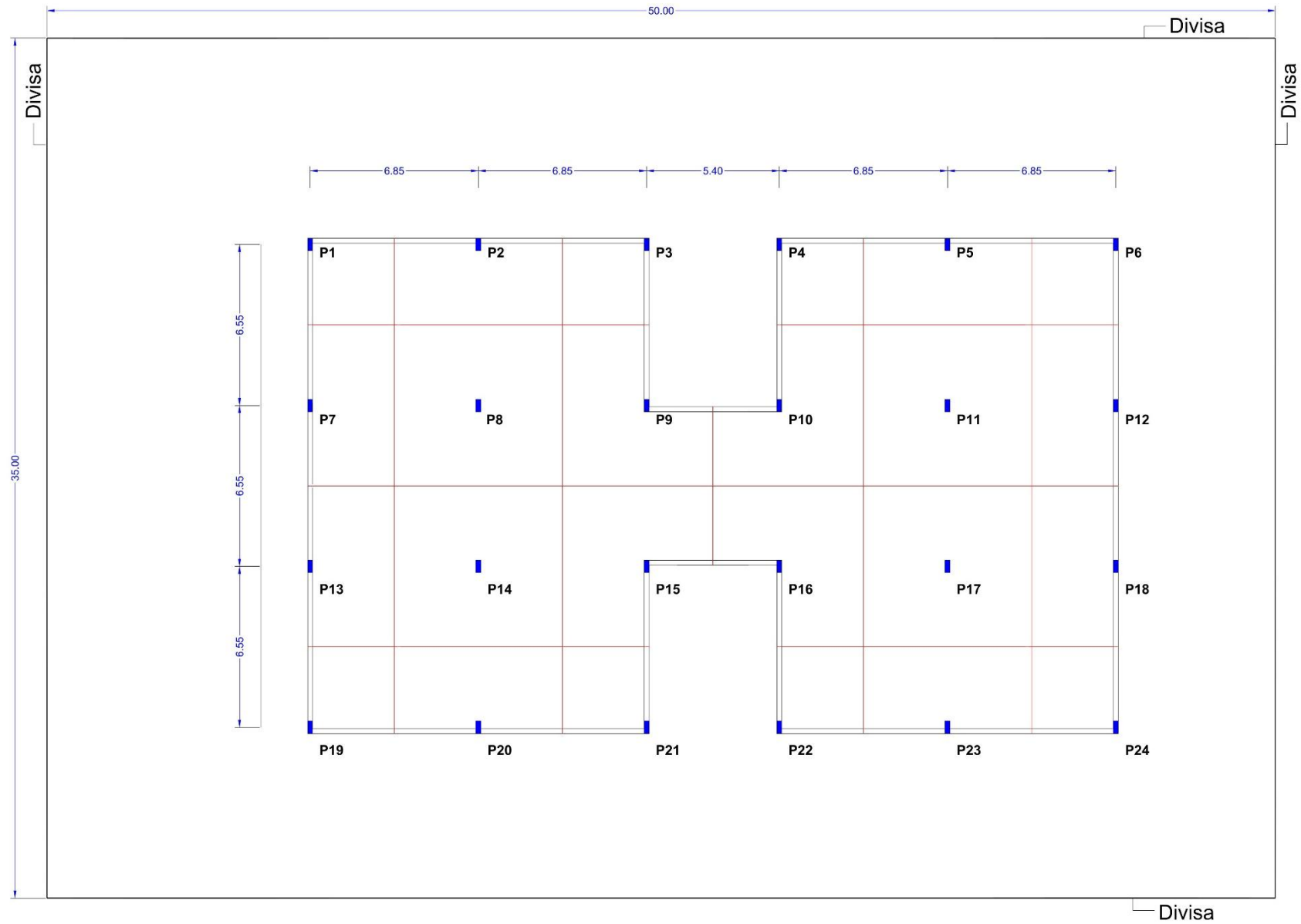
Por fim, conclui-se que o desenvolvimento deste trabalho possibilitou consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação em Engenharia Civil, demonstrando a importância da investigação geotécnica, da correta aplicação das normas técnicas e da escolha criteriosa dos métodos de dimensionamento para garantir a segurança, a estabilidade e a viabilidade técnica e econômica das fundações em edificações de grande porte.

