

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

GUILHERME DAMICO OLIVEIRA

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES
TIPOS DE PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DE UM
GALPÃO LOGÍSTICO**

Ilha Solteira
2025

GUILHERME DAMICO OLIVEIRA

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
DIFERENTES TIPOS DE PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA A
CONSTRUÇÃO DE UM GALPÃO LOGÍSTICO**

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

Orientador: Prof. Dr. Artur Pantoja Marques

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

O48a Oliveira, Guilherme Damico.
Análise de viabilidade técnica e econômica de diferentes tipos de projeto de fundação para a construção de um galpão logístico / Guilherme Damico Oliveira. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2025
106 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira,
2025

Orientador: Artur Pantoja Marques

Inclui bibliografia

1. Fundação. 2. Estaca hélice contínua. 3. Estaca pré-moldada. 4. Custo. 5.
Prazo.

GUILHERME DAMICO OLIVEIRA

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES
TIPOS DE PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DE UM
GALPÃO LOGÍSTICO**

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”, Campus de Ilha Solteira

Aprovado em: 10/01/2025

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Artur Pantoja Marques
UNESP - Faculdade de Engenharia - Câmpus de Ilha Solteira (Orientador)

Prof. Dr. Adriano Souza
UNESP - Faculdade de Engenharia - Câmpus de Ilha Solteira (Examinador)

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

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por ter me dado saúde, força e coragem durante esses anos de estudo e por ter me dado a oportunidade de estudar em uma das melhores Universidades do país.

À minha família, principalmente aos meus pais, Adriano Leite de Oliveira e Vanessa Cristina Damico, pelo apoio constante em todos os momentos da minha vida e por sempre acreditarem no meu potencial. Sem o incentivo e o sacrifício de vocês, eu jamais teria essa conquista.

Agradeço aos meus amigos que fiz durante essa fase em Ilha Solteira e que levarei pelo resto da vida, em especial aos meus companheiros de república. Obrigado pelas conversas diárias, momentos de diversão, estudos, ensinamentos, colaboração no meu crescimento pessoal e pelo apoio nos momentos difíceis. À minha namorada, por todo amor, paciência, compreensão e companheirismo durante o meu período em Ilha Solteira. Ter vocês ao meu lado fez toda a diferença e tornou essa trajetória mais leve.

À Afonso França Engenharia pela oportunidade de estágio e pela efetivação, e a todos os meus líderes e colegas de trabalho que fizeram parte do meu desenvolvimento profissional durante a reta final da graduação.

Por fim, agradeço à Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” e ao corpo docente da FEIS por todo ensinamento que me deram durante a graduação, em especial ao meu orientador Prof. Dr. Artur Pantoja Marques e ao Prof. Dr. Adriano Souza que me ajudaram no desenvolvimento desse Trabalho e nessa reta final de curso. Vocês são excelentes profissionais e fico admirado por toda a luta de vocês para tornar a Universidade cada vez melhor.

RESUMO

O presente trabalho busca apresentar a melhor solução técnica e econômica entre dois tipos de projeto de fundação para um galpão logístico hipotético. Para isso, foi escolhido o local de implantação, elaborada uma planta de pilares e realizado o pré-dimensionamento da estrutura do galpão para que fossem obtidas as cargas na fundação. Devido às características do subsolo do local escolhido, a partir do ensaio SPT, optou-se pela elaboração e avaliação dos projetos em fundação profunda em estacas tipo hélice contínua e em estacas pré-moldadas de concreto, variando os diâmetros para obter a melhor solução de custo e prazo. Para o dimensionamento da quantidade de estacas, foram utilizadas cargas de catálogo e, para o dimensionamento do comprimento das estacas, foi utilizado o método semi-empírico de Aoki-Velloso. Na determinação do custo para cada fundação, optou-se pelo uso da tabela SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil e pelo gerador de preços da CYPE Ingenieros, SA. Já para o prazo, foram utilizadas informações de revistas de engenharia e de empresas de referência no mercado de execução de fundações. Obtidas todas as informações de dimensionamento, custo e prazo para cada tipo de fundação, chegou-se à conclusão da solução de maior custo-benefício e foi elaborada a planta final de locação de estacas para essa solução.

Palavras-chave: Fundação. Estaca hélice contínua. Estaca pré-moldada. Custo. Prazo.

ABSTRACT

The present work aims to present the best technical and economic solution between two types of foundation design for a hypothetical logistics warehouse. For this, the site was selected, a column plan was developed, and a preliminary design of the warehouse structure was carried out to obtain the foundation loads. Due to the characteristics of the subsoil at the chosen location, based on the SPT test, it was decided to develop and evaluate deep foundation designs using continuous flight auger piles and precast concrete piles, varying the diameters to achieve the best cost and schedule solution. For determining the number of piles, catalog loads were used, and for determining the pile lengths, the semi-empirical Aoki-Velloso method was applied. In determining the cost for each foundation, the SINAPI table - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - and the price generator from CYPE Ingenieros, SA, were used. For the timeline, information from engineering magazines and reference companies in the foundation execution market was used. Once all the information on design, cost, and schedule for each type of foundation was obtained, the most cost-effective solution was concluded, and the final pile layout plan for this solution was prepared.

Keywords: Foundation. Continuous flight auger. Precast piles. Cost. Schedule.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Trados manuais mais utilizados.....	19
Figura 2 - Etapas de execução de sondagem a percussão.....	20
Figura 3 - Processo de perfuração de sondagem rotativa.....	22
Figura 4 - Esquemática do ensaio de cone (CPT).....	23
Figura 5 - Tipos de fundações superficiais.....	26
Figura 6 - Exemplos de fundações profundas.....	29
Figura 7 - Exemplos de fundações mistas.....	31
Figura 8 - Perfuratriz para estaca hélice contínua.....	33
Figura 9 - Etapas executivas da estaca hélice contínua.....	34
Figura 10 - Seções típicas de estacas pré-moldadas de concreto.....	38
Figura 11 - Bate-estaca de gravidade.....	39
Figura 12 - Execução do estaqueamento em estacas pré-moldadas.....	41
Figura 13 - Disposições geométricas para blocos de 2 e 3 estacas.....	54
Figura 14 - Disposições geométricas para blocos de 4 estacas.....	54
Figura 15 - Disposições geométricas para blocos de 5 estacas.....	55
Figura 16 - Disposição geométrica para bloco de 6 estacas.....	55
Figura 17 - Disposições geométricas para blocos de 7 estacas.....	56
Figura 18 - Disposições geométricas para blocos de 8 estacas.....	56
Figura 19 - Espaçamento das estacas entre blocos.....	57
Figura 20 - Distribuição das estacas de acordo com a dimensão do pilar.....	58
Figura 21 - Características da laje alveolar PE20.....	60
Figura 22 - Áreas de influência das lajes do mezanino.....	63
Figura 23 - Áreas de influência das lajes da cobertura.....	64
Figura 24 - Ensaio SPT do local de execução.....	69
Figura 25 - Custo por metro linear para Estaca Hélice Contínua.....	87
Figura 26 - Custo total das soluções avaliadas – Estacas Hélice Contínua.....	89
Figura 27 - Custo total das soluções avaliadas – Estacas Pré-moldadas.....	91
Figura 28 - Cronograma em MS Project para a fundação em Estaca Hélice Contínua.....	94
Figura 29 - Cronograma em MS Project para a fundação em Estaca Pré-moldada Centrifugada.....	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estado de compactidade e consistência dos solos.....	21
Tabela 2 - Principais tipos de estacas.....	30
Tabela 3 - Valores para o fator de correção.....	48
Tabela 4 - Valores de σ_{id} para aços CA-50 e $\rho = 2\%$	48
Tabela 5 - Cargas admissíveis para Estaca Hélice Contínua.....	50
Tabela 6 - Cargas admissíveis para Estacas Pré-Moldadas de Concreto.....	50
Tabela 7 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.....	52
Tabela 8 - Coeficiente K e a razão de atrito α	53
Tabela 9 - Espaçamento sugerido entre estacas pré-moldadas.....	57
Tabela 10 - Espaçamento sugerido entre as estacas hélice contínua.....	58
Tabela 11 - Carregamento das lajes.....	60
Tabela 12 - Força normal característica (N_k) nos pilares.....	65
Tabela 13 - Dimensões adotadas para os pilares do galpão.....	66
Tabela 14 - Peso próprio dos pilares do galpão.....	67
Tabela 15 - Cargas na Fundação.....	68
Tabela 16 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 30 cm).....	71
Tabela 17 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 50 cm).....	71
Tabela 18 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 70 cm).....	72
Tabela 19 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice de maneira otimizada.....	72
Tabela 20 - Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 30 cm.....	74
Tabela 21 - Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 50 cm.....	75
Tabela 22 - Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 70 cm.....	76
Tabela 23 - Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento.....	77

