

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

GABRIEL CONSTANTE MILANEZI

**PROJETO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO DE 15 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO PAULO/SP**

**Ilha Solteira
Ano 2022**

GABRIEL CONSTANTE MILANEZI

**PROJETO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO DE 15 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO PAULO/SP**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira –
Unesp como parte dos requisitos para
obtenção do título de bacharel.

Nome do orientador
Prof. Dr. Adriano Souza

Ilha Solteira
Ano 2022

FICHA CATALOGRÁFICA


Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

M637p Milanezi, Gabriel Constante.
Projeto de fundações em estaca hélice contínua para um edifício de 15 pavimentos na cidade de São Paulo/SP / Gabriel Constante Milanezi. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
47 f. : il.

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

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Fundação. 2. Estaca hélice contínua. 3. Viabilidade orçamentária.


Raiane da Silva Santos

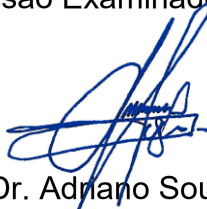
Gabriel Constante Milanezi

**PROJETO DE FUNDAÇÕES EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA PARA UM
EDIFÍCIO DE 15 PAVIMENTOS NA CIDADE DE SÃO PAULO (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Câmpus de Ilha Solteira.

Aprovado em 09/08/2022

Comissão Examinadora



Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Artur Pantoja Marques

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira

Rodrigo Andraus Bispo

Prof. MSc. Rodrigo Andraus Bispo

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira, 09 de agosto de 2022

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a minha mãe, que fez com que meus objetivos fossem alcançados, durante todos os meus anos de estudos;

Ao meu orientador, o qual esteve presente, me auxiliando na elaboração deste trabalho, bem como ao longo da graduação;

Aos funcionários de empresa RTS Incorporações e Construções LTDA, na qual estagiei e, recentemente, fui efetivado;

Aos meus amigos e colegas de graduação;

Meu muito obrigado e que novos desafios estejam por vir.

RESUMO

Neste trabalho foi elaborado um projeto de fundação de um edifício de 15 pavimentos tendo como elementos estruturais estacas hélice contínua na cidade de São Paulo / SP a partir de uma planta de fundações e um perfil de sondagem SPT. O presente trabalho também terá como referência a metodologia de Aoki – Velloso no que tange ao dimensionamento estrutural e o detalhamento das estacas, dos blocos de fundação sobre uma e duas estacas, das cintas de travamento, dos esforços solicitantes. Posteriormente foi realizada uma avaliação acerca da viabilidade orçamentária de execução do projeto.

Palavras-chave: fundação; estaca hélice contínua; viabilidade orçamentária.

ABSTRACT

In this work, a foundation project will be elaborated for a 15-floor building having as structural elements continuous helix piles in the city of São Paulo / SP from a foundation plan and a SPT drilling profile. The present work will also have as a reference the methodology of Aoki - Velloso regarding the structural design and detailing of piles, foundation blocks on one and two piles, locking straps, requesting forces. Subsequently, an assessment will be carried out on the budgetary feasibility of executing the project.

Keywords: foundation; continuous helix stake; budget feasibility.

SUMÁRIO

1. Introdução	5
2. Objetivos	6
3. Referências Bibliográficas	7
3.1. História das Fundações	7
3.2. Fundações	8
3.3. Investigações Geotécnicas	9
3.3.1. Investigações Geotécnicas nas Construções Brasileiras	10
3.4. Fundações Rasas	11
3.4.1. Sapatas de Fundação	11
3.4.2. Sapatas Corridas	11
3.4.3. Sapatas Associadas	11
3.4.4. Vigas de Fundação ou Baldrame	11
3.4.5. Blocos de Fundação	11
3.4.6. Radier	12
3.5. Fundações Profundas	12
3.5.1. Estacas	12
4. Estaca Escavada Hélice Contínua	13
4.1. Características Gerais	13
4.2. Procedimento Executivo	13
4.2.1. Perfuração	13
4.2.2. Concretagem	13
4.2.3. Colocação e Posicionamento de Armaduras	14
4.2.4. Equipamentos	16
4.2.5. Vantagens e Desvantagens das Estacas Hélice Contínua	17
4.2.5.1. Vantagens	17
4.2.5.2. Desvantagens	18
4.2.6. Aplicações	18
4.3. Capacidade de Carga em Estacas	18
4.3.1. Prova de Carga	18
4.3.2. Métodos Semiempíricos	18
4.4. Elemento de Transição	19
4.4.1. Teoria de Bielas e Tirantes	20
5. Materiais e Métodos	21
5.1. Metodologia	21
5.2. Materiais	21
5.3. Determinação do Comprimento de Projeto pelo Método de Aoki – Velloso	22
5.4. Volume de Concreto	24
5.5. Dimensionamento Estrutural e Detalhamento das Estacas	24
5.6. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos – Estacas	25
5.7. Blocos sobre uma Estaca	27
5.7.1. Modelo de Langendonck (1957)	27
5.8. Bloco sobre Duas Estacas	28
5.9. Dimensionamento das Cintas	30
6. Dimensionamento Estrutural e Cronograma Orçamentário	30
6.1. Dimensionamento Estrutural	30
6.2. Pilares e Esforços Solicitantes	31
6.3. Comprimento de Projeto	32
6.4. Dimensionamento Estrutural da Estaca	33
6.5. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos de Coroamento	34

6.6. Blocos sobre Uma Estaca	34
6.6.1. Cargas até 1000 kN – Pilares: 1, 4, 21, 22, 25, 27, 28 e 30	35
6.6.2. Cargas até 1700 kN – Pilares: 5 e 6	35
6.7. Blocos sobre Duas Estacas	36
6.7.1. Pilares: 2, 3, 26 e 29	37
6.7.2. Pilares: 7, 10 e 24	38
6.7.3. Pilar: 14	39
6.7.4. Pilar: 19	40
6.7.5. Pilares: 8, 9, 20 e 23	41
6.7.6. Pilares: 11 e 12	43
6.7.7. Pilares: 13 e 16	44
6.7.8. Pilar: 15	45
6.8. Dimensionamento das Cintas	46
6.9. Orçamento	46
7. Resultados e Discussões	47
8. Conclusões	48
9. Referências Bibliográficas	49

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 01 – Especificações do maquinário que compõe as estacas hélice contínua	17
Tabela 02 – Diâmetro, carga estrutural admissível e espaçamento entre as estacas	17
Tabela 03 – Coeficientes representativos do método de aoki – veloso	23
Tabela 04 – Coeficientes de resistência	23
Tabela 05 – Armaduras e comprimentos mínimos para os diversos tipos de estacas	24
Tabela 06 – Comprimentos básicos de ancoragem para barras de aço	26
Tabela 07 – Dimensões mínimas recomendadas para blocos sobre uma estaca	28
Tabela 08 – Diâmetros das barras e espaçamentos para blocos sobre uma estaca	28
Tabela 09 – Diâmetro das barras e espaçamentos recomendados para blocos sobre duas estacas	30
Tabela 10 – Dimensões dos pilares atuantes, cargas e quantidade de estacas	31
Tabela 11 – Quantidade de estacas por pilar	32
Tabela 12 – Determinação do comprimento de projeto	33
Tabela 13 – Planejamento orçamentário	47

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01 – Fundação Romana	7
Figura 02 – Fundações Rasas	8
Figura 03 – Relatório SPT	11
Figura 04 – Execução de estaqueamento em hélice contínua	14
Figura 05 – Relatório de monitoramento das estacas hélice contínua	15
Figura 06 – Estaca hélice contínua	16
Figura 07 – Comportamento estrutural das sapatas rígidas à luz da teoria de bielas e tirantes	20
Figura 08 – Posicionamento das fôrmas e armaduras e ilustração do travamento dos blocos estruturais pela viga baldrame	21
Figura 09 – Esquema de forças e detalhamento de armaduras de blocos sobre uma estaca	34
Figura 10 – Disposição estrutural e esquema de forças sobre duas estacas	36

ANEXOS

Anexo A – Planta de pilares

Anexo B – Planta de estaqueamento

Anexo C – Planta de blocos sobre estacas

Anexo D – Planta de blocos sobre estacas e cintas

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia civil, a fundação pode ser definida como elemento estrutural que transmite cargas diretamente ao solo e/ou rocha subjacente a partir de elementos que permitam esta distribuição através das vigas, pilares, paredes, sapatas e estacas com o objetivo de garantir a estabilidade da estrutura. As fundações, em se tratando de terminologias mais gerais, podem ser designadas por subestrutura, uma vez que a superestrutura, neste caso, corresponde ao elemento estrutural do qual provém a carga a qual a fundação está submetida.

O desempenho das fundações é baseado em uma interface entre os carregamentos da estrutura e o solo ou estratos de apoio. As fundações devem ser projetadas tanto para interagir com o solo em um nível de tensão seguro quanto para limitar os recalques a uma quantidade aceitável. Em todos os casos, será selecionada a solução mais econômica, desde que satisfaça os requisitos de desempenho.

Neste trabalho foi proposta a utilização do perfil de sondagem do tipo SPT de um terreno em São Paulo, cidade na qual será realizada a construção de um edifício de 15 pavimentos em estacas hélice contínua. Ademais, visando unir desempenho econômico-estrutural e segurança, a quantificação de estacas, o dimensionamento dos blocos sobre as estacas e das cintas será realizado sob a égide das principais normas brasileiras acerca dos projetos de fundação. A capacidade de carga de estacas com base na sondagem SPT será realizada a partir da metodologia de Aoki – Velloso.

Portanto, o estudo acerca das fundações nas obras de engenharia civil proposto neste trabalho se justifica, pois este elemento estrutural, além de ser o ponto de partida de uma obra, mapeia e direciona todas as etapas posteriores da construção. Deste modo, a escolha inadequada de uma fundação cria um “efeito dominó” para as demais etapas da construção de tal modo que os outros elementos estruturais, tais como vigas de sustentação e paredes fiquem comprometidos.

2. OBJETIVOS

Dimensionamento estrutural da fundação, em estacas hélice contínua, de um edifício de 15 pavimentos localizado na cidade de São Paulo/SP. Do ponto de vista da viabilidade estrutural, ponderou-se o tipo de fundação, o dimensionamento estrutural de estacas e de blocos de fundação a serem utilizados na construção do edifício. Ademais, objetivou-se analisar a viabilidade econômica do trabalho. Do ponto de vista econômico, determinou-se o comprimento e a quantidade das estacas e ferragens utilizadas, cujas características foram utilizadas como elemento central do dimensionamento econômico do trabalho.

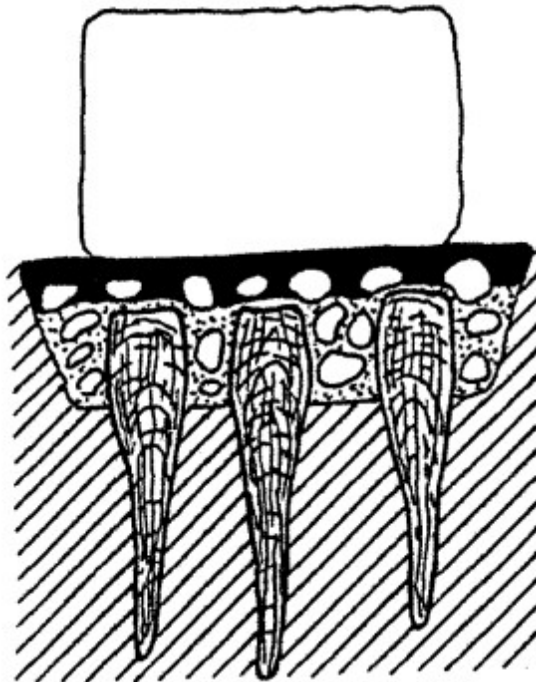
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. História das Fundações

De acordo com *Review of Historical Buildings' Foundations*, artigo cuja função precípua se destina a apresentar alguns aspectos da história da engenharia de fundações, em particular no que diz respeito ao seu desenvolvimento, técnicas aplicadas e materiais, a construção das fundações é uma das construções mais antigas da atividade humana. Os habitantes neolíticos da Suíça possuíam conhecimento sobre fundações profundas há mais de 12.000 anos. Eles construíram suas casas em longas estacas de madeira fíncadas no fundo de lagos rasos, acima de animais perigosos e vizinhos hostis. Os antigos egípcios sustentavam pirâmides em blocos de pedra apoiados no leito rochoso. Além disso, os antigos gregos fundaram seus edifícios principalmente em pedras, mesmo que as condições do solo não fossem favoráveis.

O maior desenvolvimento na engenharia de fundações ocorreu na Roma Antiga, onde padrões normativos foram estabelecidos e o concreto pozolânico foi utilizado. Os princípios estabelecidos no antigo tratado de Vitruvius foram sendo aplicados na Europa até o século XVIII, até que os novos, adquiridos a partir do conhecimento baseado na experiência prática, os suplantaram. Construtores medievais sustentavam suas estruturas em fundações de alvenaria de pedra e tijolo, em jangadas de madeira ou em estacas de madeira. A Figura 01 apresenta um dos tipos de fundações utilizadas na Roma Antiga.

Figura 01 – Fundação romana



Fonte: Gamallo García María, Ana (2003, p. 947)

Vale destacar também que em alguns casos verificou-se edifícios que não tinham fundações, no sentido moderno. Uma variedade de estilos arquitetônicos em períodos sucessivos, bem como várias condições do solo em regiões geográficas particulares, contribuiu para o desenvolvimento de diferentes técnicas de fundação. No entanto, o desenho das

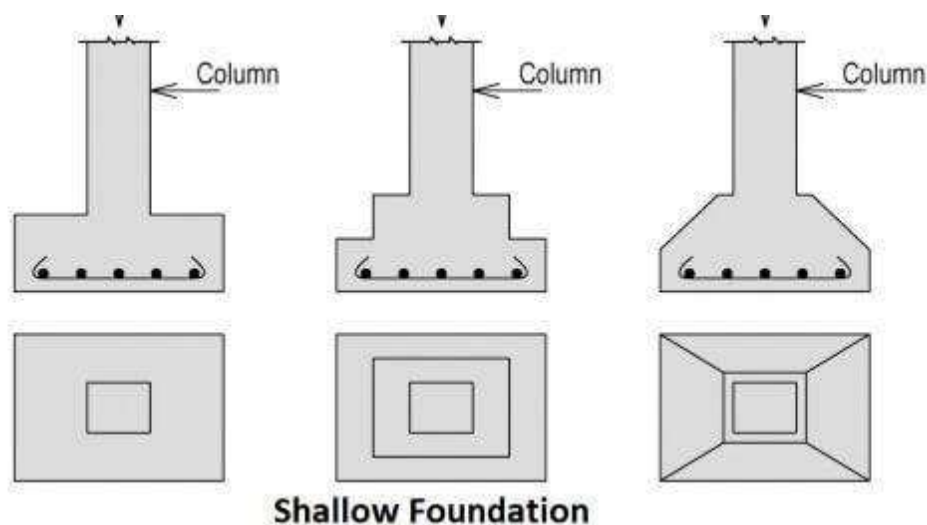
fundações históricas baseou-se inteiramente na experiência anterior, nas regras antigas e na intuição.