REFERÊNCIAS

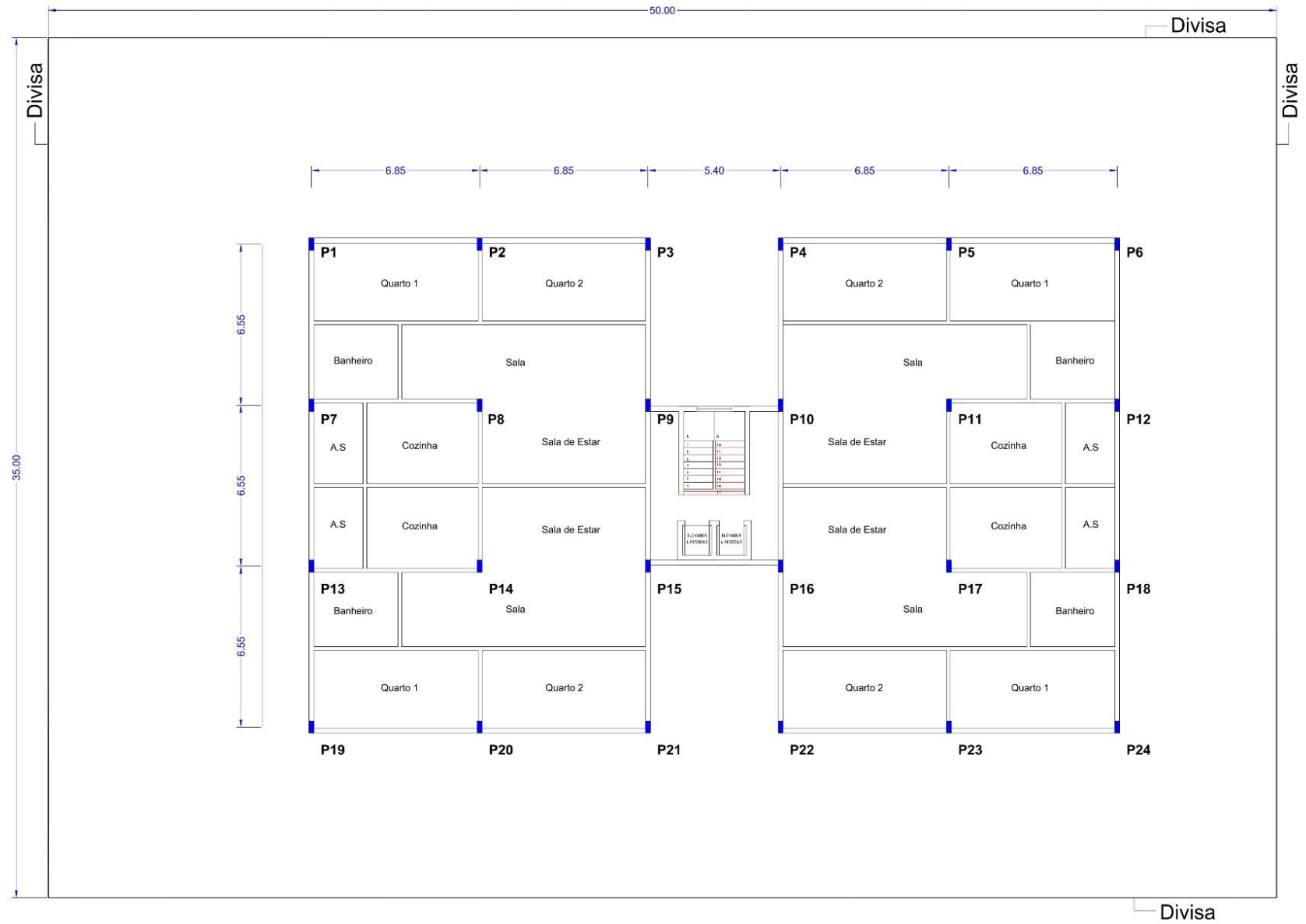
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R.. **Engenharia de Fundações**. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2022.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2010.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate bearing capacity of piles. In: **PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 5, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires, 1975, v. 1, p. 367-376.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNTNBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, ABNT, 2026.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 2023.
- BASTOS, P. S.. 2133 - **Estruturas de concreto III: Blocos de Fundação**. Universidade Estadual Paulista - Bauru. Departamento de Engenharia de Civil. 2023.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, 6, Rio de Janeiro, ABMS, *Anais*, Rio de Janeiro, 1978, p. 15-53.
- FALCONI, F. F.; CORRÊA, C. N; ORLANDO, C. *et al.* **Fundações: Teoria e prática**. 3. ed. São Paulo: Pini, 2019.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**, volume 1: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. 2. ed. São Paulo-SP: Oficina de Textos, 2011.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**, volume 2: fundações profundas. Nova. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