Tabela 24 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 33 cm).....	80
Tabela 25 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 42 cm).....	80
Tabela 26 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 60 cm).....	81
Tabela 27 - Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas de maneira otimizada.....	81
Tabela 28 - Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 33 cm.....	83
Tabela 29 - Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 42 cm.....	84
Tabela 30 - Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 60 cm.....	85
Tabela 31 - Custo total para fundação em Estaca Hélice com \emptyset 30 cm.....	87
Tabela 32 - Custo total para fundação em Estaca Hélice com \emptyset 50 cm.....	88
Tabela 33 - Custo total para fundação em Estaca Hélice com \emptyset 70 cm.....	88
Tabela 34 - Custo total para fundação em Estaca Hélice para o dimensionamento otimizado.....	88
Tabela 35 - Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com \emptyset 33 cm.....	90
Tabela 36 - Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com \emptyset 42 cm.....	90
Tabela 37 - Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com \emptyset 60 cm.....	90
Tabela 38 - Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada Centrifugada para o dimensionamento otimizado.....	91
Tabela 39 – Comparação de custos entre as soluções com diâmetros próximos.....	92
Tabela 40 - Prazo de execução para Estaca Hélice Contínua.....	93
Tabela 41 - Prazo de execução para Estaca Pré-moldada Centrifugada.....	95
Tabela 42 - Resultados Obtidos.....	97

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
2 OBJETIVO.....	14
2.1 OBJETIVO GERAL.....	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1 CONTEXTO HISTÓRICO DA ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	15
3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	17
3.2.1 Poços e sondagens a trado.....	18
3.2.2 Sondagens a percussão com SPT.....	19
3.2.3 Sondagens rotativas e mistas.....	21
3.2.4 Ensaio de cone (CPT).....	23
3.2.5 Ensaio pressiométrico (PMT).....	24
3.3 FUNDAÇÕES.....	24
3.3.1 Fundações rasas.....	25
3.3.2 Fundações profundas.....	28
3.3.3 Fundações mistas.....	31
3.4 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....	31
3.4.1 Equipamentos.....	32
3.4.2 Metodologia executiva.....	33
3.4.3 Controle de execução.....	36
3.4.4 Vantagens e desvantagens.....	36
3.5 ESTACA PRÉ-MOLDADA.....	38
3.5.1 Equipamentos.....	39
3.5.2 Metodologia executiva.....	40
3.5.3 Vantagens e desvantagens.....	43
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	44
4.1 MATERIAIS.....	44
4.2 MÉTODOS.....	44
4.2.1 Características do galpão.....	44
4.2.2 Pré-dimensionamento da superestrutura.....	45
4.2.2.1 Lajes alveolares.....	45
4.2.2.2 Vigas.....	46

4.2.2.3 Pilares pré-moldados.....	47
4.2.3 Quantidade de estacas por pilar.....	49
4.2.4 Comprimento das estacas.....	50
4.2.5 Disposição geométrica das estacas.....	54
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	59
5.1 RESULTADOS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	59
5.1.1 Dimensionamento das lajes alveolares.....	59
5.1.2 Dimensionamento das vigas.....	61
5.1.3 Dimensionamento dos pilares pré-moldados.....	61
5.1.4 Cargas da superestrutura na fundação.....	67
5.2 ESCOLHA DA FUNDAÇÃO DO PROJETO.....	68
5.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO.....	70
5.3.1 Fundação em estacas hélice contínua.....	70
5.3.1.1 Quantidade de estacas hélice contínua por pilar.....	70
5.3.1.2 Comprimento para estacas hélice contínua.....	71
5.3.1.3 Armadura para estacas hélice contínua.....	77
5.3.2 Fundação em estacas pré-moldadas de concreto.....	79
5.3.2.1 Quantidade de estacas pré-moldadas por pilar.....	79
5.3.2.2 Comprimento para estacas pré-moldadas.....	82
5.4 CUSTO DAS FUNDAÇÕES.....	86
5.4.1 Custo da fundação em estaca hélice contínua.....	86
5.4.2 Custo da fundação em estaca pré-moldada.....	89
5.5 PRAZO DAS FUNDAÇÕES.....	92
5.5.1 Prazo das fundações em estaca hélice contínua.....	92
5.5.2 Prazo das fundações em estaca pré-moldada.....	95
5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	97
6 CONCLUSÃO.....	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
APÊNDICE A – Planta de Locação dos Pilares e Mezanino	
APÊNDICE B – Planta de Locação de Estacas	

1 INTRODUÇÃO

O aumento da construção de galpões logísticos é uma consequência direta do crescimento do comércio eletrônico, das redes de distribuição e das necessidades contemporâneas de estocagem e transporte. Trata-se de lugares com estruturas amplas, modulares e adequadas ao suporte de grandes movimentos de carga, para que seja possível o atendimento das exigências de rápidas entregas e da complexidade crescente da logística. Este setor tem demonstrado um crescimento acentuado, buscando uma maior proximidade das empresas junto aos centros urbanos, melhorando a eficiência e reduzindo custos de transporte.

Um dos pontos cruciais para a durabilidade e segurança de um galpão logístico recai sobre a fundação. O bom projeto da fundação é imprescindível, visto que é responsável pela transferência de cargas da superestrutura do galpão para o solo, além de suprimir impactos e evitar deformações, que poderiam comprometer seu funcionamento. O projeto de fundação deve considerar o tipo do solo e seu respectivo perfil geotécnico, o local em que será executada a obra e as especificidades da estrutura.

O trabalho em questão visa chegar à melhor solução de custo e prazo para dois tipos de projeto de fundação de um galpão logístico hipotético, sendo definidas as suas tipologias com base no ensaio SPT do local escolhido. Para isso, será realizada a planta de locação dos pilares, bem como o pré-dimensionamento da superestrutura para obter as cargas que chegam na fundação. Quanto ao dimensionamento do projeto de fundação, serão avaliados diversos diâmetros para cada tipo de solução, a fim de chegar na melhor configuração. Serão utilizadas as Normas Brasileiras Regulamentadoras no que diz respeito ao dimensionamento de fundações, além do método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975).

2 OBJETIVO

2.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo realizar dois diferentes projetos de fundação para um galpão logístico e avaliar qual a melhor solução técnica e econômica, aferindo produtividades e preços reais de fornecedores no mercado do Estado de São Paulo.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos têm-se:

- Dimensionamento de dois diferentes projetos de fundação;
- Avaliação de tempo de execução para cada solução;
- Avaliação do preço total para cada solução.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONTEXTO HISTÓRICO DA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Durante o período Paleolítico, devido a sua sensibilidade ao clima e buscando proteção, o homem procurou seus primeiros abrigos em grutas e cavernas e, onde não existiam esses abrigos naturais, improvisavam abrigos imitando-os, visto que alguns tinham os seus pisos a mais de 2 metros abaixo do nível do terreno adjacente. É provável que no período Neolítico, quando o homem se tornou sedentário e construiu suas primeiras cabanas, já tivesse alguma noção empírica sobre a resistência e a estabilidade dos materiais da crosta terrestre. Essas cabanas eram de madeira e eram construídas à beira dos lagos, com utilização de estacas elevadas (palafitas), nas quais devem ter dado uma ideia adicional sobre a resistência do solo (FALCONI *et al.*, 2019).