3.2. Fundações

Seja construindo casas unifamiliares, arranha-céus ou superestruturas, é essencial escolher a fundação adequada. De acordo com BARROS, a fundação de qualquer edifício serve a dois propósitos principais – distribuir o peso da estrutura sobre o solo ou rocha e manter as águas subterrâneas ou a umidade do solo afastadas da estrutura. A topografia, geologia e pedologia do canteiro de obras, além do tamanho da construção e fatores tais como o tipo de construção, determinarão o tipo de fundação apropriado para a construção.

As fundações são divididas em fundações rasas ou profundas. Uma fundação rasa consiste em uma fundação que transfere cargas de construção para o solo próximo da superfície em vez de uma camada mais profunda, papel exercido pelas fundações profundas. Como elementos estruturais representativos das fundações rasas destacam-se os blocos de fundação e as sapatas, os quais se apoiam abaixo da superfície e transmitem as cargas ao solo através das pressões distribuídas sob a base desses elementos estruturais. A Figura 02 ilustra os dois principais tipos de fundações rasas.

Figura 02 – Fundações rasas



Fonte: CivilJungle

Uma fundação profunda é um tipo de fundação que transfere cargas de construção para o solo mais abaixo da superfície em comparação com uma fundação rasa. Uma fundação profunda é necessária para transportar cargas de uma estrutura através de solos compressíveis fracos ou preenchimentos em solos ou rochas mais fortes e menos compressíveis em profundidade, ou por razões funcionais. As fundações profundas são fundadas muito profundamente abaixo da superfície do solo acabado para que sua capacidade de suporte de base seja afetada pelas condições da superfície, geralmente em profundidades superiores a 3 m abaixo do nível do solo acabado.

3.3. Investigações Geotécnicas

Investigações geotécnicas são realizadas para determinar as condições geológicas, sismológicas e de solos que afetam a segurança, custo-benefício, projeto e execução de um projeto de engenharia. Como as investigações geotécnicas insuficientes, a interpretação errônea dos resultados ou a falha em retratar os resultados de maneira claramente compreensível podem contribuir para mudanças dispendiosas na construção, trabalhos de reparação pós-construção e até mesmo falha de uma estrutura. Deste modo, as investigações geotécnicas são uma parte essencial de todas as obras.

Dentre as principais investigações geotécnicas, destacam-se:

- SPT: Standard Penetration Test;
 - Ensaio mais utilizado no Brasil, seus resultados podem ser usados para determinar a densidade relativa, capacidade de suporte e assentamento do solo granular. Ademais, podem ser usados para correlacionar a força aproximada do solo coesivo.
- SPT – T: Standard Penetration Test com medidas de torque;
 - Método pelo qual se obtém informações essenciais referente ao subsolo em estudo, acrescentando à conhecida sondagem a percussão a medida de torque máximo e torque residual. Os resultados obtidos fornecem dados mais precisos para projetistas, quanto ao dimensionamento de estacas, através da determinação da tensão de atrito lateral do maciço terroso.
- CPT: Ensaio de Penetração de Cone;
 - Teste “*in situ*” utilizado para identificar o tipo de solo. Neste teste, um penetrômetro em formato de cone é empurrado para o solo a uma taxa padrão e os dados são registrados em intervalos regulares durante a penetração. Um equipamento de teste de penetração de cone empurra o cone de aço verticalmente no solo. O penetrômetro cônico é instrumentado para medir a resistência à penetração na ponta e o atrito no eixo (luva de atrito) durante a penetração.
- CPT – U: Ensaio de Penetração de Cone com Medidas de Pressão Neutra;
 - O principal objetivo deste teste consiste em identificar as condições do subsolo: classificar o solo, detectar camadas e medir a resistência, determinar as características de deformação e a permeabilidade dos solos de fundação.
- Provas de carga: Ensaio de Carregamento de Placa.
 - O objetivo do ensaio é a determinação de uma curva pressão-recalque (ou carga recalque) do solo, visando a determinação da capacidade de carga de uma sapata rasa NBR 6489 - Solo - Prova de carga estática em fundação direta.

3.3.1. Investigações Geotécnicas nas Construções Brasileiras

Tal como indicado no Item 3.3., a sondagem SPT, no Brasil designada por Ensaio de Sondagem à Percussão, é o tipo de investigação geotécnica mais utilizado nas obras brasileiras, motivo pelo qual este ensaio irá reger as demais etapas deste trabalho.

Pela NBR 6484 Solo Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, uma vez que este ensaio consiste em determinar o índice de resistência à penetração (N), este parâmetro é obtido mediante a execução de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador – padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado para este tipo de ensaio. Vale destacar que, neste ensaio, a cravação dinâmica de amostrador – padrão, a cada metro, resulta na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático.

Ainda pela NBR 6484, a cravação do amostrador – padrão é interrompida antes dos 45 cm de penetração sempre que ocorrer uma das seguintes situações:

- Em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
- Um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
- Não se observar avanço do amostrador – padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Quando a cravação atingir 45 cm, o índice de resistência à penetração N é expresso como a soma do número de golpes requeridos para a segunda e a terceira etapas de penetração de 15 cm.

Figura 03 – Relatório SPT

COTA (m)	PERFIL GEOLO. GICO	N.º DE GOLPES S. P. T.	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO													PROFUN. CAMADA (m)	INTER. GEOLO. GICA	CONSI- TÊNCIA* OU COMPA- CIDADE**	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	N. A. (m)	
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI N.º DE GOLPES / 30 cm. 5 10 15 20 25 30 35																		
																	0,20	AT	MUITO MOLE*	Argila silto-arenosa, com entulhos, variegada (marrom) (0,20)	
		3 4 6															1,60		MEDIA*	Argila silto-arenosa, com entulhos, variegada (marrom) (0,20)	
		15 15 16																	MEDIA*	Argila silto-arenosa, com entulhos, variegada (marrom) (0,20)	
		1 2 1																	MEDIA*	Argila silto-arenosa, com entulhos, variegada (marrom) (0,20)	
		15 18 12																	MEDIA*	Argila silto-arenosa, com entulhos, variegada (marrom) (0,20)	
		1 1 1															3,00	AL	MOLE*	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		1 1 1															3,43		MOLE*	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		17 15 14																	MUITO MOLE*	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		2 3 4															4,40		MEDIA*	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		15 15 15																	MEDIA*	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
94,71		6 10 11																	POUCO COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	2,73
		15 15 15																	POUCO COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	12/04/12
		6 10 12																	COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		5 9 10																	COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila plástica silto-arenosa, variegada (amarela escura)	
		4 6 9															7,80		MEDIA COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	MEDIA COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		5 8 12																	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
89,71		4 7 10															10,00	STBSP	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		5 9 14																	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Areia fina à média argilosa, com pedregulhos médios, variegada (cinza amarelada)	
		4 7 12															10,47		RUA*	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	MEDIA COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		5 9 14																	MEDIA COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	MEDIA COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		4 7 12																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		5 8 13																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		7 13 17																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		8 14 11																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
84,71		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	
		15 15 15																	COMP.**	Argila silto-arenosa pouco arenosa, variegada (cinza amarelada)	

Fonte: Ação Engenharia, (2012, p. 3)

3.4. Fundações Rasas

As fundações rasas dividem-se em sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, vigas de fundação ou baldrame, blocos e radier.

3.4.1. Sapatas de Fundação

- Caracterizados pelo uso de concreto armado na sua estruturação;
- Disposições geométricas: quadrada, retangular ou trapezoidal;
- Maior eficiência em solos que oferecem boa capacidade de suporte.

3.4.2. Sapatas Corridas

- Utilizadas quando há a presença de esforços solicitantes linearmente distribuídos pela fundação;
- Utilizadas para suportar cargas provenientes de paredes e muros, por exemplo.

3.4.3. Sapatas Associadas

- Utilizadas em disposições estruturais nas quais há pilares cujos centros não estejam alinhados em planta;
- Grosso modo, considerado, também, como um radier parcial.

3.4.4. Vigas de Fundação ou Baldrame

- Elementos de fundação rasa utilizadas em disposições estruturais nas quais há pilares cujos centros estejam alinhados em planta.

3.4.5. Blocos de Fundação

- Elementos de fundação superficial comumente confeccionado a base de concreto;

- Dispensa a utilização de armaduras pois o concreto utilizado na confecção deste elemento estrutural consegue resistir às tensões de tração devido ao seu dimensionamento.

3.4.6. Radier

- Fundação rasa que se assemelha a uma placa de concreto que abrange todos os pilares da edificação e que descarregam as cargas da edificação por meio da resistência da base.

3.5. Fundações Profundas

A fundação profunda é necessária para transportar cargas de uma estrutura através de solos compressíveis fracos ou preenchimentos para solos ou rochas mais fortes e menos compressíveis em profundidade, ou por razões funcionais. As fundações profundas são dispostas abaixo da superfície do solo acabado para que sua capacidade de suporte de base seja afetada pelas condições da superfície, geralmente em profundidades superiores a 3 m abaixo do nível do solo acabado.

De acordo com a NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações, se enquadram como fundações profundas:

- Estacas: elemento estrutural utilizada em cravações a percussão por meio de ferramentas e equipamentos que permitem que o operário trabalhe com esse elemento estrutural sem que precise adentrar valas e perfurações no processo de estaqueamento;
- Tubulões: elemento estrutural cujas características geométricas possuem formato cilíndrico. Destaca-se por ser executado a céu aberto ou a ar comprimido;
- Caixões: elemento estrutural cujas características geométricas possuem formato prismático, moldado sob a superfície do terreno e confeccionado em concreto.

3.5.1. Estacas

Uma fundação em estacas é definida como uma série de colunas construídas ou inseridas no solo para transmitir cargas a um nível mais baixo do subsolo. As estacas são inseridas no solo para atuar como um suporte estável para as estruturas construídas sobre elas. As estacas transferem as cargas das estruturas para estratos duros, tais como rochas ou solo com alta capacidade de carga. As estacas suportam a estrutura permanecendo solidamente quando colocadas no solo. Como as fundações das estacas são colocadas no solo, elas são mais tolerantes à erosão.

São divididas em dois tipos: deslocamento ou escavadas.

Dentre as estacas de deslocamento, destacam-se:

- Estacas pré-moldadas de concreto;
- Metálicas;
- Madeira.

Dentre as estacas escavadas, destacam-se:

- Strauss;
- Franki;
- Trado rotativo;
- Hélice contínua;
- Estacas raiz.

Neste trabalho dar-se-á ênfase às estacas escavadas do tipo hélice contínua, a qual, previamente, foi escolhida para desenvolver este trabalho.

4. ESTACA ESCAVADA HÉLICE CONTÍNUA

4.1. Características Gerais

As estacas hélice contínua apresentam as seguintes características:

- Moldadas “*in loco*”,
- Confeccionadas em concreto;
- Monitoramento eletrônico de todas as etapas do procedimento executivo deste;
- Ausência de vibrações durante a sua execução.

4.2. Procedimento Executivo

Divide-se em: perfuração, concretagem, colocação e posicionamento de armadura.

4.2.1. Perfuração

- Perfuração do solo por trado mecânico até que seja atingida a profundidade prevista pelo dimensionamento realizado no projeto de fundações;
- Após atingida a profundidade estimada em projeto pelo trado mecânico, este deve ser mantido a fim de que seja garantida a estabilidade da perfuração até a etapa da concretagem;
- Nesta etapa realiza-se o monitoramento eletrônico característico do estaqueamento por estacas hélice contínua, no qual é registrado:
 - A profundidade do estaqueamento;
 - A velocidade do eixo de rotação de trado mecânico;
 - A pressão do torque estabelecida para vencer a resistência do solo.

Vale salientar que nesta etapa prevê-se a inserção de uma tampa de proteção na extremidade do trado de modo a evitar a entrada de solo trado.

4.2.2. Concretagem

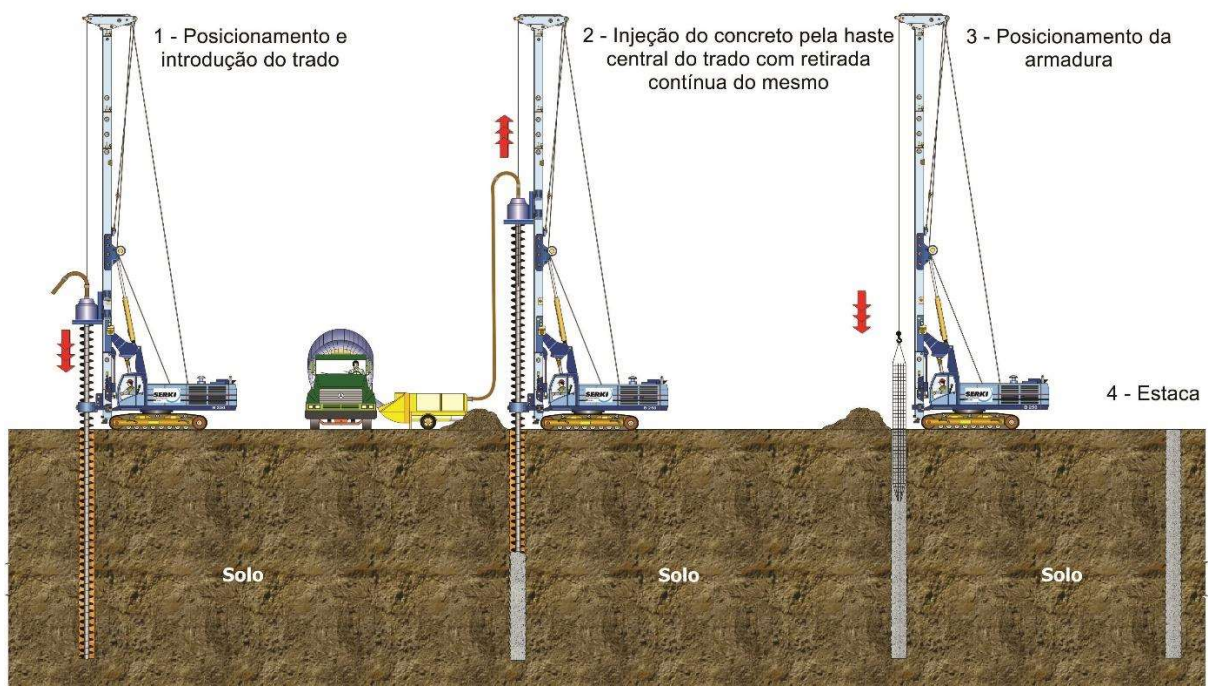
- Nesta etapa a rotação do trado mecânico é interrompida, pois o concreto a ser bombeado é lançado ao longo da haste central do trado;
- Há a retirada da tampa de proteção para o início da concretagem;
- Tal como na etapa de perfuração, na fase de concretagem também é realizado o monitoramento eletrônico, o qual visa:
 - Controlar a velocidade de subida do trado mecânico;
 - Controlar a pressão de lançamento de concreto pela haste do trado;
 - Controlar o volume de concreto lançado no estaqueamento.