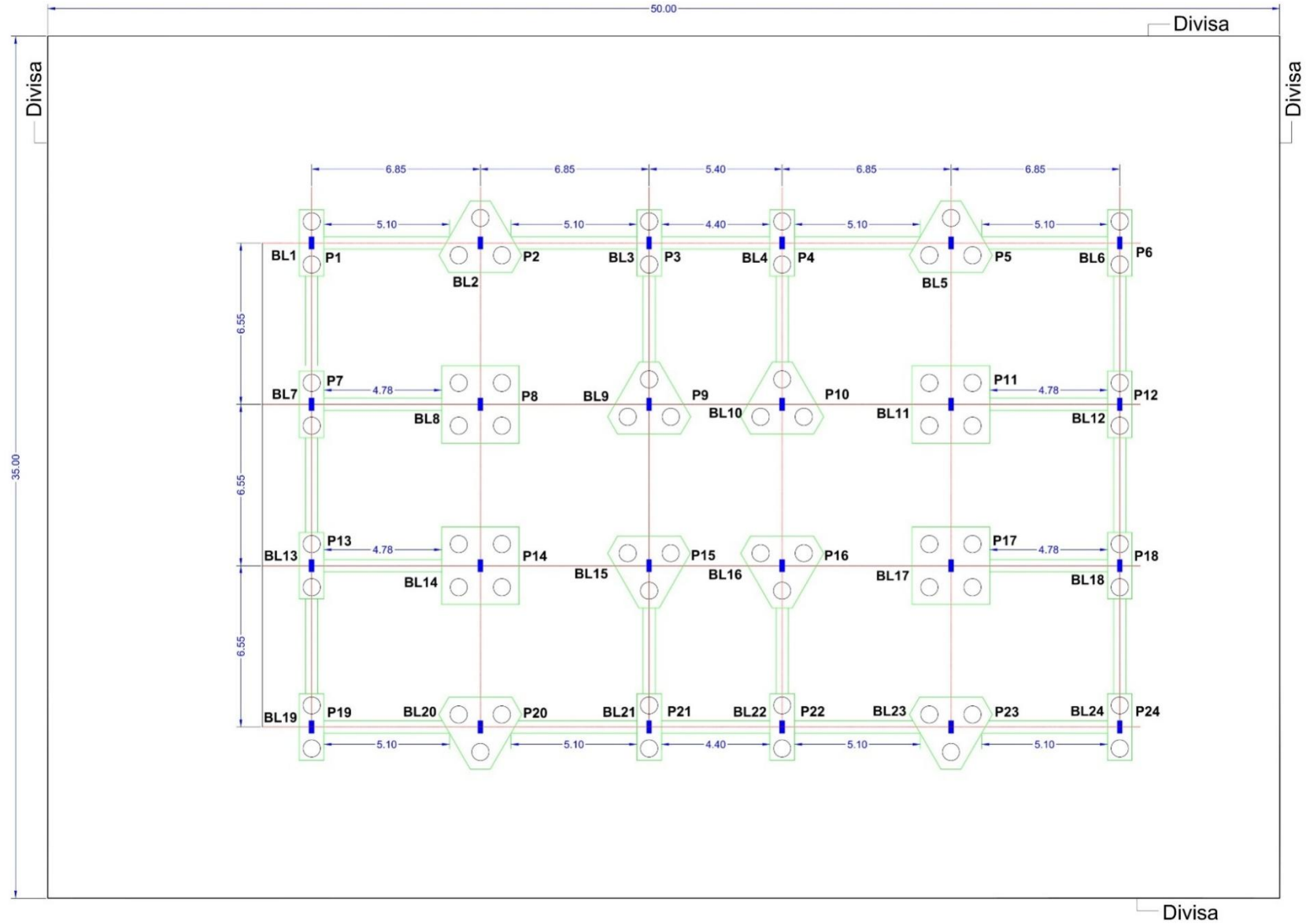
SOUZA, A. Fundações. **Notas de Aula**. UNESP: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2026.

ANEXO A – PLANTA DA ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS PILARES

ANEXO B – PLANTA BAIXA DO EDIFÍCIO



ANEXO C – PLANTA DA FUNDAÇÃO (ESTACAS, BLOCOS E VIGAS CINTAS)



ANEXO D – DISPOSIÇÃO E DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO PARA 2, 3 E 4 ESTACAS