Nos antigos impérios do Oriente Próximo, as construções utilizavam principalmente tijolos cerâmicos na Mesopotâmia e pedra no Egito. Como não havia fundações preparadas, grandes construções como palácios e templos eram frequentemente erguidas sobre escombros de estruturas anteriores misturadas com terra e compactadas, resultando em um empilhamento gradual de edifícios ao longo do tempo. Apesar de muitas construções sobreviverem por séculos, as fundações eram consideradas uma das maiores fraquezas técnicas. O primeiro código de obras, o Código de Hamurábi, já tratava dessas deficiências com punições severas para construtores cujas obras fracassassem (FALCONI *et al.*, 2019).

Na Idade Clássica, os gregos, embora fossem conhecidos por sua bela arquitetura, inovaram pouco em técnicas e materiais, destacando-se apenas no uso do mármore e da pedra calcária. As construções eram frequentemente erguidas sobre fundações improvisadas, utilizando restos de outras estruturas, e as técnicas de fundação evoluíram com o tempo para incluir blocos de pedra, chamados ortostatos, que melhoravam a distribuição das cargas. No entanto, foi em Roma que as técnicas de construção avançaram significativamente, com o concreto na execução das fundações e na construção dos arcos e domos, permitindo a construção de grandes estruturas como aquedutos e o Panteão (FALCONI *et al.*, 2019).

Durante a Idade Média todos os progressos técnicos alcançados durante a Idade Clássica foram esquecidos, gerando muitos colapsos de construções. No entanto, alguns avanços podem ser notados durante esse período, como a construção de grandes castelos, execução de fundações abaixo do nível d'água com o uso de ensecadeiras, e a invenção do bate-estaca, em 1450 por Francesco Di Giorgio. (FALCONI *et al.*, 2019).

No começo do século XVIII, a experiência acumulada até então começou a ser teorizada, iniciando os primórdios da mecânica dos solos. Skempton (1985) chama esse período de pré-clássico, caracterizado por teorias empíricas sobre pressões de terra baseadas no chamado ângulo de talude natural e no peso específico do solo. Já o período clássico da Mecânica dos solos, segundo Skempton (1985), se inicia em 1776 com Charles Augustin Coulomb, que criou a equação de resistência ao cisalhamento. Entre os sucessores de Coulomb, destacam-se Prony, Français, Navier e Poncelet, que ampliaram a teoria da estabilidade de solos coesivos e abordaram a capacidade de carga de fundações. No século XIX, engenheiros como Collin, Rankine e Darcy contribuíram significativamente para o progresso da mecânica dos solos, abordando questões como taludes, coesão e permeabilidade. (FALCONI *et al.*, 2019).

Falconi *et al.* (2019) define que “o período contemporâneo da história geotécnica começa necessariamente com Karl Terzaghi, o pai da Mecânica dos Solos”. Terzaghi iniciou um programa de pesquisas em 1919 que focava na análise das argilas e seus fenômenos, como o adensamento e a resistência ao cisalhamento. Ele introduziu conceitos fundamentais como a coesão, o atrito interno e o princípio das pressões efetivas, que são cruciais para a compreensão da compressibilidade e resistência dos solos. Durante a década de 1920, Terzaghi publicou diversas obras, incluindo "*Erdbaumechanik*" (1925) e "*Principles of Soil Mechanics*" (1926), que sistematizaram conhecimentos sobre fundações e propriedades dos solos. Ele abordou a capacidade de carga dos solos através de pressões admissíveis, provas de carga e teorias de cálculo, enfrentando limitações das práticas anteriores e buscando uma abordagem mais científica. Terzaghi também fez importantes contribuições para a mecânica de fundações, distinguindo entre diferentes tipos de fundações e introduzindo conceitos de resistência de ponta e atrito lateral.

Suas publicações e teorias foram fundamentais para o desenvolvimento da geotecnia, culminando no primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1936, onde ele ressaltou a necessidade de uma base teórica sólida e a importância da observação empírica. Mesmo após a Segunda Guerra Mundial, a disciplina continuou a se expandir, com Terzaghi influenciando diversos projetos ao redor do mundo. Em 1943 e 1948, publicou obras que consolidaram os fundamentos da Mecânica dos Solos, marcando o início de uma nova fase na ciência geotécnica.

Conforme os estudos de Mecânica dos Solos avançavam, surgiram técnicas mais eficientes e seguras para fundações, como as fundações rasas, que incluem sapatas e *radiers*, e as fundações profundas, como estacas e tubulões. Atualmente, o estudo das fundações continua evoluindo, com novas tecnologias e materiais, além de técnicas mais avançadas de investigações geotécnicas, que auxiliam os engenheiros a escolherem o tipo de fundação mais adequado para cada situação. O uso de programas de simulação e modelos computacionais tem ajudado a prever com mais precisão o comportamento das fundações, permitindo construções em locais desafiadores, como locais com solos orgânicos ou áreas sujeitas a inundações.

3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

De acordo com Velloso e Lopes (2011), o projetista de fundações deve se envolver com o processo de investigação do subsolo desde o início do projeto. Porém, vê-se que na prática isso não acontece, sendo entregue ao projetista apenas as informações sobre a estrutura para a qual deve projetar as fundações e um agrupamento das sondagens do local de execução. Havendo dúvidas que impeçam o progresso do projeto, deverá ser realizada uma investigação preliminar e uma investigação complementar.

Para uma investigação adequada do subsolo, deverão ser seguidas as seguintes etapas:

- a) investigação preliminar;
- b) investigação complementar ou de projeto;
- c) investigação para a fase de execução.

Na investigação preliminar normalmente são realizadas sondagens a percussão para identificar as principais características do solo. Em casos em que se sabe da presença de blocos de rocha utilizam-se sondagens mistas, com espaçamento geralmente regular, procurando caracterizar o embasamento rochoso na profundidade das sondagens (VELLOSO e LOPES, 2011).

Na investigação complementar, busca-se esclarecer as características relevantes do subsolo e as propriedades dos solos que influenciam o comportamento das fundações. Se o tipo de fundação já foi escolhido antes dessa fase, questões executivas podem ser abordadas. São realizadas sondagens adicionais de acordo com as normas, incluindo sondagens mistas ou especiais para a retirada de amostras indeformadas, se forem necessárias. Nesta fase, também são feitos ensaios *in situ*, como os ensaios de cone (CPT) e de placa. As amostras indeformadas podem ser analisadas em laboratório, com supervisão do projetista (VELLOSO e LOPES, 2011).

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2011), a fase de investigação para a fase de execução visa confirmar as condições de projeto nas áreas críticas da obra, consideradas pela responsabilidade das fundações ou pela grande variação de tipos de solo no local de implantação da obra. A dificuldade de executar o tipo de fundação previsto no projeto também pode ser a motivação para uma investigação na fase de obra. Nesses casos, o projetista deve acompanhar as investigações ou, pelo menos, estar ciente dos resultados obtidos.

Os principais processos para a investigação do subsolo para a execução de projetos de fundações e estruturas são:

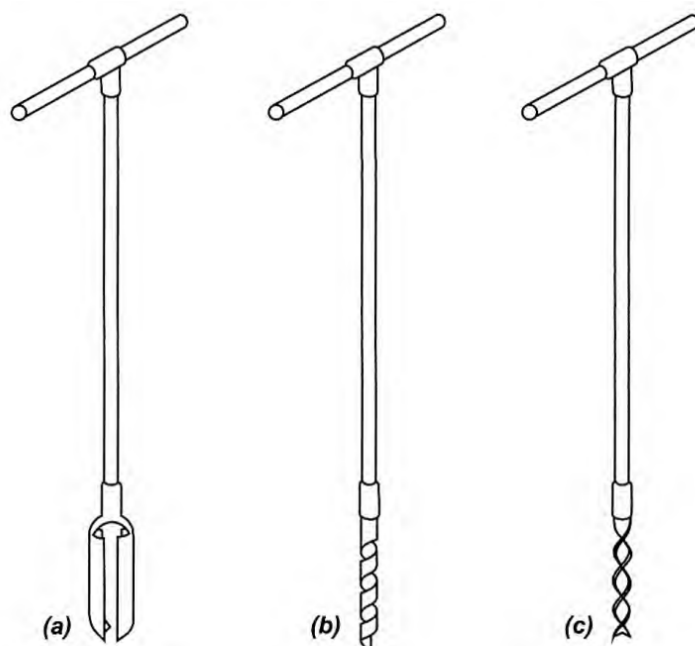
- a) Poços e Sondagens a trado;
- b) Sondagens a percussão com SPT;
- c) Sondagens rotativas e mistas;
- d) Ensaio de cone (CPT);
- e) Ensaio pressiométrico (PMT).