4.2.3. Colocação e Posicionamento de Armaduras

- Este processo inicia-se com a limpeza da região na qual será disposta a armadura em forma de gaiola;
- Tendo em vista o peso estrutural da gaiola, esta é posicionada com o auxílio de um pilão ou um vibrador.

A Figura 04 ilustra os procedimentos a serem seguidos para a colocação e posicionamento das armaduras, bem como o procedimento executivo como um todo quanto ao estaqueamento em hélice contínua.

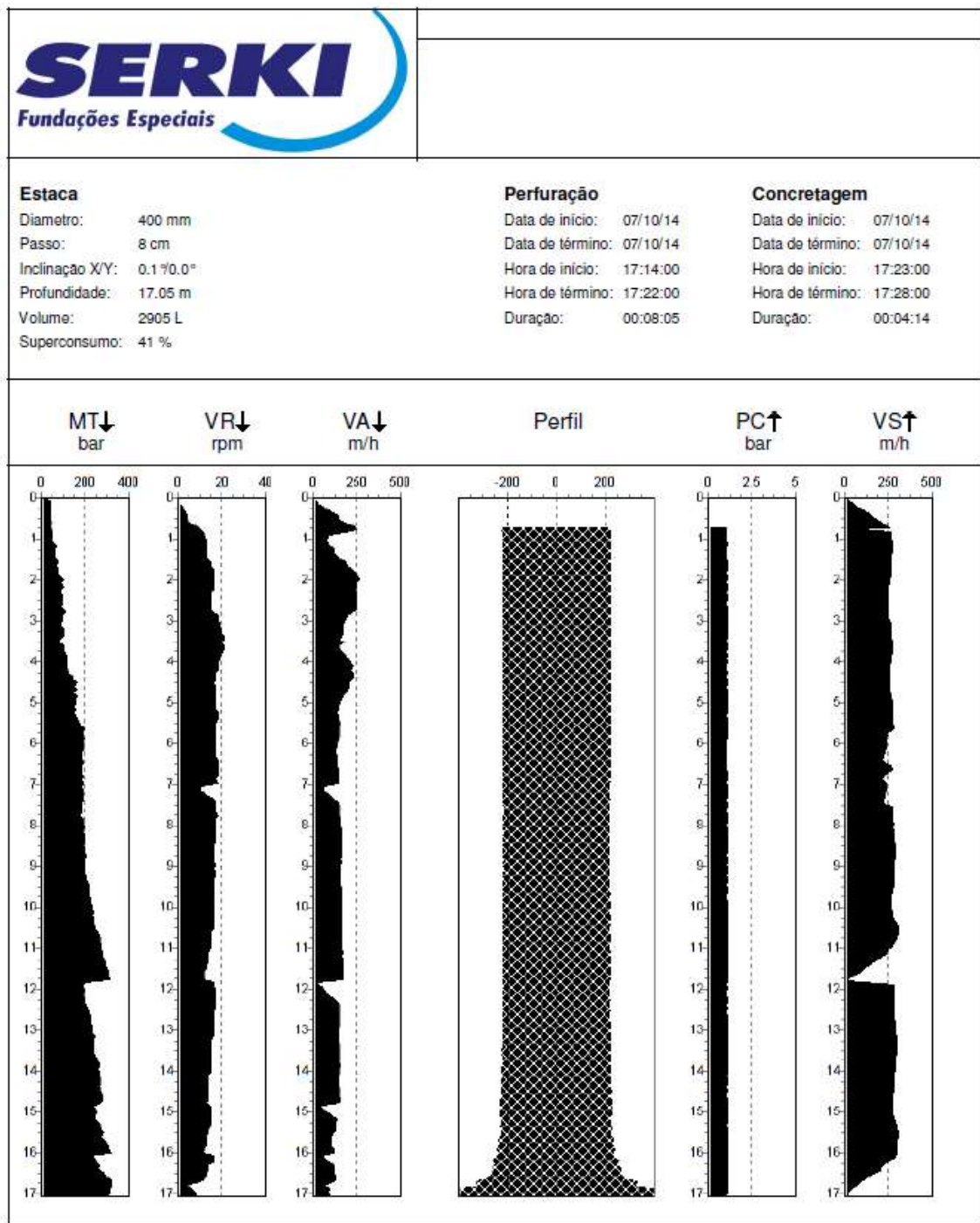
Figura 04 – Execução de estaqueamento em hélice contínua



Fonte: Serki Fundações Especiais

Conforme descrito nas etapas do procedimento executivo do estaqueamento por estacas hélice contínua, durante a execução ocorre o monitoramento eletrônico de alguns dados como profundidade da estaca, inclinação da haste, torque, velocidade de descida e subida do trado, consumo e pressão de injeção do concreto, volume e consumo de concreto.

Figura 05 – Relatório de monitoramento das estacas hélice contínua



Fonte: Serki Fundações Especiais

Há de se destacar que, segundo as sugestões da norma norteadora de projetos e execução de fundações, a NBR 6122, a previsão da utilização de armaduras somente em estacas submetidas aos esforços de compressão e, quanto a esta alínea, essa decisão fica a cargo do projetista.

4.2.4. Equipamentos

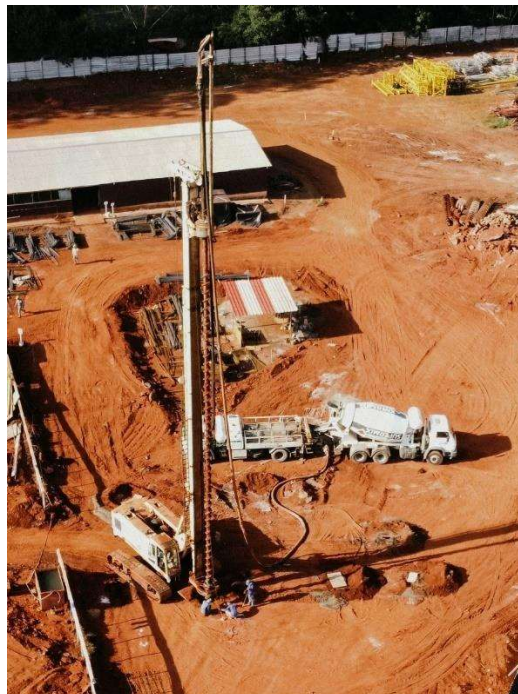
Tendo em vista que as fases de implantação das estacas hélice contínua na obra abrangem etapas de perfuração do terreno com trado, concretagem, extração do trado e instalação de armadura, os principais equipamentos utilizados de implementação e execução do estaqueamento em hélice contínua são:

- Máquina perfuratriz, dotada de trado contínuo nos diâmetros do projeto;
- Mangueiras de acoplamento para realizar o bombeamento do concreto;
- Painéis computadorizados para realizar o monitoramento;
- Centralizador de trado;
- Limpador de mangueira e trado mecânico;
- Máquina escavadeira necessária para a eliminação do solo proveniente das perfurações das estacas;
- Bomba lançadora de concreto;
- Betoneira.

A Figura 06 ilustra uma estaca hélice contínua com as seguintes especificações e equipamentos:

- Diâmetros: perfuração com diâmetros entre 30 cm a 120 cm;
- Profundidade: até 27 m.

Figura 06 – Estaca hélice contínua



Fonte: Solidifica Fundações e Geotecnia

Naturalmente, com o aprofundamento dos estudos acerca das fundações, os teóricos da área da geotecnia, a partir de uma série de investigações experimentais propuseram algumas características padrões das estacas hélice contínua, as quais, de acordo com Hachich 1998, são descritas nas Tabelas 01 e 02.

Tabela 01 – Especificações do maquinário que compõe as estacas hélice contínua

Torque (kN x m)	Diâmetro (mm)	Profundidade (m)
35	275, 350, 425	15
80 a 150	≤ 800	24
≥ 160	≤ 1000	24

Fonte: Hachich, 1998

Tabela 02 – Diâmetro, carga estrutural admissível e espaçamento entre as estacas

Diâmetro (mm)	Carga Estrutural Admissível (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: Hachich, 1998

4.2.5. Vantagens e Desvantagens das Estacas Hélice Contínua

4.2.5.1. Vantagens

- Processo executivo ausente de vibrações*, por isso pode ser utilizada próximo de centros urbanos e em áreas que possuem equipamentos sensíveis;
- Processo de otimizado e orientado à produtividade;
- Permite penetrar em camadas mais resistentes até o limite de resistência do trado mecânico;
- Importante ressaltar que a possibilidade de monitorar toda as etapas do estaqueamento garante o controle de execução e minimização de desperdícios de material (concreto);
- Elevada capacidade de carga das estacas;
- Podem ser executadas abaixo ou acima do lençol freático.

* Mesmo assim, recomenda-se a realização de um laudo técnico nas edificações vizinhas para evitar futuros problemas.

4.2.5.2. Desvantagens

- É um equipamento grande e por isso necessita-se de uma área ampla na obra e de terreno plano ou pouco inclinado para a sua instalação;
- Não podem ser executadas em terrenos com presença de rochas e matacões;
- Custo relativamente alto se comparado a outros métodos de execução de fundações devido a mobilização dos equipamentos.

4.2.6. Aplicações

Geralmente, a técnica de estaca hélice contínua é indicada quando há restrições ao impacto de ruídos e vibrações. Ademais, a estaca hélice contínua pode ser utilizada em fundações profundas. Ao escolher esse sistema de estaqueamento, deve-se levar em conta não apenas as características do terreno ou os custos envolvidos, mas também verificar os aspectos adjacentes ao canteiro.

4.3. Capacidade de Carga em Estacas

4.3.1. Prova de Carga

A carga admissível, isto é, a capacidade de carga suportada por uma estaca é avaliada a partir da Desigualdade 1, tal como explicitado na supracitada NBR 6122.

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

Sendo:

- P' : Carga corresponde a 1/1,5 daquela que produz o recalque admissível aceitável para a estrutura;
- PR : Carga de ruptura da estaca (a menor entre a ruptura do material ou da transferência de carga para o solo).

4.3.2. Métodos Semiempíricos

São correlações propostas a partir de resultados de ensaios “*in situ*”. Alguns métodos estimam a carga última e outros a carga admissível. No Brasil predominam os métodos relacionados ao ensaio SPT.

Com o intuito de estimar a capacidade de carga das estacas pelos métodos empíricos baseados no N_{SPT} , são expoentes neste tema as metodologias de Aoki – Velloso (1975) e Decourt – Quaresma (1978), tendo em vista que estas metodologias, ao longo dos anos, passaram por um processo ostensivo de estudo e análise investigativa e experimental, motivo pelo qual a teoria que rege essas metodologias são as mais utilizadas e difundidas no âmbito técnico-científico nacional.

Apresentado no meio científico em 1978, o método de Décourt – Quaresma consiste em estimar a capacidade de carga de estacas a partir, unicamente, dos valores de N_{SPT} .

Tendo em vista a facilidade de utilização proposta pelo método, sua função precípua não visava a determinação de valores exatos, mas sim estimativas aproximadas de fácil determinação e que fornecessem valores coerentes com a situação analisada.

Neste trabalho será dado ênfase no Método de Aoki – Velloso. Este método, com base nos resultados semi-empíricos, estima o diagrama de ruptura do sistema estaca – solo. Inicialmente foi concebido com base nos ensaios de penetração estática CPT, mas através da correlação podem ser utilizados os dados do índice de penetração dinâmica SPT, o mais empregado na atualidade.

Apresentado em 1975 no Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, o método de Aoki-Velloso foi elaborado a partir de correlações entre os ensaios SPT e de cone (CPT). De forma sucinta, a metodologia visa estimar duas parcelas de esforços solicitantes transmitidos ao solo pelo elemento estrutural de fundação, neste caso, as resistências lateral e de ponta, as quais, segundo a metodologia supracitada, devem ser somadas ao final da avaliação.

Ademais, vale destacar que a resistência lateral corresponde ao esforço solicitante transmitido ao solo ao longo de todo o comprimento longitudinal da estaca através por intermédio de sua seção lateral. A resistência de ponta, por sua vez, corresponde à carga que é transmitida ao solo somente pela ponta da estaca e, diferentemente da resistência lateral, o esforço solicitante transmitido ao solo pela resistência de ponta não é acumulado ao longo da profundidade.

4.4. Elemento de Transição

A fundação é a responsável por receber os carregamentos provenientes da estrutura, como peso próprio, sobrecargas, ações de vento e empuxos. Este elemento estrutural também irá transmitir o resultado das ações supracitadas para o solo ou rocha em que está apoiada.

Nas estruturas localizadas acima do subsolo, geralmente são empregados o concreto e/ou aço para receber os carregamentos decorrentes do uso das edificações. Estes materiais são os mais utilizados por serem resistentes e menos deformáveis do que solos e rochas.

Nesse sentido, a fundação precisa ser especificada como um elemento de transição, isto é, elementos estruturais que se situam entre as estacas e os pilares, que são capazes de compatibilizar as ações da estrutura em relação à resistência e à compressibilidade do terreno.

Na categoria de elementos de transição destacam-se os blocos, radier ou lajes.