3.2.1 Poços e sondagens a trado

Normalizado pela NBR 9604 (ABNT, 2016), os poços são escavações manuais, geralmente não escoradas, que avançam até o nível d'água ou uma

camada estável, permitindo um exame do solo nas paredes e no fundo da escavação, e a coleta de amostras indeformadas em anéis ou tipo bloco. Já as sondagens a trado são perfurações realizadas com trados manuais, com profundidade limitada ao nível d'água, e as amostras retiradas são deformadas, conforme a NBR 9603 (ABNT, 2015). Na Figura 1 é possível ver alguns tipos de trados manuais utilizados.

Figura 1 – Trados manuais mais utilizados.



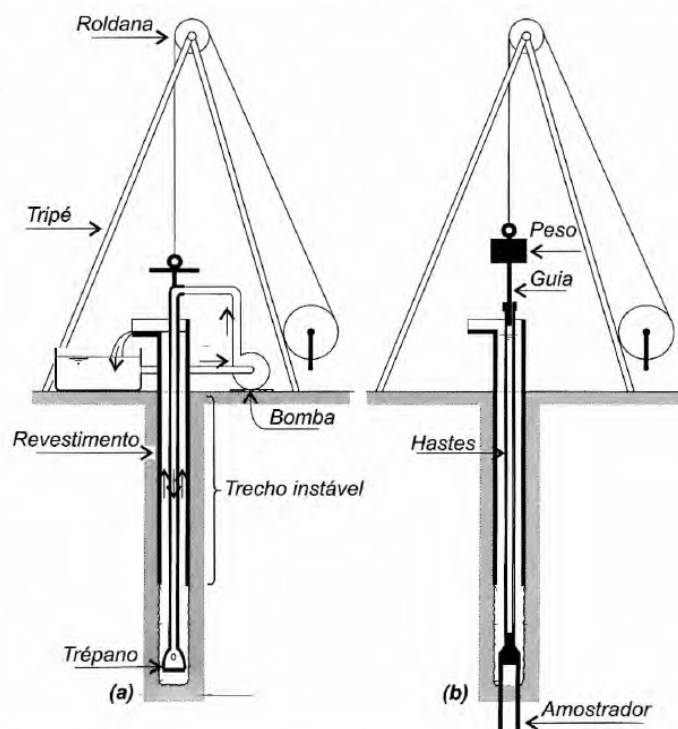
Trados manuais mais utilizados: tipo (a) cavadeira, (b) espiral ou 'torcido' e (c) helicoidal

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.2.2 Sondagens a percussão com SPT

Conforme Velloso e Lopes (2011), as sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água, além de ultrapassar solos relativamente compactos ou duros. Na Figura 2 tem-se o equipamento de sondagem, na qual é demonstrado o processo de perfuração, interrompida a cada metro, quando é realizado o ensaio de penetração dinâmica (ensaio SPT).

Figura 2 – Etapas de execução de sondagem a percussão.



Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Esses tipos de sondagem não ultrapassam matacões, blocos de rocha e saprólitos muito compactos. A NBR 6484 (ABNT, 2020) prevê critérios de paralisação da sondagem no caso de haver grande dificuldade de perfuração.

Sobre a execução do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), pode-se afirmar que:

O ensaio de penetração dinâmica (SPT), normalizado pela NBR 6484, é realizado a cada metro na sondagem a percussão (e também na mista, nas camadas de solo). O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado originalmente de *Raymond-Terzaghi*, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais (desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido). (VELLOSO e LOPES, 2011, p.38).

O ensaio SPT é essencial para avaliar a compacidade de solos granulares (como areias e siltes argilosos) e a consistência de solos argilosos,

além de indicar as condições de água subterrânea. De acordo com a norma NBR 6484 (ABNT, 2020), o boletim de sondagem deve incluir a classificação do solo e sua compactidade ou consistência. Um ponto importante para projetistas que utilizam dados de experiências estrangeiras (ábacos, tabelas etc.) é a diferença na energia aplicada durante o ensaio SPT, que no Brasil é geralmente manual (70% da energia nominal) e nos EUA é mecanizada (60%). Assim, ao usar correlações americanas, é recomendável majorar o número de golpes obtido nas sondagens brasileiras em 10% a 20%.

Na Tabela 1, presente na NBR 6484 (ABNT, 2020), é mostrado o índice de resistência à penetração e a designação da sua compactidade / resistência de acordo com o tipo de solo.

Tabela 1 - Estado de compactidade e consistência dos solos.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

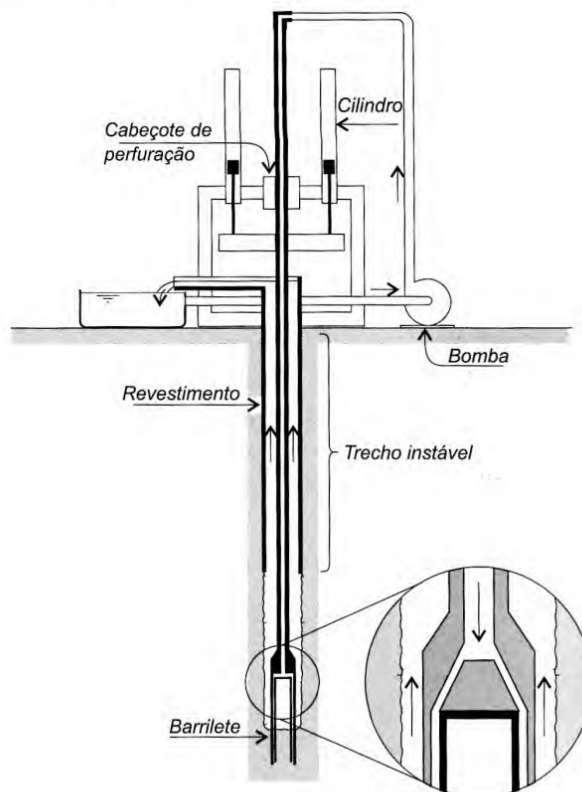
Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020).

3.2.3 Sondagens rotativas e mistas

As sondagens rotativas são utilizadas na presença de elementos de rocha (matacões ou blocos) e é necessária a ultrapassagem desses elementos no processo de investigação. Na Figura 3 tem-se a esquematização do

processo de perfuração, que consiste em fazer girar as hastes e forçá-las para baixo com um sistema hidráulico.

Figura 3 – Processo de perfuração de sondagem rotativa.



Esquema de funcionamento de sonda rotativa

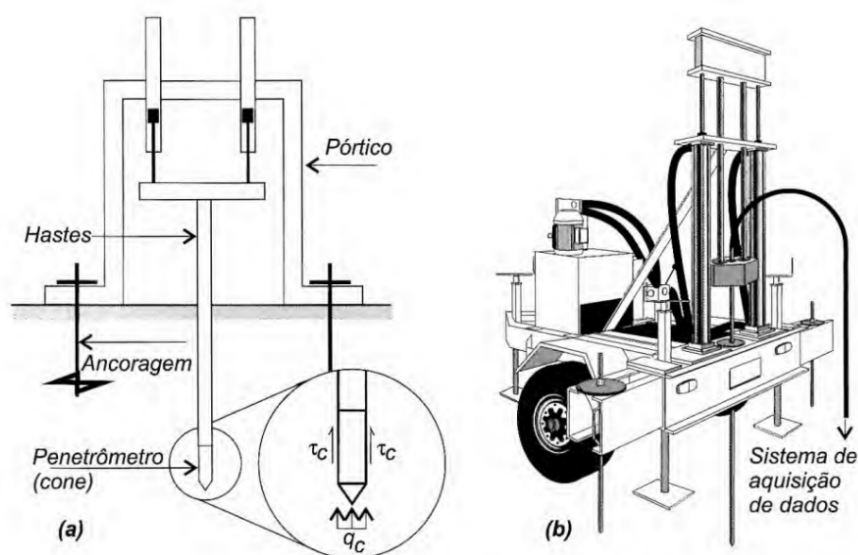
Fonte: Velloso e Lopes (2011).

As sondagens mistas combinam equipamentos de sondagem rotativa com equipamentos de percussão (SPT). Nos materiais que podem ser sondados por percussão, utiliza-se esse método, exceto quando há necessidade de retirar uma amostra com o amostrador Denison. Na sondagem rotativa, usa-se um barrilete tubular para cortar e retirar amostras de rocha. O sistema é composto por coroa, calibrador com mola retentora e barrilete, que pode ser simples ou duplo. A qualidade da amostra depende do tipo e diâmetro do amostrador, sendo preferíveis os barriletes duplos giratórios. A recuperação da amostra, expressa em porcentagem, indica a qualidade da rocha e depende da fixação da sonda e do estado da coroa, refletindo a qualidade da sondagem. (VELLOSO e LOPES, 2011).

3.2.4 Ensaio de cone (CPT)

Conforme Velloso e Lopes (2011), o ensaio de cone (CPT) foi desenvolvido na Holanda na década de 1930 para investigar solos moles e estratos arenosos para fundações em estacas. Tornou-se popular globalmente devido à qualidade das informações obtidas. O ensaio consiste na cravação lenta e constante de uma haste com ponta cônica, medindo-se a resistência na ponta e o atrito lateral, como demonstrado na Figura 4.

Figura 4 – Esquemática do ensaio de cone (CPT).



Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento (desenvolvido pela COPPE-UFRJ juntamente com a GROM - Automação e Sensores)

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Os resultados do ensaio CPT incluem perfis de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão. Em solos argilosos, pode-se realizar o ensaio de dissipação, que avalia o coeficiente de adensamento horizontal. Apesar de não retirar amostras, recomenda-se combinar o CPT com sondagens a percussão para obter amostras para análise tátil-visual. No Brasil, o ensaio é normalizado pela NBR 12069 (ABNT, 1991).

3.2.5 Ensaio pressiométrico (PMT)

O ensaio pressiométrico consiste na expansão de uma célula cilíndrica de borracha, instalada em um furo no solo, através da injeção de água pressurizada. Mede-se a variação de volume da célula e a pressão aplicada na superfície. Esse método, conhecido como pressiômetro Ménard, foi desenvolvido na década de 1950. Na década de 1970, surgiram versões de pressiômetros autoperfurantes, como o modelo francês LCPC e o *Self Boring Pressuremeter* da Universidade de Cambridge. Embora seja um ensaio sofisticado, amplamente utilizado na Europa, especialmente na França, ele é pouco empregado no Brasil. (VELLOSO e LOPES, 2011).

3.3 FUNDAÇÕES

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o projeto e a execução da fundação exigem conhecimentos em Geotecnia e Cálculo Estrutural, que envolvem análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado, protendido, aço e madeira. A Geotecnia abrange áreas como Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.

Conhecimentos de Geologia de Engenharia são essenciais em obras em regiões desconhecidas ou extensas, como refinarias e grandes pontes, onde o engenheiro de fundações identifica problemas a serem resolvidos pelo geólogo de engenharia. O mesmo vale para a Mecânica das Rochas, área da Geotecnia necessária em fundações que envolvem rochas.

Em relação à Mecânica dos Solos, o engenheiro de fundações deve ter sólidos conhecimentos sobre: (i) origem e formação dos solos, (ii) caracterização e classificação dos solos, (iii) investigações geotécnicas, (iv) percolação e controle da água subterrânea, (v) resistência ao cisalhamento, capacidade de carga e empuxos, (vi) compressibilidade e adensamento, e (vii) distribuição de pressões e cálculo de deformações e recalques.

Em Cálculo Estrutural, o engenheiro de fundações precisa de conhecimento para: (1) dimensionar os elementos da fundação e as obras auxiliares, como escoramentos, e (2) avaliar o comportamento da estrutura frente aos deslocamentos inevitáveis das fundações.

Para Falconi *et al.* (2019), as fundações são convencionalmente separadas em 2 grandes grupos:

- a) fundações superficiais (ou "diretas") e
- b) fundações profundas.

A distinção é feita com base no critério de que fundações profundas não têm mecanismo de ruptura de base que atinja a superfície do terreno. Segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos de 3 metros de profundidade.

3.3.1 Fundações rasas

Por definição, a fundação rasa (direta ou superficial) é o

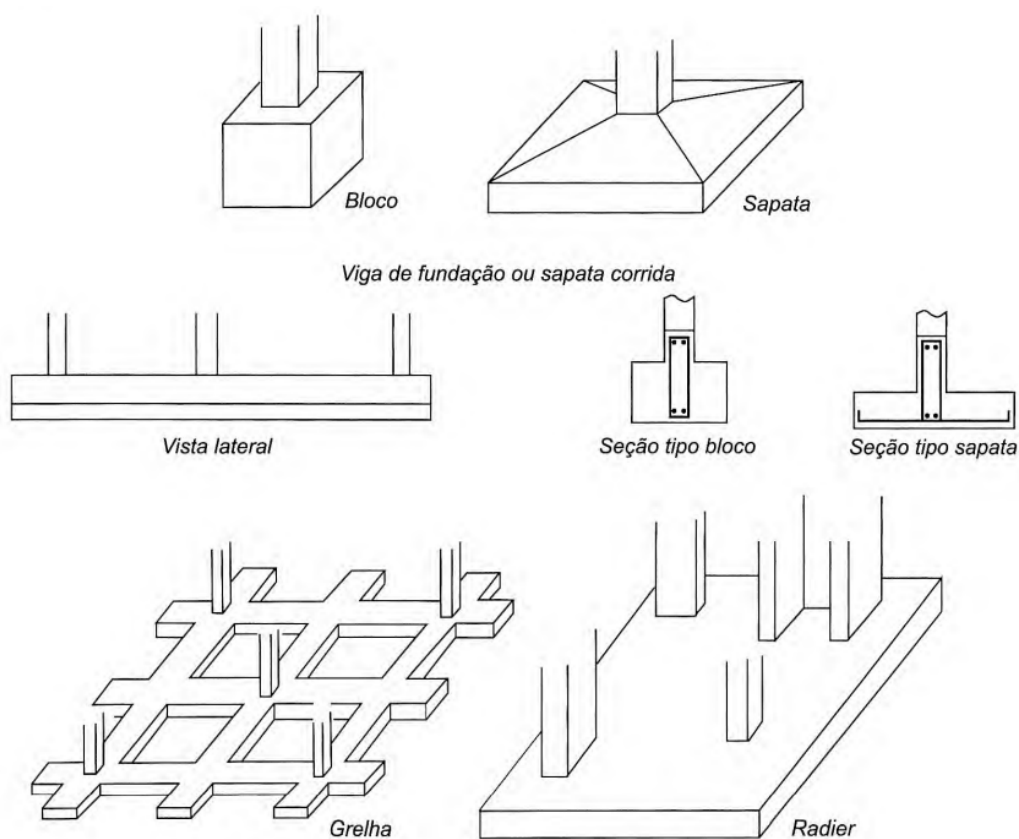
elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.(NBR 6122, ABNT, 2019, p. 5).

Quanto aos tipos de fundações superficiais (Figura 5), se tem:

- a) bloco – “elemento de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura” (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 3);
- b) sapata – “elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes não sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.” (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 8);
- c) sapata associada – “sapata comum a dois pilares; a denominação se aplica também a sapata comum a mais de dois

- pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura” (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 8);
- d) sapata corrida – “sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que represente menos de 70% das cargas da estrutura.” (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 8). A sapata corrida pode ser chamada às vezes de baldrame ou viga de fundação;
- e) grelha – “elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares.” (Velloso e Lopes, 2010, p.11);
- f) *radier* – “elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos”. (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 7).

Figura 5 – Tipos de fundações superficiais.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Os blocos de fundação são elementos de apoio feitos de concreto simples, com altura relativamente grande, projetados para trabalhar

principalmente à compressão. Eles geralmente têm a forma de bloco escalonado, pedestal ou tronco de cone. Blocos em forma de tronco de cone são comuns e, na prática, funcionam como tubulões a céu aberto curtos. A altura do bloco é calculada para que o concreto resista às tensões de tração sem a necessidade de armadura na base (FALCONI *et al.*, 2019).