A partir de Melges (2011), assim como as sapatas, os blocos podem ser classificados em rígidos e flexíveis. As sapatas rígidas são previstas quando o terreno possui boa resistência em camadas próximas da superfície. É importante salientar que a distribuição de carga nas sapatas rígidas é considerada plena nas estacas e é transmitida essencialmente pelas bielas, apresentando ruptura somente pela compressão das mesmas (Teoria de Bielas e Tirantes). Por sua vez, lança-se mão das sapatas flexíveis quando se trabalha com pilares com cargas pequenas e no caso de solos com baixas resistências (tensão admissível inferior a 150 kN/m²). Vale destacar que a implantação de sapatas flexíveis no cotidiano das obras é rara.

Ademais, nas sapatas rígidas, o comportamento estrutural é o de uma peça fletida nas duas direções, estando também submetidas ao cisalhamento nas duas direções. Já nas sapatas flexíveis existe, além da flexão e do cisalhamento, o perigo do puncionamento, termo vulgarmente designado por “perfuração”, da sapata pelo pilar.

Por Carvalho & Pinheiro (2009), um bloco é considerado rígido quando:

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad (2)$$

Sendo:

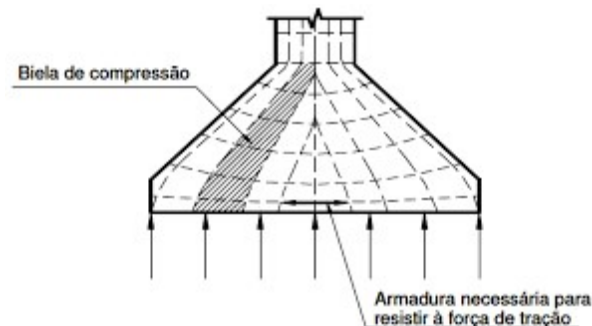
- a e a_0 : Dimensão do bloco e a dimensão do pilar na direção analisada;
- h : Altura do bloco.

4.4.1. Teoria de Bielas e Tirantes

Acerca do comportamento estrutural das sapatas rígidas são realizadas as seguintes ponderações segundo à Teoria de Bielas e Tirantes:

- Elemento estrutural é constituído por barras comprimidas e tracionadas, ligadas entre si por meio de nós;
- As barras comprimidas (ou bielas) representam os campos de compressão a serem resistidos pelo concreto;
- Já as barras tracionadas (ou tirantes) representam os campos de tração a serem absorvidos pela armadura;
- Em alguns casos específicos, os campos de tração também podem ser absorvidos pelo concreto.

Figura 07 – Comportamento estrutural das sapatas rígidas à luz da teoria de bielas e tirantes



Fonte: Notas de aula PUC Goiás.

Nesta configuração estrutural, na qual o bloco de fundação é formado por uma ou duas estacas, prevê-se o travamento desses elementos estruturais pela disposição de uma viga baldrame, a qual irá identificar e absorver os eventuais momentos fletores advindos de excentricidades devidas aos esforços solicitantes bidirecionais, respectivamente (Campos, 2015).

A configuração estrutural deste sistema segue as etapas seguintes:

- Realização da escavação de valas nas quais serão dispostos os blocos estruturais;
- Posicionamento das fôrmas que receberão os blocos;
- Confeção das armaduras para os blocos;
- Posicionamento das armaduras nas fôrmas;
- Travamento dos blocos pela viga baldrame;
- Concretagem do bloco estrutural.

A Figura 08, a seguir, ilustra tal situação. Da esquerda para a direita estão ilustrados a disposição dos blocos estruturais já vinculados à viga baldrame realizando o travamento supracitado.

Figura 08 – Posicionamento das fôrmas e armaduras e ilustração do travamento dos blocos estruturais pela viga baldrame



Fonte: Engenheirando Fundações

5. MATERIAIS E MÉTODOS

5.1. Metodologia

O dimensionamento do presente trabalho teve como norteadores teóricos a NBR 612 cujo direcionamento versa sobre projetos e execução de fundações; na NBR 6118 a qual apresenta o tratamento teórico relativo aos projetos de estruturas de concreto, além de notas de aulas e referências bibliográficas igualmente renomadas.

A determinação do comprimento de projeto das estacas foi feita pelo Método Semiempírico de Aoki – Velloso (1987). Posteriormente foram quantificados os volumes de escavação e de concreto utilizado em cada estaca. Durante o desenvolvimento do presente trabalho foi realizado o levantamento acerca da quantificação do volume de concreto utilizado na concretagem durante a implantação das estacas hélice contínua. Ademais, foi realizado o levantamento acerca do peso do aço utilizado e dos blocos, valores que estão vinculados às dimensões dos elementos estruturais estabelecidas no projeto estrutural proposto. Ao final deste trabalho foi proposta uma avaliação orçamentária acerca dos materiais utilizados para a realização desta obra.

5.2. Materiais

Para o desenvolvimento adequado deste trabalho foram utilizados:

- Normas técnicas da ABNT;
- Livros;
- Notas de aula previamente discutidas ao longo da graduação;
- Planilhas eletrônicas (Excel);
- Software computacional (AutoCad).

5.3. Determinação do Comprimento de Projeto pelo Método de Aoki – Velloso

No Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Fundações de 1975, realizado em Buenos Aires, Argentina, Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso apresentaram um método aproximado para estimar a capacidade de carga de estacas. Esse método, que mais tarde ficou conhecido como o método de Aoki – Velloso, caracteriza a resistência do conjunto solo ou estaca pela soma das parcelas de resistência por atrito lateral e resistência de ponta.

A resistência unitária lateral e a de ponta eram inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone e do atrito lateral unitário na luva.

Os fatores de correção F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca, e são dados na Tabela 4 abaixo.

Com isso, o método visa estimar a resistência de ponta, avaliada pela Equação 3; a resistência lateral, avaliada pela Equação 4; e a tensão de ponta correspondente ao ensaio CPT, conforme a Equação 5.

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (3)$$

$$q_s = \frac{\alpha \times q_c}{F_2} \quad (4)$$

$$q_c = K \times N \quad (5)$$

Sendo:

- q_p : Resistência de ponta;
- q_s : Resistência de lateral;
- q_c : Tensão de ponta do ensaio SPT;
- F_1 : Coeficiente de resistência da ponta da estaca com a do cone CPT;
- F_2 : Coeficiente de resistência da lateral da estaca com a do cone CPT;
- α : Coeficiente que correlaciona o atrito local do cone com a ponteira Begemann com a tensão de ponta;
- K : Coeficiente que correlaciona os valores obtidos a partir do ensaio SPT com os valores obtidos a partir do ensaio CPT;
- N : Valor obtido a partir da sondagem à percussão SPT.

A Tabela 03 apresenta a correlação do parâmetro de Begemann, α , com o tipo de solo analisado de acordo com ALONSO (1993).

Tabela 03 – Coeficientes representativos do método de Aoki – Velloso

Tipos de Solo		K (kgf / cm ²)	α (%)
Areias	Pura	10,00	1,40
	Siltosa	8,00	2,00
	Silto – Argilosa	7,00	2,40
	Argilosa	6,00	3,00
	Argilo – Siltosa	5,00	2,80
Siltes	Puro	4,00	3,00
	Arenoso	5,50	2,20
	Areno – Argiloso	4,50	2,80
	Argiloso	2,30	3,40
	Argilo – Arenoso	2,50	3,00
Argilas	Pura	2,00	6,00
	Arenosa	3,50	2,40
	Areno – Siltosa	3,00	2,80
	Siltosa	2,20	4,00
	Silto – Arenosa	3,30	3,00

Fonte: Alonso (1993)

A Tabela 04, por sua vez, apresenta os coeficientes de resistência e suas correlações com o tipo de estaca analisada.

Tabela 04 – Coeficientes de resistência

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: Adaptado de Aoki – Velloso (1975)

Visando garantir a aplicação correta da metodologia proposta neste trabalho, devem ser tomados os devidos cuidados acerca da especificação e caracterização do solo analisado, haja vista que uma análise inadequada acerca do solo estudado pode acarretar em valores de resistência incorretos, o que, por sua vez, pode afetar a avaliação acerca da capacidade de carga do solo.

Ademais, partindo-se de uma carga de ruptura previamente conhecida, a avaliação da carga admissível dar-se-á pela Desigualdade 6:

$$P \leq \begin{cases} \frac{PR}{2} \\ \frac{PL}{8} \\ \text{Carga admissível estrutural} \end{cases} \quad (6)$$

O coeficiente de majoração das cargas utilizado foi de $\gamma = 1,40$.

5.4. Volume de Concreto

O volume total de concreto ao qual as estacas são submetidas, considerando as perdas de 5% na concretagem, é avaliado pela Equação 7.

$$V = \frac{1,05 \times \ell \times \pi \times \phi^2}{4} \quad (7)$$

Sendo:

- ϕ : Diâmetro da estaca;
- ℓ : Comprimento total escavado.

5.5. Dimensionamento Estrutural e Detalhamento das Estacas

Haja vista os procedimentos técnicos acerca da implementação e execução das estacas, o dimensionamento estrutural e o detalhamento das estacas levam em consideração as ações atuantes e os esforços solicitantes internos.

Para o bom dimensionamento estrutural, deve-se realizar o levantamento dos parâmetros referentes à resistência do solo, aos coeficientes de majoração visando atender aos critérios de segurança, à resistência dos materiais a serem utilizados; além, é claro, dos conhecimentos geotécnicos da região na qual a obra será realizada e o conhecimento das normas vigentes.

No presente trabalho, em se tratando dos elementos estruturais necessários para realizar a ligação bloco-estaca, serão utilizados os valores mínimos para armadura e comprimentos de estacas tal como disposto na Tabela 5.

Tabela 05 – Armaduras e comprimentos mínimos para os diversos tipos de estacas

Tipos de Estaca	f_{ck} Máximo de Projeto (MPa)	Armadura (%)	Comprimento (m)
Hélice Contínua	20	0,50	4,00
Escavadas sem Fluido	15	0,50	2,00
Escavadas com Fluido	20	0,50	4,00
Strauss	15	0,50	2,00
Franki	20	0,50	Integral
Raiz	20	0,50	Integral
Trado Vazado Segmentado	20	0,50	Integral

Fonte: Campos (2015)

5.6. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos – Estacas

No tocante ao dimensionamento das fundações analisadas no presente trabalho deve-se prever o tipo de fundação, a dimensão do diâmetro, a determinação da quantidade de estacas por pilar, o comprimento de projeto, as quantificações do comprimento total de escavação de estacas e o volume de concretagem das estacas, dimensionamento estrutural dos blocos sobre estacas e das cintas, quantificação das ferragens e, por fim, o orçamento.

Quanto ao dimensionamento dos blocos, inicialmente realiza-se a identificação da magnitude dos esforços de tração aos quais os blocos estão submetidos, haja vista que esta identificação orientará o projetista quanto à escolha da armadura correta a ser prevista no projeto. Ademais, tendo em vista a elevada carga proveniente da superestrutura, é dispensada a consideração de que o solo absorverá essa carga, de tal modo que o solo apenas transferirá esforços solicitantes à estaca.

Para isso, recomenda-se que as distâncias mínimas entre estacas sejam (Campos, 2015):

$$\ell \leq \begin{cases} 2,50 \times d_E \rightarrow \text{Estacas pré - moldadas} \\ 3,00 \times d_E \rightarrow \text{Estacas moldadas "in loco"} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (8)$$

A imposição do distanciamento mínimo entre as estacas implica a distribuição uniforme do esforço solicitante entre as estacas.

Para que a disposição estrutural dos elementos de fundações esteja adequada, durante a execução do serviço no canteiro de obra, deve-se garantir que a estaca penetre no bloco uma profundidade compreendida entre 3 a 10 cm, de tal modo que a distância mínima entre as faces do bloco e da estaca equivalha a 10 cm.

No tocante às verificações acerca das dimensões (L_x) e (L_y), recomenda-se o prolongamento em torno do conjunto estaca-pilar em todas as direções. Por Rodrigues (2010), sugere-se que a maior dimensão do pilar pode ser adotada como a direção “x”, consoante as Desigualdades 9.

$$\begin{cases} \text{Se } \phi > \alpha \rightarrow \ell_x = \phi + 2 \times 15 \\ \text{Se } \phi < \alpha \rightarrow \ell_x = \alpha + 2 \times 15 \end{cases} \quad (9)$$

Sendo:

- ϕ : Diâmetro da estaca;
- α : Dimensão do pilar na direção (análogo em se tratando da direção y).

Visando o correto desempenho estrutural, o projetista deve propor o dimensionamento do bloco de fundação de tal modo que ele seja capaz de ancorar a armadura de arranque do pilar.

Nesta situação, o projetista deve propor o cálculo do comprimento de ancoragem, consoante a Equação e Desigualdade 10.

$$\ell_{b,nec} = \frac{\alpha \times \ell_b \times A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \leq \begin{cases} 0,30 \times \ell_b \\ 10 \times \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (10)$$

Sendo:

- ℓ_b : Comprimento básico;
- $A_{s,calc}$: Área de aço calculada;
- $A_{s,ef}$: Área de aço efetiva;
- α : Coeficiente que correlaciona barras retas ou ganchos*.

* O coeficiente que correlaciona barras retas ou ganchos está, respectivamente, avaliado em 1,00 e 0,70.

Tabela 06 – Comprimentos básicos de ancoragem para barras de aço

Concreto	CA25 (Barras Lisas)	CA50 (Barras Nervuradas)	CA60 (Barras Entalhadas)
C10	78,10 ϕ	69,40 ϕ	133,80 ϕ
C15	59,60 ϕ	53,00 ϕ	102,10 ϕ
C20	49,20 ϕ	43,70 ϕ	84,30 ϕ
C25	42,40 ϕ	37,70 ϕ	72,60 ϕ
C30	37,50 ϕ	33,40 ϕ	64,30 ϕ
C35	33,90 ϕ	30,10 ϕ	58,00 ϕ
C40	31,00 ϕ	27,50 ϕ	53,10 ϕ
C45	28,60 ϕ	25,50 ϕ	49,40 ϕ
C50	26,70 ϕ	23,70 ϕ	45,80 ϕ

Fonte: Carvalho (2015)

Vale destacar que, de acordo com as recomendações da NBR 6118, deve-se prever, de forma uniformemente distribuídas, armaduras de flexão ao longo do comprimento da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas extremidades.

Em se tratando de barras cujos diâmetros sejam maiores que 25 mm, deve-se realizar o dimensionamento no tocante à verificação do fendilhamento em plano horizontal, haja vista que pode ocorrer o destacamento da malha da armadura.

Ainda no que diz respeito às recomendações da NBR 6118 quanto às armaduras de distribuição, visando o controle patologias referentes à fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, a despeito da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída e bidirecional para 20 % dos esforços totais.

Para a armadura de pele serão considerados os seguintes valores:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,20 \text{ a } 0,30) \times A_{s,long} \\ 0,10\% \times A_{c,arma} \text{ (em cada face)} \end{cases} \quad (11)$$

O diâmetro da armadura deve ser superior a 12,5 mm e seu espaçamento, de acordo com a NBR 6118:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (12)$$

Os estribos verticais serão estabelecidos de acordo com as seguintes dimensões:

$$\phi_e \geq 10 \text{ mm} \quad (13)$$

$$s_e \geq \begin{cases} 12 \text{ cm, se } N_s \leq 800 \text{ kN} \\ 10 \text{ cm, se } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases} \quad (14)$$

A armadura superior será considerada de acordo com a equação abaixo:

$$A'_s = \frac{A_s}{8} \quad (15)$$

5.7. Bloco sobre Uma Estaca

No que tange a este tema, dado que neste tipo de estrutura o bloco atua como um elemento de transferência de carga entre a estaca e o pilar, conforme a Figura 09, é prevista, ainda que não seja necessária, a disposição de armaduras no arranjo estrutural por mera configuração construtiva, isto é, para que haja, durante o posicionamento dos elementos estruturais, a coincidência da seção transversal da estaca com a seção transversal do pilar.

Garantida a disposição estrutural entre as seções transversais da estaca e do pilar, a partir da avaliação acerca do comprimento necessário para que as tensões sejam uniformemente distribuídas ao longo da base do bloco, determina-se a altura do bloco.

5.7.1. Modelo de Langendonck (1957)

No presente trabalho, para avaliar as forças atuantes sobre os blocos sobre uma estaca será utilizado o Modelo de Langendonck, o qual, no dimensionamento das forças horizontais, prevê tensões de fendilhamento, os quais são avaliados pelas Equações 16 e 17.

$$R_{std,x} = 0,28 \times F_{sd} \times \left(\frac{\phi_{est} - a_p}{\phi_{est}} \right) \quad (16)$$

$$R_{std,y} = 0,28 \times F_{sd} \times \left(\frac{\phi_{est} - b_p}{\phi_{est}} \right) \quad (17)$$

$$A_{st,x} = \frac{R_{std,x}}{f_{yd}} \quad (18)$$

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

Sendo:

- R_{std} : Força de tração na direção analisada;
- A_{st} : Seção transversal da armadura na direção analisada;
- F_{sd} : Esforço solicitante atuante sobre a estaca.

No que concerne aos estribos verticais, neste trabalho, será utilizado o mesmo valor determinado no dimensionamento dos estribos horizontais, os quais, no seu dimensionamento, visando garantir as condições de segurança, adotar-se-á a seção transversal de maior valor.

Da literatura, tendo em vista o exposto em Carvalho & Pinheiro 2009, propõe-se as Tabelas 07 e 08, as quais sugerem, respectivamente, as dimensões mínimas para um bloco sobre uma estaca e os diâmetros das barras e seus respectivos espaçamentos no que tange a sua disposição estrutural sobre os blocos sobre uma estaca.

Tabela 07 – Dimensões mínimas recomendadas para blocos sobre uma estaca

Parâmetros	Descrição	Valores Mínimos
ϕ	Diâmetro da estaca	≥ 20 cm
B	Distância entre a face da estaca e do bloco	≥ 10 cm
M	Face da estaca após arrasamento	≥ 3 cm
C	Cobrimento	≥ 3 cm

Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009)

Tabela 08 – Diâmetros das barras e espaçamentos para blocos sobre uma estaca

Posição	Estaca até 500 kN	Estacas superiores a 500 kN
A	≥ 10 mm	$\geq 12,5$ mm
B	$\geq 6,3$ mm	≥ 8 mm
C	≥ 8 mm	≥ 10 mm
Espaçamento	≥ 20 cm	≥ 15 cm

Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009)

5.8. Bloco sobre Duas Estacas

Neste tipo de disposição estrutural formar-se-á bielas de compressão do concreto comprimido e, neste caso, surgirão forças atuantes tal como propõe o modelo de Blévoit e Frémit. Pelo modelo supracitado realiza-se o dimensionamento da área suficiente para resistir aos esforços de tração nos tirantes, bem como a verificação da tensão de compressão nas bielas.

A partir daqui será explicitado o ferramental matemático que será utilizado para dimensionar a disposição estrutural composta por blocos sobre duas estacas pelo modelo de Blévoit e Frémit.

A partir das Equações 20 e 21 dimensiona-se, respectivamente, os esforços de compressão e de tração aos quais estão submetidos, respectivamente, às bielas e os tirantes. Naturalmente, a estabilidade estrutural neste caso decorre do equilíbrio desses esforços.

$$F_b = \frac{N}{n \times \sin(\theta)} \quad (20)$$

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

Sendo:

- F_b : Esforços de tração aos quais os tirantes estão submetidos;
- F_t : Esforços de compressão aos quais as bielas estão submetidas;
- n : Número de estacas no bloco (para blocos regulares).

O argumento θ é determinado a partir da altura útil, da face biela-pilar até o tirante e da distância horizontal, isto é, de $\frac{a_p}{4}$ até o eixo da estaca, tomando como referência o eixo do pilar.

Deste modo:

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

Sendo:

- d : Altura útil do bloco;
- ℓ : Distância entre as estacas;
- a_p : Dimensão do pilar na direção analisada.

De acordo com Carvalho & Pinheiro 2009 a altura útil é um valor condicionado a desigualdade ilustrada por 23 e, pelos valores do ângulo θ , quando estes estão limitados por $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

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

As tensões biela-pilar e biela estaca, necessárias para garantir a estabilidade estrutural, são avaliadas pelas Equações 24, 25 e 26.

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

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N_d}{2 \times A_{estaca} \times \sin^2(\theta)} \quad (25)$$

$$\sigma_{c,limite} = \frac{N_d}{0,90 \times f_{ck}} \quad (26)$$

A seção transversal da armadura de tração é avaliada pela Equação 27:

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

Da literatura, tendo em vista o exposto em Carvalho & Pinheiro 2009, propõe-se a Tabela 09, a qual sugere os diâmetros das barras e seus respectivos espaçamentos no que tange a sua disposição estrutural sobre os blocos sobre duas estacas.

Tabela 09 – Diâmetro das barras e espaçamentos recomendados para blocos sobre duas estacas

Posição	Estaca até 500 kN	Estacas superiores a 500 kN
A	≥ 12,5 mm	≥ 16 mm
B	≥ 10 mm	≥ 12,5 mm
C	≥ 8 mm	≥ 10 mm
D	≥ 6,3 mm	≥ 8 mm
Espaçamento	≥ 15 cm	≥ 10 cm

Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009)

5.9. Dimensionamento das Cintas

As cintas de travamento para os blocos de uma e duas estacas serão dimensionadas tomando como referência os valores mínimos de acordo com Carvalho & Pinheiro 2009.

6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E CRONOGRAMA ORÇAMENTÁRIO

6.1. Dimensionamento Estrutural

Os recursos iniciais que viabilizaram o desenvolvimento do dimensionamento estrutural proposto neste projeto se encontram listados a seguir.

- Fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 15 Pavimentos na Cidade de São Paulo/SP;
- Planta de locação dos pilares com os respectivos esforços atuantes conforme o Anexo A;
- Perfil de sondagem SPT conforme o Anexo B.

6.2. Pilares e Esforços Solicitantes

Para atender aos requisitos foram escolhidas estacas de 70 cm de diâmetro ($\phi 70$), que resistem até 2450 kN, de acordo com a Tabela 02. Do Anexo A extrai-se a Tabela 10.

Tabela 10 – Dimensões dos pilares atuantes, cargas e quantidade de estacas

Pilares	Dimensões do Pilar		Carga (kN)	NE _i (kN)
P ₁ , P ₄ , P ₂₅ , P ₃₀	20	20	840	1
P ₂ , P ₃ , P ₂₆ , P ₂₉	20	70	1148	2
P ₅ , P ₆	20	25	1129	1
P ₇ , P ₁₀ , P ₂₄	20	70	1528	2
P ₁₉	20	35	829	2
P ₈ , P ₉ , P ₂₀ , P ₂₃	20	70	1970	2
P ₁₁ , P ₁₂	20	40	1135	2
P ₁₃ , P ₁₆	20	40	1226	2
P ₁₄	20	70	1494	2
P ₁₅	20	30	1494	2
P ₁₇ , P ₁₈	20	20	829	1
P ₂₁ , P ₂₂	20	20	630	1
P ₂₇ , P ₂₈	20	20	317	1

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022

A Tabela 11 indica a quantidade de estacas por pilar tal como disposto no Anexo A.

Tabela 11 – Quantidade de estacas por pilar

Pilar	Carga (kN)	NE _i
P ₁	840	1
P ₂	1148	2
P ₃	1148	2
P ₄	840	1
P ₅	1129	1
P ₆	1129	1
P ₇	1528	2
P ₈	1970	2
P ₉	1970	2
P ₁₀	1522	2
P ₁₁	1135	2
P ₁₂	1135	2
P ₁₃	1226	2
P ₁₄	1494	2
P ₁₅	1494	2
P ₁₆	1226	2
P ₁₇	829	1
P ₁₈	829	1
P ₁₉	1522	2
P ₂₀	1965	2
P ₂₁	630	1
P ₂₂	630	1
P ₂₃	1970	2
P ₂₄	1528	2
P ₂₅	840	1
P ₂₆	1142	2
P ₂₇	317	1
P ₂₈	317	1
P ₂₉	1148	2
P ₃₀	840	1
Nº total de estacas		48

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022

6.3. Comprimento de Projeto

Conforme descrito ao longo do desenvolvimento do texto base deste trabalho, o comprimento de projeto será avaliado a partir da metodologia de Aoki e Velloso.

A partir do relatório SPT registrado neste trabalho foi possível estabelecer os parâmetros referentes ao tipo de solo no qual se encontrará a construção do edifício, bem como os coeficientes referentes ao tipo de estaca. Os parâmetros supracitados encontram-se abaixo.

- $F_1 = 2$;
- $F_2 = 4$;
- $P_e = 2450 \text{ kN}$;
- $\phi = 700 \text{ mm} = 0,70 \text{ m}$;
- $A_{s,i} = \pi \times \phi \times \Delta \ell_i = \pi \times 0,70 \times \Delta \ell_i \approx 2,20 \times \Delta \ell_i$;

$$\bullet A_p = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times (0,70)^2}{4} \approx 0,385 \text{ m}^2.$$

A partir dos parâmetros acima foi possível elaborar a Tabela 12, a qual apresenta a resistência da estaca de projeto a cada metro.

Tabela 12: Determinação do comprimento de projeto

Δl_1 (m)	α (%)	K (kN/m ²)	Ni	F _{máx} (kN/m ²)	N _p	K _p	A _{s,i} (m ²)	q _{p,r} (kN/m ²)	Q _{s,r} (kN)	ΣQ _{s,r} (kN)	Q _{p,r} (kN)	Q _r (kN)
1	2,00	800	2,00	8,00	2	800	2,20	800	17,59	17,59	307,88	325,47
2	2,00	800	2,00	8,00	2	800	2,20	800	17,59	35,19	307,88	343,06
3	2,00	800	2,00	8,00	2	800	2,20	800	17,59	52,78	307,88	360,65
4	2,00	800	2,75	11,00	5	800	2,20	2000	24,19	76,97	769,69	846,66
5	2,20	550	5,60	16,94	17	550	2,20	4675	37,25	114,22	1799,15	1913,37
6	2,20	550	8,17	24,70	21	550	2,20	5775	54,33	168,55	2222,48	2391,03
7	2,20	550	8,14	24,63	8	550	2,20	2200	54,17	222,72	846,66	1069,38
8	1,40	1000	8,38	29,31	10	1000	2,20	5000	64,46	287,18	1924,23	2211,41
9	1,40	1000	10,33	36,17	26	1000	2,20	13000	79,53	366,71	5002,99	5369,70
10	1,40	1000	12,20	42,70	29	1000	2,20	14500	93,90	460,62	5580,25	6040,87
11	1,40	1000	14,55	50,91	38	1000	2,20	19000	111,95	572,57	7312,06	7884,63
12	1,40	1000	19,17	67,08	70	1000	2,20	35000	147,52	720,10	13469,58	14189,67

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022

A partir da Tabela 12 e considerando-se a totalidade de 48 estacas, dado que foi obtido 12 m de profundidade, ter-se-á, portanto, 576 m de escavação.