Os blocos de fundação sobre estacas podem ser usados com qualquer número de estacas, dependendo da capacidade da estaca e das condições do solo. Em construções de pequeno porte, como residências térreas, sobrados e galpões, blocos com uma ou duas estacas são mais comuns, pois as cargas de compressão são geralmente baixas. Em edifícios de vários pavimentos, devido às altas cargas, é comum usar mais de duas estacas. Também há blocos sobre tubulões, onde o bloco distribui a carga entre o pilar e o tubulão. Esses blocos trabalham à flexão, com trações concentradas nas linhas das estacas. Nas etapas de execução dos blocos de fundação, têm-se os seguintes passos:

- a) Escavação e preparo de base;
- b) Arrasamento de estacas;
- c) Lastro em concreto magro;
- d) Montagem de forma de madeira ou metálica;
- e) Armação;
- f) Concretagem da peça estrutural;
- g) Desforma;
- h) Reaterro compactado.

As sapatas de fundação são elementos de concreto armado, com menor altura que os blocos, que resistem principalmente por flexão. Elas podem ter várias formas, sendo mais comuns as sapatas quadradas, retangulares e trapezoidais. Para cálculos geotécnicos, sapatas retangulares têm comprimento até 5 vezes a largura. Quando os pilares estão próximos a divisas ou alinhamentos de calçadas, uma viga de equilíbrio (viga alavanca) é usada para corrigir a excentricidade. Sapatas associadas são utilizadas quando os pilares estão próximos, permitindo que uma única sapata sirva para dois ou mais pilares (FALCONI *et al.*, 2019).

Quando todos os pilares de uma estrutura transferem as cargas ao solo através de uma única sapata, a fundação é chamada de *radier*. O *radier*

envolve grandes volumes de concreto armado, o que o torna uma solução relativamente cara e de difícil execução em terrenos urbanos confinados, sendo utilizado com pouca frequência. Um exemplo de *radier* flexível é a fundação do edifício do Banco do Brasil no centro de São Paulo, descrito por Vargas (1953) (*apud* FALCONI *et al.*, 2019).

3.3.2 Fundações profundas

Por definição, a fundação profunda é o

elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 5).

As fundações profundas são separadas em três principais classes (Figura 6): a estaca, o tubulão e o caixão. A Estaca é definida como:

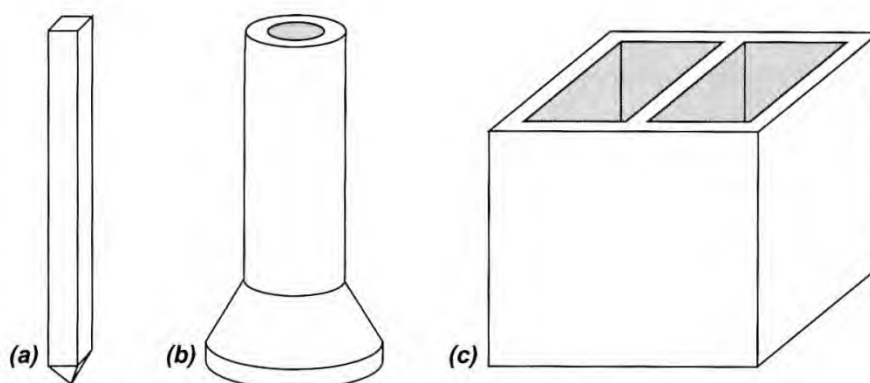
elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos. (FALCONI *et al.*, 2019, p.213);

Já, o tubulão tem pode definição:

elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza de fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta. (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 9);

O caixão é definido como “elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna” (FALCONI *et al.*, 2019, p. 213);

Figura 6 – Exemplos de fundações profundas.



Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubo; (c) caixa

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

A norma reconhece a execução no Brasil dos seguintes tipos de estacas: de madeira, de concreto pré-moldado e de aço cravadas (por percussão, prensagem ou vibração), estaca tipo Strauss, tipo Franki, estaca escavada (sem revestimento, com revestimento de aço e com escavação estabilizada por fluido), estaca raiz, microestaca injetada e estaca hélice.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), as estacas em geral, são divididas em estacas de “deslocamento” e estacas de “substituição”. No grupo das estacas de “deslocamento” estariam as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente). No das estacas de “substituição” estariam as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas. Em certos métodos de execução de estacas escavadas, onde quase não ocorre remoção de solo e/ou, durante a concretagem, são adotadas medidas para recuperar as tensões geostáticas (pelo menos de forma parcial), essas estacas podem ser classificadas em uma categoria intermediária, denominada “sem deslocamento”.

Na Tabela 2 são mostrados os principais tipos de estacas executadas no Brasil. As estacas hélice contínua são classificadas em duas categorias, pois, dependendo da presença ou ausência de remoção de solo durante sua execução, elas podem se assemelhar a uma estaca escavada ou a uma estaca cravada (chamadas de “estacas hélice de deslocamento”).

Tabela 2 – Principais tipos de estacas.

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

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

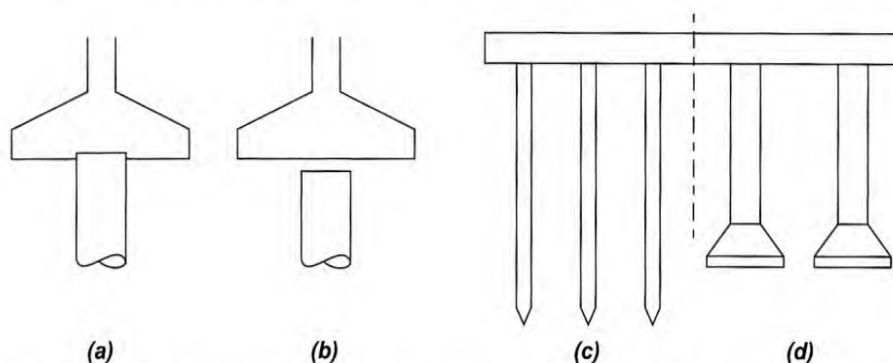
Conforme Falconi *et al.* (2019), os tubulões a céu aberto eram inicialmente executados com revestimento de concreto similar ao usado nos tubulões com ar comprimido, apenas não utilizando a campânula e o ar comprimido. Posteriormente evoluíram para o uso de camisas de aço telescópicas (tipo GOW) até os anos 1950, quando passou a executar esses tipos de tubulões sem a necessidade de escoramento das paredes do fuste. Com o avanço das bombas submersíveis, tornou-se possível escavar abaixo do nível da água, desde que o solo não desmoronasse. Esse tipo de tubulão foi amplamente utilizado em São Paulo - SP, especialmente na Avenida Paulista e no bairro de Higienópolis, além das obras em Brasília. Quando apenas cargas verticais estão presentes, o tubulão não é armado, exceto no topo para ligação com o bloco de coroamento. O fuste tem seção circular, com um diâmetro mínimo de 70 cm para permitir o acesso de operários, e a base pode ser circular ou em falsa elipse. Na prática, o peso próprio do tubulão é desprezado no cálculo da capacidade de carga, assim como o atrito lateral entre o fuste e o solo.

3.3.3 Fundações mistas

De acordo com Falconi *et al.* (2019), as fundações mistas combinam fundações superficiais e profundas (Figura 7). Exemplos incluem:

- a) Sapatas sobre estacas - combinação de uma sapata com uma estaca, chamada "estaca T" ou "estapata", dependendo do contato entre elas.
- b) *Radiers* estaqueados - *radiers* sobre estacas (ou tubulões), que transferem parte das cargas por contato em sua base e outra parte por atrito lateral e carga de ponta das estacas.

Figura 7 – Exemplos de fundações mistas.



Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada a estaca (chamada "estaca T"); (b) sapata associada a estaca com material compressível entre elas (chamada "estapata"); e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.4 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) existem 3 tipos de estacas tipo hélice: estaca hélice contínua monitorada, estaca hélice de deslocamento monitorada e estaca hélice monitorada com trado segmentado. A Norma define a estaca hélice contínua monitorada como:

estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca." (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 4);

Já a estaca hélice de deslocamento monitorada tem a seguinte definição:

estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado especial dotado de aletas, sem que haja retirada de material, o que ocasiona um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central, simultaneamente à sua retirada por rotação. A armadura é sempre introduzida após a concretagem da estaca. (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 4);

Por fim, a definição da estaca hélice monitorada com trado segmentado se dá da seguinte maneira:

estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de segmentos de trado helicoidal de diâmetro constante. A injeção do concreto é feita pela haste central do trado, simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca. (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 4);

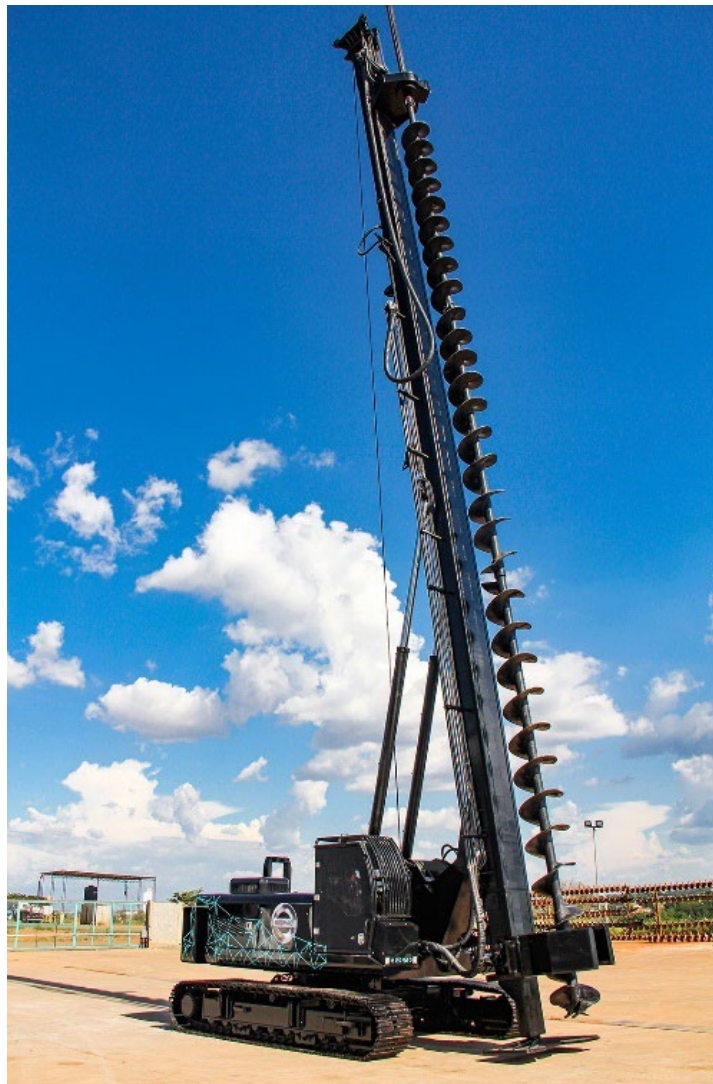
A estaca hélice contínua foi desenvolvida nos EUA e disseminada pela Europa e Japão nos anos 80, chegando ao Brasil em 1987 com equipamentos locais. Esses equipamentos, montados em guindastes de esteiras, tinham torque de 35 KN.m e diâmetros de hélice variando de 275 mm a 425 mm, permitindo estacas de até 15 metros de profundidade. A partir da metade da década de 90, o mercado brasileiro foi impactado pela chegada de máquinas europeias, principalmente italianas, com maior capacidade de torque (90 KN.m a mais de 200 KN.m), diâmetros de até 1000 mm e capacidade para executar estacas até 24 m de profundidade (FALCONI *et al.*, 2019). Atualmente, já existem equipamentos no mercado que executam estacas hélice contínua com diâmetros de até 1,5 m e profundidade de 38 m.

3.4.1 Equipamentos

O equipamento geralmente utilizado para cravar a hélice no solo é composto por uma torre metálica, com altura adequada à profundidade da estaca, equipada com duas guias nas extremidades, sendo que a guia inferior pode ser substituída por um limpador de trado. Ele possui uma mesa rotativa acionada hidraulicamente, com torque ajustado ao diâmetro e profundidade da estaca a ser executada, além de um guincho que suporta os esforços

necessários para o içamento (FALCONI *et al.*, 2019). Na Figura 8 tem-se um exemplo de perfuratriz para estaca hélice contínua.

Figura 8 – Perfuratriz para estaca hélice contínua.

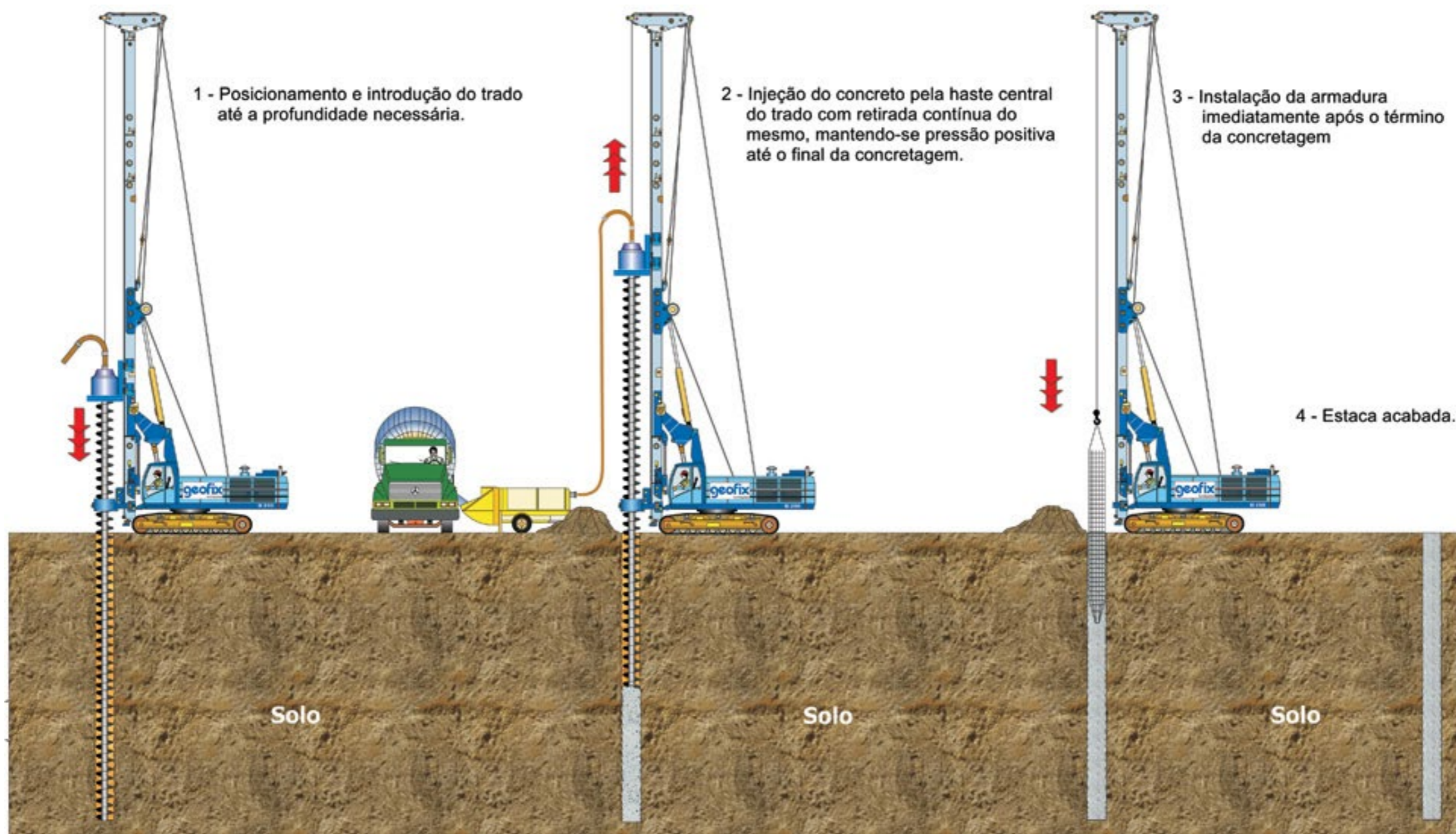


Fonte: EVOMAQ Equipamentos (2024).