Pela Equação 7 avalia-se o volume total de concreto utilizado nas estacas:

$$V_{\text{Concreto}} = 1,05 \times 576 \times (0,70)^2 \times \pi \times \frac{1}{4} \approx 232,75 \text{ m}^3$$

6.4. Dimensionamento Estrutural da Estaca

Tensão no concreto sem armadura:

$$N_{sd} = 985 \text{ kN (Pior situação: pilares 8, 9, 20 e 23)}$$

$$\sigma_c = \frac{985}{\frac{\pi \times (0,70)^2 \times 1000}{4}} \approx 2,56 \text{ MPa}$$

A partir da Tabela 12 e do valor da tensão obtida correspondente a 2,56 Mpa são estipulados os valores mínimos para o aço.

$$A_s = \frac{0,50}{100} \times \pi \times (0,70)^2 \times \frac{1}{4} \times 10^4 \approx 19,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 9 \phi 16 \text{ mm}$$

$$C = 400 \text{ mm}$$

6.5. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos de Coroamento

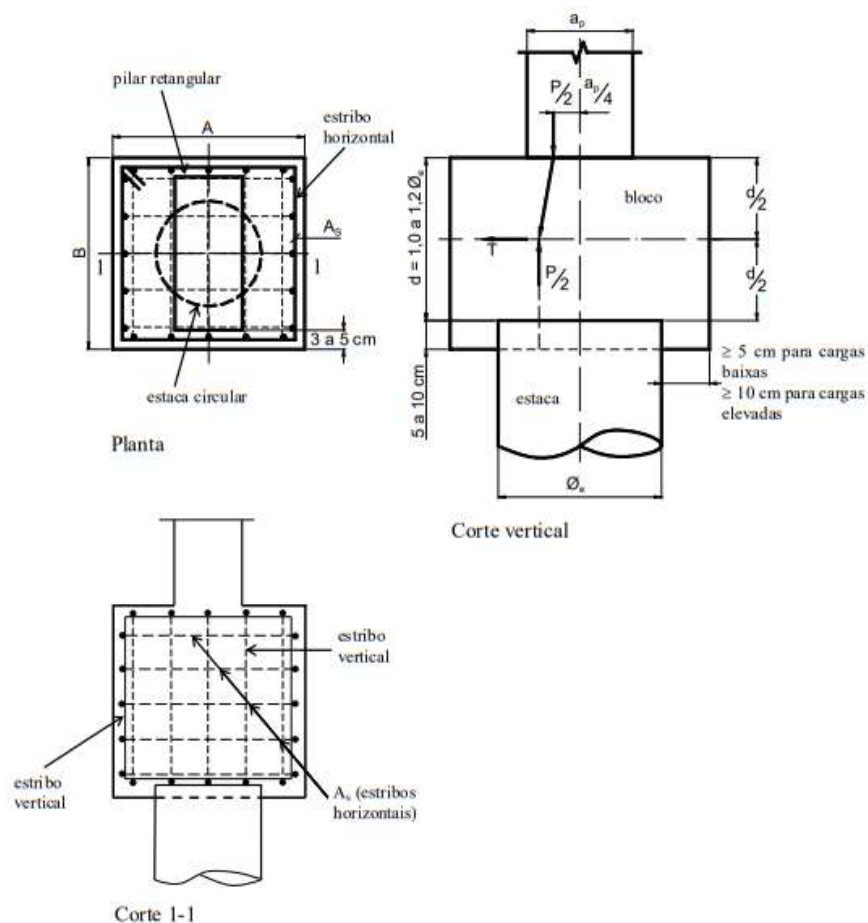
Os parâmetros necessários para que seja viabilizado o dimensionamento dos blocos de coroamento são indicados abaixo:

- Cobrimento: $c = 3 \text{ cm}$;
- Concreto C30: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- Engastamento da estaca no bloco: $m = 5 \text{ cm}$;
- Aço: CA50;
- Espaçamento entre estacas: $e = 180 \text{ cm}$.

6.6. Blocos Sobre Uma Estaca

A seguir, descrever-se-á o dimensionamento estrutural dos blocos sobre uma estaca, cuja disposição estrutural geral encontra-se ilustrada na Figura 09.

Figura 09 – Esquema de forças e detalhamento de armaduras de blocos sobre uma estaca



Fonte: Bastos

6.6.1. Cargas até 1000 kN – Pilares: 1, 4, 21, 22, 25, 27, 28 e 30

Pela Desigualdade 8 e pelas Equações 16, 17, 18 e 19:

Pilar: 20 x 20 cm

Sendo $\phi > b$:

$$b = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm} = a \text{ (Bloco quadrado)}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, pela Desigualdade 10 e pela Tabela 06:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

- Força de fendilhamento:

$$R_{std,x} = \frac{0,28 \times (70 - 20) \times 1000}{70} = 200,00 \text{ kN}$$

$$R_{std,y} = \frac{0,28 \times (70 - 20) \times 1000}{70} = 200,00 \text{ kN}$$

Considerando a pior situação:

$$A_{st,x} = \frac{200}{\frac{50}{1,15}} = 4,60 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 10 \text{ mm cd} / 10 \text{ cm}$$

6.6.2. Cargas até 1700 kN – Pilares: 5 e 6

Pela Desigualdade 8 e pelas Equações 16, 17, 18 e 19:

Pilar: 20 x 25 cm

Sendo $\phi > b$:

$$b = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm} = a \text{ (Bloco quadrado)}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, pela Desigualdade 10 e pela Tabela 06:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

- Força de fendilhamento:

$$R_{std,x} = \frac{0,28 \times (70 - 20) \times 1700}{70} = 340,00 \text{ kN}$$

$$R_{std,y} = \frac{0,28 \times (70 - 25) \times 1700}{70} = 306,00 \text{ kN}$$

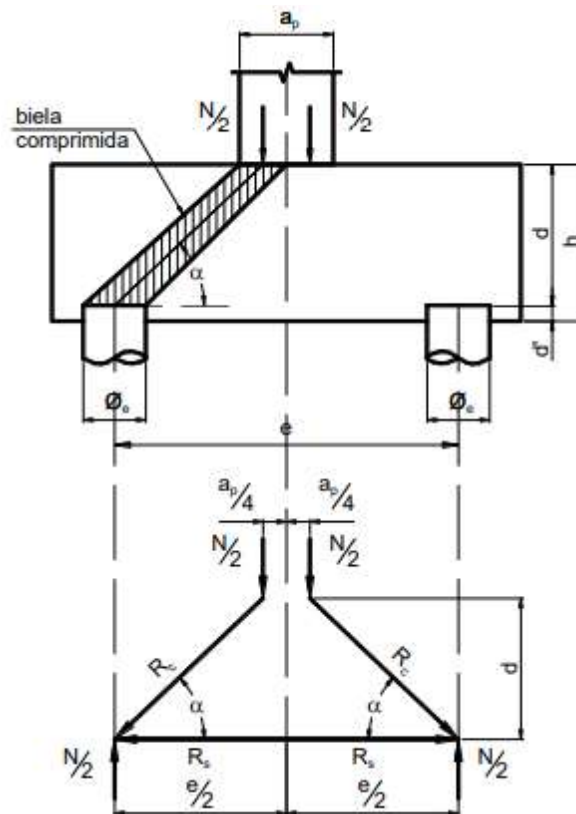
Considerando a pior situação:

$$A_{st,y} = \frac{340}{\frac{50}{1,15}} \approx 7,82 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 10 \text{ mm cd} / 10 \text{ cm}$$

6.7. Blocos Sobre Duas Estacas

A seguir, descrever-se-á o dimensionamento estrutural dos blocos sobre duas estacas, cuja disposição estrutural geral encontra-se ilustrada na Figura 10.

Figura 10 – Disposição estrutural e esquema de forças sobre duas estacas



Fonte: Barros

6.7.1. Pilares: 2, 3, 26 e 29

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1148 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \right) \rightarrow 72,50 \leq d \leq 103,68$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{70}{4}} \approx 1,31 \therefore \theta \approx 52,65^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1148}{20 \times 70 \times [\sin(52,65^\circ)]^2} \approx 1,30 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1148}{\frac{2 \times \pi \times (70)^2 \times [\sin(52,65^\circ)]^2}{4}} \approx 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1148 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 10,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{10,08}{8} \approx 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{10,08}{12,57} \approx 15,00 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 10,08 = 3,02 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.2. Pilares: 7, 10 e 24

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1528 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \right) \rightarrow 72,50 \leq d \leq 103,68$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{70}{4}} \approx 1,31 \therefore \theta \approx 52,65^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1528}{20 \times 70 \times [\sin(52,65^\circ)]^2} \approx 1,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1528}{\frac{2 \times \pi \times (70)^2 \times [\sin(52,65^\circ)]^2}{4}} \approx 0,31 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1528 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4}\right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 13,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{13,41}{8} \approx 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{13,41}{15,71} \approx 15,97 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 13,41 = 4,02 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.3. Pilar: 14

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1494 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4}\right) \rightarrow 72,50 \leq d \leq 103,68$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{70}{4}} \approx 1,31 \therefore \theta \approx 52,65^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1494}{20 \times 70 \times [\sin(52,65^\circ)]^2} \approx 1,69 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1494}{\frac{2 \times \pi \times (70)^2 \times [\sin(52,65^\circ)]^2}{4}} \approx 0,31 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1494 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4}\right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 13,11 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{13,11}{8} \approx 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{13,11}{15,71} \approx 15,61 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 13,11 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.4. Pilar: 19

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 829 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{35}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{35}{4}\right) \rightarrow 81,25 \leq d \leq 116,19$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{35}{4}} \approx 1,17 \therefore \theta \approx 49,46^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{829}{20 \times 35 \times [\sin(49,46^\circ)]^2} \approx 2,05 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{829}{\frac{2 \times \pi \times (35)^2 \times [\sin(49,46^\circ)]^2}{4}} \approx 0,75 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{829 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{35}{4}\right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 8,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{8,15}{8} \approx 1,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{8,15}{9,42} \approx 16,18 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 8,15 = 2,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.5. Pilares: 8, 9, 20 e 23

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1970 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{70}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4}\right) \rightarrow 72,50 \leq d \leq 103,68$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{70}{4}} \approx 1,31 \therefore \theta \approx 52,65^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1970}{20 \times 70 \times [\sin(52,65^\circ)]^2} \approx 2,23 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1970}{\frac{2 \times \pi \times (70)^2 \times [\sin(52,65^\circ)]^2}{4}} \approx 0,41 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1970 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{70}{4}\right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 17,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 18,85 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{17,29}{8} \approx 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{17,29}{18,85} \approx 16,18 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 17,29 = 5,19 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.6. Pilares: 11 e 12

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1135 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \right) \rightarrow 80,00 \leq d \leq 114,40$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{40}{4}} \approx 1,19 \therefore \theta \approx 49,90^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1135}{20 \times 40 \times [\sin(49,90^\circ)]^2} \approx 2,42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1135}{\frac{2 \times \pi \times (40)^2 \times [\sin(49,90^\circ)]^2}{4}} \approx 0,77 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1135 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 10,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{10,99}{8} \approx 1,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{10,99}{12,57} \approx 16,36 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 10,99 = 3,30 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.7. Pilares: 13 e 16

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 1226 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \right) \rightarrow 80,00 \leq d \leq 114,40$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{40}{4}} \approx 1,19 \therefore \theta \approx 49,90^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1226}{20 \times 40 \times [\sin(49,90^\circ)]^2} \approx 2,62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1135}{\frac{2 \times \pi \times (40)^2 \times [\sin(49,90^\circ)]^2}{4}} \approx 0,83 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1226 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{40}{4} \right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 10,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 12,57 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{10,39}{8} \approx 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{10,39}{12,57} \approx 15,46 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 10,39 = 3,12 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.7.8. Pilar: 15

Pelas Desigualdade 8:

Sendo $\phi > b$:

$$b = 180 + 2 \times 30 + 2 \times 15 = 270 \text{ cm}$$

$$a = 70 + 2 \times 15 = 100 \text{ cm}$$

Pelas Equações 20 e 27:

$$N_d = 829 \text{ kN}$$

$$\frac{180}{2} - \frac{30}{4} \leq d \leq 1,43 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{30}{4} \right) \rightarrow 82,50 \leq d \leq 117,98$$

Considerando $\phi = 20 \text{ mm}$ no pilar, a Tabela 06 e $d = 95 \text{ cm}$:

$$\ell_{b,nec} = 1 \times 0,80 \times 33,40 \times 2 \times 1 = 53,44 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > \ell_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

$$\tan(\theta) = \frac{95}{\frac{180}{2} - \frac{30}{4}} \approx 1,15 \therefore \theta \approx 49,03^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{829}{20 \times 30 \times [\sin(49,03^\circ)]^2} \approx 2,42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{829}{\frac{2 \times \pi \times (30)^2 \times [\sin(49,03^\circ)]^2}{4}} \approx 1,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,90 \times 3 = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

A avaliação acerca das armaduras de tração e superior são realizadas pela Equação 15, como segue:

$$A_{st} = \frac{1226 \times 1,15 \times \left(\frac{180}{2} - \frac{30}{4}\right)}{2 \times 95 \times 50} \approx 8,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 20 \text{ mm} \rightarrow 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{8,28}{8} \approx 1,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 8 \text{ mm} \rightarrow 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{b,nec} = 0,70 \times 0,80 \times 33,40 \times \frac{8,28}{9,42} \approx 16,43 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,30 \times 33,40 \times 2 = 20,04 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Os estribos horizontal e vertical são avaliados a partir das Equações 11 e 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,30 \times 8,28 = 2,48 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,10}{100} \times 90 \times 90 = 8,10 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \phi 12,50 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} 0,30 \times 95 = 28,50 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

6.8. Dimensionamento das Cintas

- Viga considerada: seção transversal 20 x 40 cm;
- Taxa de armadura mínima: 0,179%;

$$A_{s,min} = 20 \times 40 \times \frac{0,179}{100} \approx 1,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ mm}$$

Deste modo, a armadura transversal a ser considerada terá as seguintes características: $\phi 6,3$ mm espaçados a cada 20 cm.

6.9. Orçamento

Um orçamento de projeto é o plano financeiro estimado para um projeto, para o qual é necessário financiamento. Este documento deve incluir as despesas que você prevê incorrer por um determinado período de tempo, bem como a renda auferida que será gerada durante o curso do projeto. O orçamento é um componente importante de uma proposta, pois representa uma imagem financeira do projeto. Um orçamento bem elaborado pode contribuir muito para a compreensão do investidor sobre seu projeto. Dependendo das diretrizes do financiador, o orçamento pode ser uma simples declaração de uma página de despesas projetadas, ou uma planilha inteira, incluindo receitas e receitas projetadas.

Tendo em vista que o presente trabalho apresenta características de um projeto básico de fundações, não tendo, portanto, o intuito de propor um cronograma físico-financeiro e/ou análise orçamentária que se aproxime fielmente de um projeto real de fundações, haja vista que um projeto desta magnitude foge do escopo do presente trabalho, neste projeto, portanto, será proposto o levantamento acerca do tipo e quantidade de material a ser utilizado para que o projeto seja viabilizado tal como disposto na Tabela 13 cujos valores descritos foram propostos pela empresa Serki Fundações Especiais, a qual forneceu o relatório de sondagem SPT a partir do qual foi viabilizado o desenvolvimento deste trabalho.

Tabela 13 – Planejamento orçamentário

Atividade	Unidade	Quantidade	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
Execução das Fundações				
Locação das estacas	Unidade	48	10,00	480,00
Gabarito	Unidade	1	1000,00	1000,00
Estaca Hélice Contínua				
Escavação	ml	576	100,00	57600,00
Armação				
Concreto				
Execução dos Blocos sobre Estacas e Baldrame				
Escavação de Valas em Solo				
M.O. Escavação Manual	m ³	69,20	80,00	5536,00
Fôrmas				
Contrabarranco (Chapisco)	-	0	-	0,00
Armação				
Barra em aço CA-50, ϕ 6,3	kg	110,00	2,72	299,20
Barra em aço CA-50, ϕ 8,0	kg	825,00	3,18	2623,50
Barra em aço CA-50, ϕ 10,0	kg	1112,00	3,96	4403,52
Barra em aço CA-50, ϕ 12,5	kg	1321,00	4,32	5706,72
Barra em aço CA-50, ϕ 16,0	kg	2103,00	5,12	10767,36
Barra em aço CA-50, ϕ 20,0	kg	3214,00	6,35	20408,90
Concreto				
Lançamento	m ³	63,49	100,00	6349,00
Concreto Usinado fck=30 Mpa	m ³	81,00	265,00	21465,00
Valor Total (R\$)				136639,20

Fonte: Elaborado pelo autor, 2022

7. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente trabalho viabilizou a oportunidade de congrega os conhecimentos teórico e prático acumulados ao longo da graduação.

Ademais, a escolha de fundação, a quantificação das estacas, o estaqueamento e determinação do comprimento de projeto das estacas, estabelecidos neste projeto tomou como referência literaturas renomadas, bem como as supracitadas normas específicas dedicadas aos estudos das fundações.

A partir dos valores obtidos no dimensionamento conforme o Item 6 e os subitens subsequentes, foi possível elaborar as pranchas conforme os Anexos A, B, C, D.

8. CONCLUSÕES

O presente trabalho viabilizou a oportunidade de congregiar os conhecimentos teórico e prático acumulados ao longo da graduação, sobretudo no que diz respeito à análise minuciosa acerca do solo no qual será realizada a construção, sendo esta análise a mais importante a ser feita nas etapas que antecedem a obra, pois isso garante que as demais etapas da construção ocorram de forma mais segura.

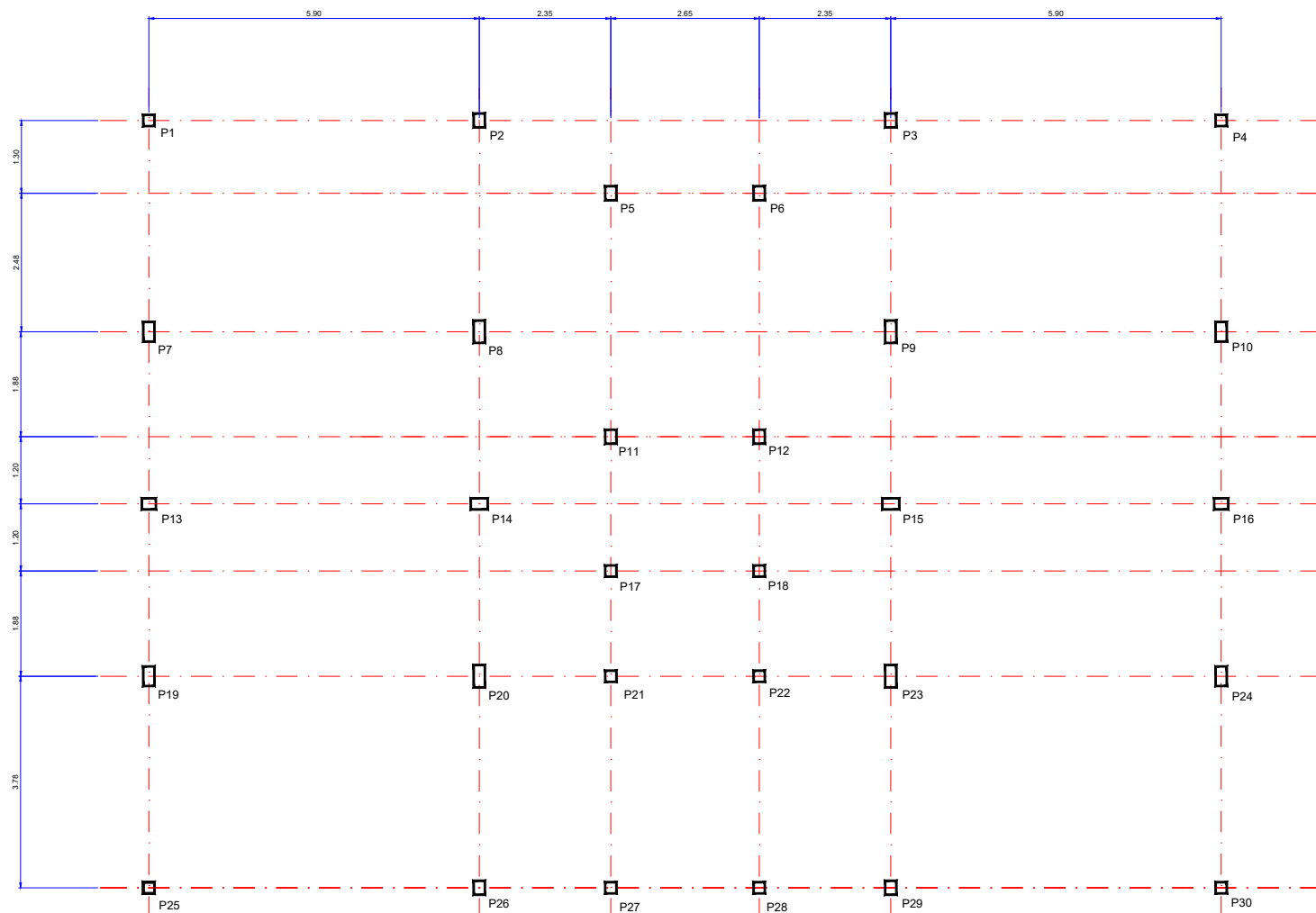
De posse dos valores determinados ao longo deste projeto, verifica-se que a magnitude dos esforços solicitantes obtidos está de acordo com os valores pressupostos pelas normas tomadas como referência neste projeto, bem como com os valores sugeridos pelas literaturas aqui utilizadas. Deste modo, pode-se inferir que os dimensionamentos geométricos e estrutural dos elementos de fundação são, respectivamente, compatíveis com o que está exposto nas NBR 6122 e 6118.

Visando alcançar maior conexão entre este trabalho e o dia a dia da obra, tomou-se por referência valores comuns relativamente aos equipamentos utilizados neste projeto de tal modo que fosse possível elaborar um plano orçamentário coerente com os valores praticados no mercado atual.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997. *NBR 6484: Solos – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro: s.n.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010. *NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro: s.n.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. *NBR 6118: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro: s.n.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019. *NBR 6489: Solo - Prova de carga estática em fundação direta*. Rio de Janeiro: s.n.
- ALONSO, U. R.. *Previsão e Controle das Fundações*. 3ª Edição. 2019.
- ALONSO, U. R.. *Exercícios de Fundações*. 3ª Edição. 2019.
- ALONSO, U. R., 1993. *Exercícios de Fundações*. São Paulo: Blucher.
- ALONSO, U. R., 2012. *Dimensionamento de fundações profundas*. São Paulo: Blucher.
- BARROS, Márcia. *Apostila de Fundações*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil. 2003.
- BASTOS, P. S.. *Notas de Aula: Blocos de Fundação*. Universidade Estadual Paulista – Bauru/SP. Departamento de Engenharia de Construção Civil. 2020.
- CAMPOS, J. C., 2015. *Elementos de fundações em concreto*. São Paulo: Oficina de Textos.
- CARVALHO, R. C. & Pinheiro, L. M., 2009. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2*. São Paulo: Pini.
- CIVIL JUNGLE. *Difference Between Shallow and Deep Foundation | What Is Foundation | Types of Foundation*. Serki Fundações Especiais
- GAMALLO, A. M. G.. *The Evolution of Traditional Types of Building Foundation Prior to the First Industrial Revolution*. 2003.
- HACHICH, W., 1998. *Fundações: teoria e prática*. 2ª ed. São Paulo: ABMS/ABEF/Pini.
- MELGES, J. L. P.. *Notas de Aula – Blocos Rígidos*. Universidade Estadual Paulista – Ilha Solteira/SP. Departamento de Engenharia Civil. 2016.
- PRZEWŁOCK, J.. DARDZINSKA, I.. SWINIANSKI, J.. *Review of Historical Buildings' Foundations*. 2005.

ANEXOS – FOLHAS DE PROJETO

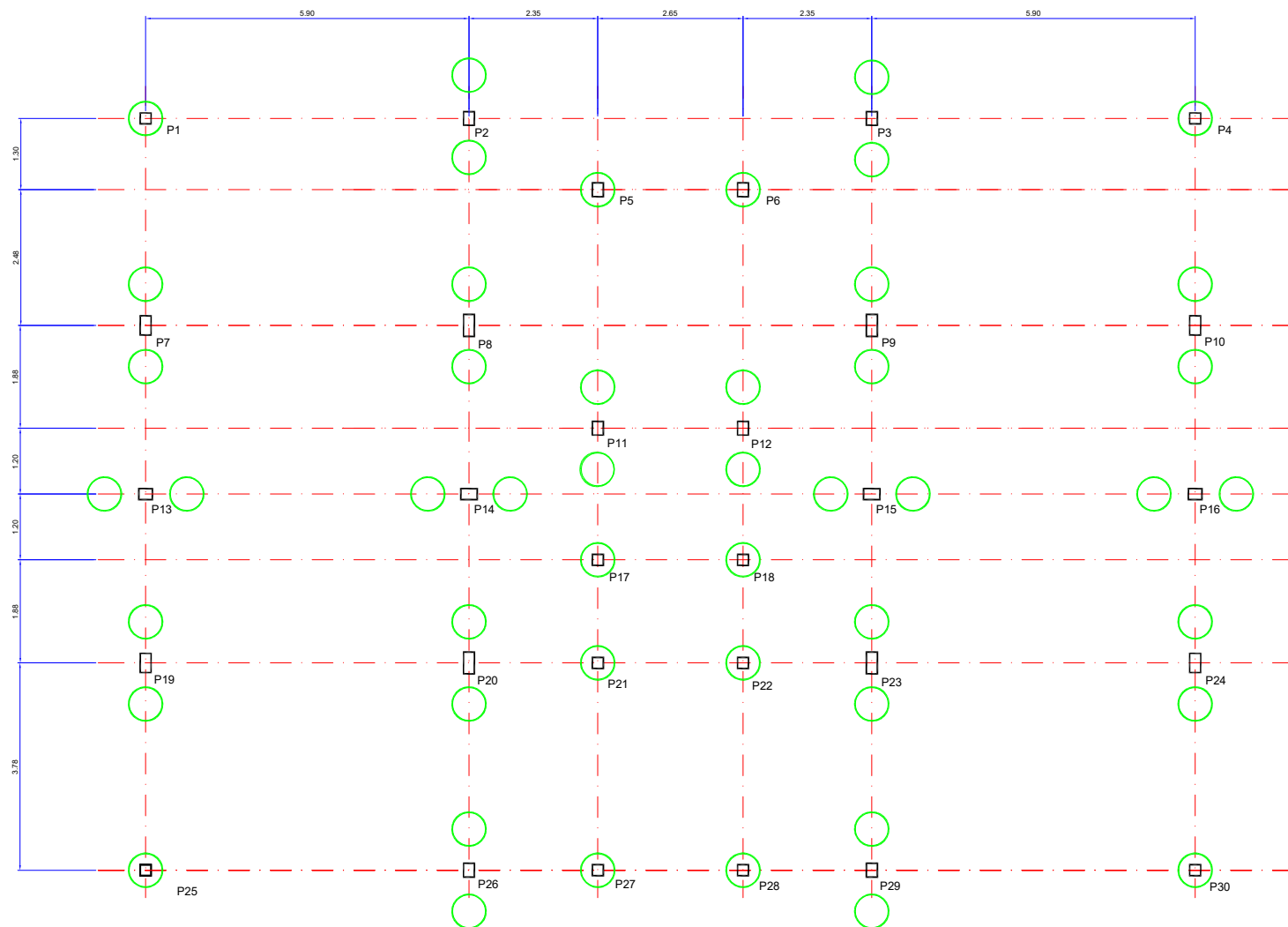


Pilar	Dimensão (cm)	Carga de Projeto (kN)	NE _i (kN)	Observações
1	20x20	840		
2	20x70	1148		
3	20x70	1148		
4	20x20	840		
5	20x25	1129		
6	20x25	1129		
7	20x70	1528		
8	20x70	1970		
9	20x70	1970		
10	20x70	1528		
11	20x40	1135		
12	20x40	1135		
13	20x40	1226		
14	20x70	1494		
15	20x30	1494		
16	20x40	1226		
17	20x20	829		
18	20x20	829		
19	20x35	829		
20	20x70	1970		
21	20x20	630		
22	20x20	630		
23	20x70	1970		
24	20x70	1528		
25	20x20	840		
26	20x70	1148		
27	20x20	317		
28	20x20	317		
29	20x70	1148		
30	20x20	840		

Título:

ANEXO A – PLANTA DE PILARES

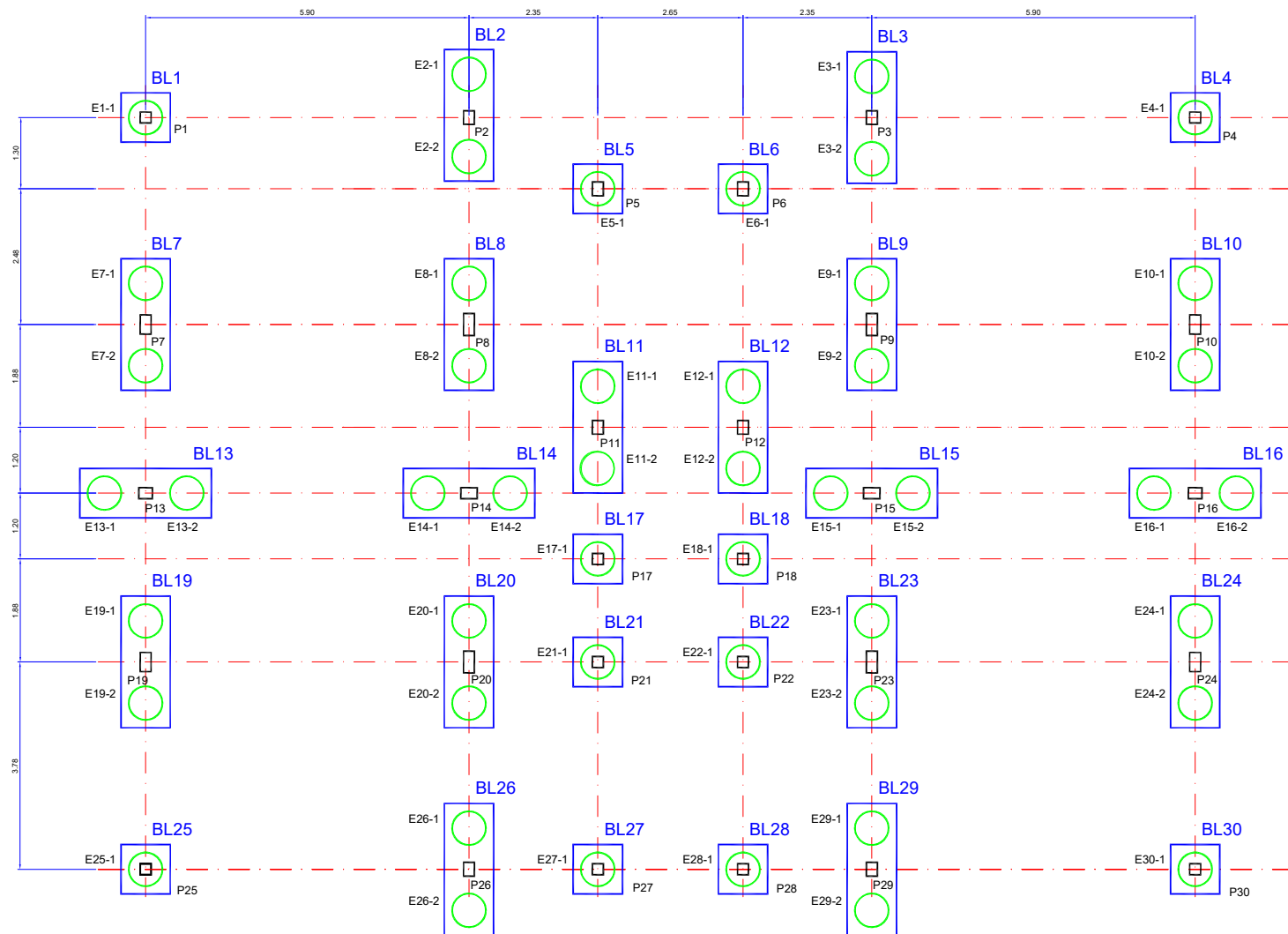
Área:		Desenho de Referência:			
GEOTECNIA					
Projeto:	Vista:	Data:	Escala:	Folha No.:	
Prof. Adriano Souza		Agosto/2022	1:50	1/4	
Desenho:	Aprovação:				
Gabriel Constante Milanezi					



Pilar	Dimensão (cm)	Carga de Projeto (kN)	NE _i (kN)	Observações
1	20x20	840	1	Isolado
2	20x70	1148	2	Isolado
3	20x70	1148	2	Isolado
4	20x20	840	1	Isolado
5	20x25	1129	1	Isolado
6	20x25	1129	1	Isolado
7	20x70	1528	2	Isolado
8	20x70	1970	2	Isolado
9	20x70	1970	2	Isolado
10	20x70	1528	2	Isolado
11	20x40	1135	2	Isolado
12	20x40	1135	2	Isolado
13	20x40	1226	2	Isolado
14	20x70	1494	2	Isolado
15	20x30	1494	2	Isolado
16	20x40	1226	2	Isolado
17	20x20	829	1	Isolado
18	20x20	829	1	Isolado
19	20x35	829	2	Isolado
20	20x70	1970	2	Isolado
21	20x20	630	1	Isolado
22	20x20	630	1	Isolado
23	20x70	1970	2	Isolado
24	20x70	1528	2	Isolado
25	20x20	840	1	Isolado
26	20x70	1148	2	Isolado
27	20x20	317	1	Isolado
28	20x20	317	1	Isolado
29	20x70	1148	2	Isolado
30	20x20	840	1	Isolado
Número Total de Estacas			48	

Título:
ANEXO B - PLANTA DE ESTAQUEAMENTO

Área: GEOTECNIA		Desenho de Referência:		
Projeto: Prof. Adriano Souza	Visto:	Data: Agosto/2022	Escala: 1:50	Folha No.: 2/4
Desenho: Gabriel Constante Milonezi	Aprovação:			

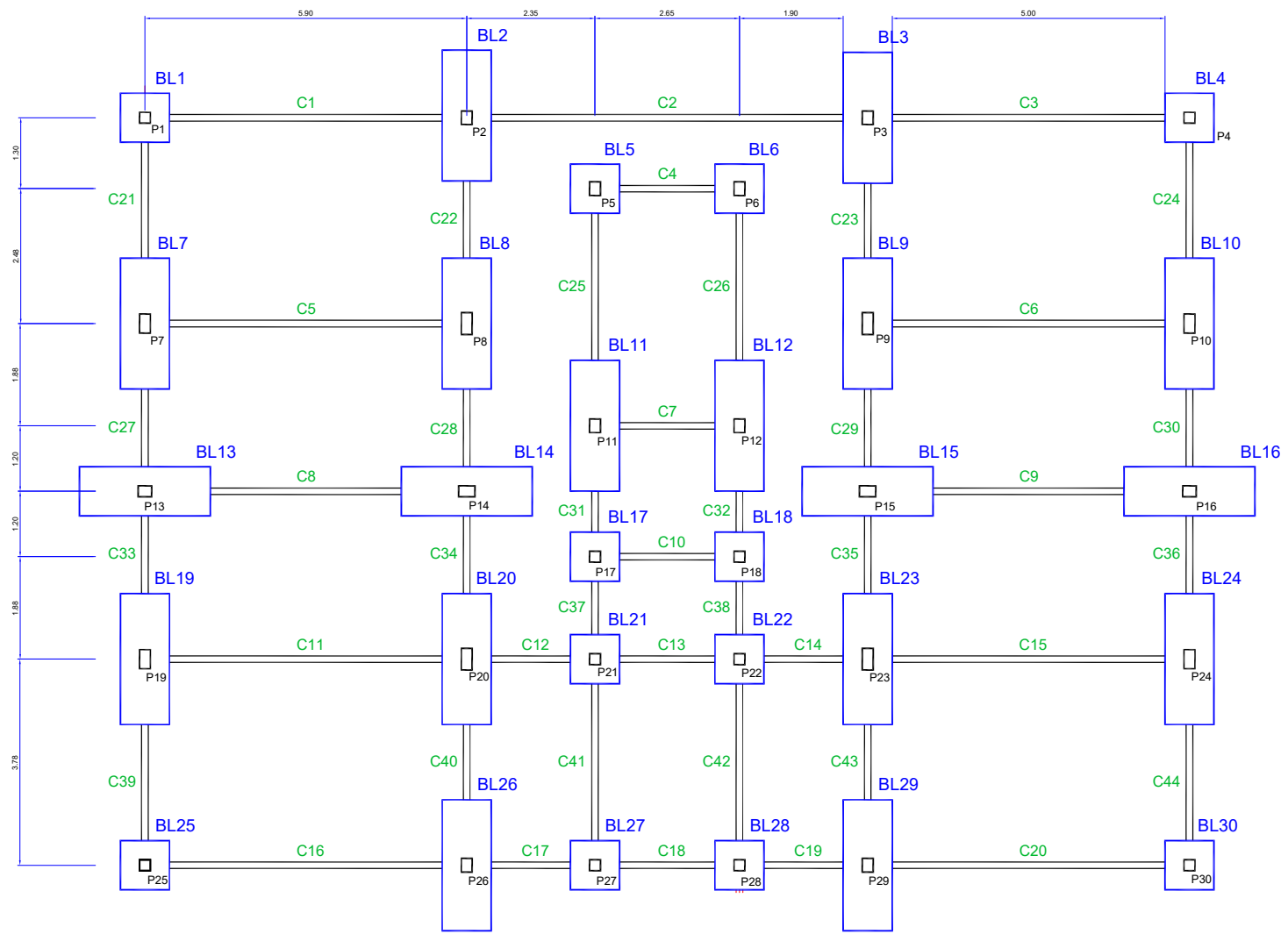


Bloco	Estaca	Dimensão (cm)			V _{c,bl} (m ³)
		L _x	L _y	H _b	
BL1	E1-1	90	90	100	0,81
BL2	E2-1	90	260	100	2,34
	E2-2				
BL3	E3-1	90	260	100	2,34
	E3-2				
BL4	E4-1	90	90	100	0,81
BL5	E5-1	90	90	100	0,81
BL6	E6-1	90	90	100	0,81
BL7	E7-1	90	260	100	2,34
	E7-2				
BL8	E8-1	90	260	100	2,34
	E8-2				
BL9	E9-1	90	260	100	2,34
	E9-2				
	E9-3				
BL10	E10-1	90	260	100	2,34
	E10-2				
	E10-3				
BL11	E11-1	90	260	100	2,34
	E11-2				
	E11-3				
BL12	E12-1	90	260	100	2,34
	E12-2				
	E12-3				
BL13	E13-1	90	260	100	2,34
	E13-2				
	E13-3				
BL14	E14-1	90	260	100	2,34
	E14-2				
	E14-3				
BL15	E15-1	90	260	100	2,34
	E15-2				
	E15-3				
BL16	E16-1	90	260	100	2,34
	E16-2				
	E16-3				
BL17	E17-1	90	90	100	0,81
	E17-2				
	E17-3				
BL18	E18-1	90	90	100	0,81
	E18-2				
	E18-3				
BL19	E19-1	90	260	100	2,34
	E19-2				
	E19-3				
BL20	E20-1	90	260	100	2,34
	E20-2				
	E20-3				
BL21	E21-1	90	90	100	0,81
	E21-2				
	E21-3				
BL22	E22-1	90	90	100	0,81
	E22-2				
	E22-3				
BL23	E23-1	90	260	100	2,34
	E23-2				
	E23-3				
BL24	E24-1	90	260	100	2,34
	E24-2				
	E24-3				
BL25	E25-1	90	90	100	0,81
	E25-2				
	E25-3				
BL26	E26-1	90	90	100	0,81
	E26-2				
	E26-3				
BL27	E27-1	90	90	100	0,81
	E27-2				
	E27-3				
BL28	E28-1	90	90	100	0,81
	E28-2				
	E28-3				
BL29	E29-1	90	90	100	0,81
	E29-2				
	E29-3				
BL30	E30-1	90	90	100	0,81
Volume Total de Concreto - Blocos (m ³)					51,84

Legenda:
L_x: Largura do bloco;
L_y: Comprimento do bloco;
H_b: Altura do bloco;
V_{c,bl}: Volume de concreto do bloco;
C.A.: cota de arrasamento da cabeça da estaca;
Concreto: fck = 30 MPa

Título:
ANEXO C – PLANTA DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

Área: GEOTECNIA		Desenho de Referência:		
Projeto: Prof. Adriano Souza	Visto:	Data: Agosto/2022	Escala: 1:50	Folha No.: 3/4
Desenho: Gabriel Constante Milanezi	Aprovação:			



Cinta	Blocos (mm)	Seção (cm)	L _{cinta} (m)	V _{cinta} (m³)
C1	BL1-BL2	12 x 20	4,90	0,12
C2	BL2-BL3	12 x 20	6,75	0,16
C3	BL3-BL4	12 x 20	4,90	0,12
C4	BL5-BL6	12 x 20	1,70	0,04
C5	BL7-BL8	12 x 20	4,90	0,12
C6	BL9-BL10	12 x 20	4,90	0,12
C7	BL11-BL12	12 x 20	1,70	0,04
C8	BL13-BL14	12 x 20	3,40	0,08
C9	BL15-BL16	12 x 20	3,40	0,08
C10	BL17-BL18	12 x 20	1,70	0,04
C11	BL19-BL20	12 x 20	4,90	0,12
C12	BL12-BL21	12 x 20	1,30	0,03
C13	BL21-BL22	12 x 20	1,70	0,04
C14	BL23-BL24	12 x 20	4,90	0,12
C15	BL25-BL26	12 x 20	1,40	0,03
C16	BL25-BL26	12 x 20	4,90	0,12
C17	BL26-BL27	12 x 20	1,40	0,03
C18	BL27-BL28	12 x 20	1,70	0,04
C19	BL28-BL29	12 x 20	1,40	0,03
C20	BL29-BL30	12 x 20	4,90	0,12
C21	BL1-BL7	12 x 20	2,15	0,05
C22	BL2-BL8	12 x 20	1,50	0,04
C23	BL3-BL9	12 x 20	1,50	0,04
C24	BL4-BL2	12 x 20	4,90	0,12
C25	BL5-BL11	12 x 20	3,00	0,07
C26	BL6-BL12	12 x 20	3,00	0,07
C27	BL7-BL13	12 x 20	1,50	0,04
C28	BL8-BL14	12 x 20	1,50	0,04
C29	BL9-BL15	12 x 20	1,50	0,04
C30	BL10-BL16	12 x 20	1,50	0,04
C31	BL11-BL17	12 x 20	0,80	0,02
C32	BL12-BL18	12 x 20	0,80	0,02
C33	BL13-BL19	12 x 20	1,50	0,04
C34	BL14-BL20	12 x 20	1,50	0,04
C35	BL15-BL21	12 x 20	1,50	0,04
C36	BL16-BL22	12 x 20	1,50	0,04
C37	BL17-BL23	12 x 20	1,00	0,02
C38	BL18-BL24	12 x 20	1,00	0,02
C39	BL19-BL25	12 x 20	2,15	0,05
C40	BL20-BL26	12 x 20	1,30	0,03
C41	BL21-BL27	12 x 20	3,10	0,07
C42	BL22-BL28	12 x 20	3,10	0,07
C43	BL23-BL29	12 x 20	1,40	0,03
C44	BL24-BL30	12 x 20	2,15	0,05
Comprimento Total - L _c (m)			111,60	2,68

BLOCOS SOBRE ESTACAS - f _{ck} = 30 MPa					
Bloco Tipo	Dimensões (m)			Qtde	V _{BL} (m³)
	l _x	l _y	h _b		
1 Estaca	0,90	0,90	1,00	12	9,72
2 Estacas	0,90	2,40	1,00	18	38,88
Volume Total de Concreto (m³)					48,60

CINTAS - f _{ck} = 30 MPa			
Item	Seção (m)	L _T (m)	V _{CC} (m³)
Cinta	0,12 x 0,20	111,05	2,67

Título:
 ANEXO D – PLANTA DE BLOCOS SOBRE ESTACAS E CINTAS

Área: GEOTECNIA		Desenho de Referência:			
Projeto: Prof. Adriano Souza	Visto:	Data: Agosto/2022	Escala: 1:50	Folha No.: 4/4	
Desenho: Gabriel Constante Milanezi	Aprovação:				