3.4.2 Metodologia executiva

As etapas executivas da estaca hélice contínua são representadas na Figura 9. Para as etapas de execução da estaca hélice contínua tem-se: perfuração (etapa 1 da Figura 9), concretagem simultânea à extração do trado helicoidal do solo (etapa 2 da Figura 9) e a armação (etapa 3 da Figura 9).

Figura 9 – Etapas executivas da estaca hélice contínua.



Fonte: Geofix Engenharia e Fundações (2024).

A perfuração da estaca hélice contínua consiste em cravar a hélice no solo até a profundidade projetada, usando uma mesa rotativa que aplica um torque apropriado para vencer a resistência do terreno. A haste de perfuração tem uma hélice espiral com dentes na extremidade, que pode ser substituída por pontas de vídia em solos mais resistentes. O solo não entra no tubo central devido a uma tampa de proteção, expulsa no início da concretagem. O processo é contínuo, sem retirar a hélice, não permitindo o alívio significativo do terreno, tornando possível sua execução em solos coesivos como os arenosos, com ou sem a presença de lençol freático. A produtividade varia de 150 a 400 m/dia, dependendo de fatores como diâmetro da hélice, profundidade, tipo de solo e torque do equipamento. (FALCONI *et al.*, 2019).

Na concretagem da estaca hélice contínua, após atingir a profundidade desejada, o concreto é bombeado continuamente pelo tubo central enquanto a hélice é retirada, sem girar ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. A velocidade de extração deve garantir que a pressão do concreto permaneça positiva e acima de um valor mínimo para preencher os vazios deixados pela hélice. A concretagem é feita até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca. Se essa cota estiver muito abaixo da superfície, é necessário cuidar da estabilidade do furo na parte não concretada (Velloso e Lopes, 2011).

No método executivo da estaca hélice contínua, a armadura é inserida após a concretagem do fuste. A armadura, em forma de “gaiola”, é introduzida por gravidade, empurrada manualmente ou com auxílio de pilão ou vibrador. Para estacas que suportam apenas compressão é utilizada uma armadura no topo, geralmente de 4 a 6 metros, que assegura a ligação com o bloco de coroamento e garante sua integridade estrutural durante escavações dos blocos de fundação. Em estacas submetidas a esforços horizontais ou momentos fletores, a armadura deve cobrir toda a área de atuação do momento e ser reforçada, com barras grossas e a espira helicoidal amarrada e soldada nas barras longitudinais. Para estacas tracionadas, utilizam-se feixes de barras longitudinais em feixes de barras emendadas por luvas rosqueadas, facilitando a montagem ao longo de todo o comprimento.

3.4.3 Controle de execução

Velloso e Lopes (2011) comentam que o processo de execução da estaca hélice contínua pode ser monitorada eletronicamente por um computador conectado a sensores instalados na máquina. Um desses dispositivos, de origem francesa, é conhecido como Taracord CE e obtém-se:

- a) comprimento da estaca;
- b) inclinação;
- c) torque;
- d) velocidades de rotação;
- e) velocidade de penetração do trado;
- f) pressão no concreto;
- g) velocidade de extração do trado;
- h) volume de concreto (apresentado em geral como perfil da estaca);
- i) sobreconsumo de concreto (relação percentual entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado).

3.4.4 Vantagens e desvantagens

Entre as vantagens da utilização da estaca hélice contínua se tem:

- a) possui alta produtividade em comparação a outros tipos de fundações;
- b) as estacas têm alta capacidade de carga;
- c) pode ser executada tanto acima quanto abaixo do lençol freático;
- d) permite a construção de estacas com grande profundidade (até 38 metros);
- e) o método de execução não gera os distúrbios e vibrações característicos dos equipamentos de percussão e não provoca a descompressão do solo;
- f) adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno, exceto na presença de matacões e rochas;

- g) a perfuração com hélice não gera resíduos contaminados por lama bentonítica, o que diminui os problemas relacionados ao descarte do material proveniente da escavação;
- h) a execução é monitorada eletronicamente, permitindo o controle da profundidade, inclinação, verticalidade do trado helicoidal, além da velocidade de rotação e avanço, entre outros parâmetros.

Já nas desvantagens, têm-se os seguintes itens:

- a) as áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação, devido ao tamanho do equipamento;
- b) a alta produtividade requer uma central de concreto próxima ao local da obra para que haja o fornecimento contínuo;
- c) não é possível a sua execução em caso de solos com rochas ou matacões;
- d) é necessário ter uma pá-carregadeira no canteiro para remoção e limpeza do material extraído da perfuração;
- e) comercialmente, é preciso um número mínimo de estacas para justificar os custos de mobilização dos equipamentos (faturamento mínimo);
- f) há limitações no comprimento tanto da estaca quanto da armadura.

De um modo geral, as estacas hélice contínua apresentam uma solução técnica e econômica atraente em diversas situações. Elas são ideais em centros urbanos, nas proximidades de estruturas existentes, como escolas, hospitais e edifícios históricos, pois não geram distúrbios ou vibrações e não causam descompressão do terreno. Também são adequadas para obras industriais e conjuntos habitacionais, onde geralmente há um grande número de estacas sem variações de diâmetros, devido à sua alta produtividade. Além disso, podem ser utilizadas como estrutura de contenção, com ou sem tirantes protendidos, desde que os esforços transversais estejam de acordo com os comprimentos de armadura permitidos (FALCONI *et al.*, 2019).

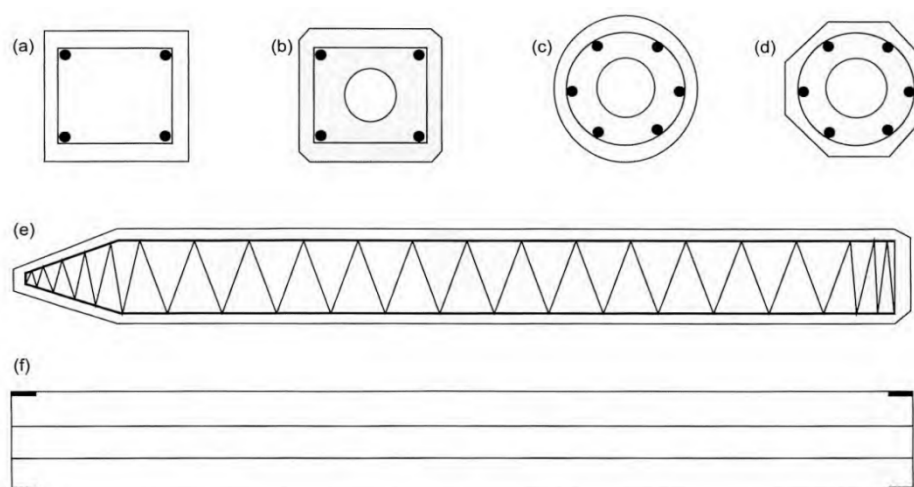
3.5 ESTACA PRÉ-MOLDADA

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define a estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto como:

estaca constituída de segmentos de pré-moldado ou pré-fabricado de concreto e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou por martelo vibratório. Para fins exclusivamente geotécnicos não há distinção entre estacas pré-moldadas e pré-fabricadas, e para efeitos desta Norma elas são denominadas pré-moldadas. (NBR 6122, ABNT, 2019, p. 5);

O concreto é o material mais adequado para a fabricação de estacas devido à sua resistência a agentes agressivos e à sua durabilidade frente às alternâncias de secagem e umedecimento. Além disso, permite a execução de estacas tanto de pequena quanto de grande capacidade de carga. Entre as estacas de concreto, destacam-se as pré-moldadas e as moldadas no terreno. As pré-moldadas, fabricadas em canteiros de obra ou usinas, podem ser feitas com concreto vibrado, centrifugado ou por extrusão, e podem ser de concreto armado ou protendido. As duas extremidades das estacas têm armações transversais reforçadas para suportar as tensões dinâmicas geradas durante a cravação. (VELLOSO e LOPES, 2011). A Figura 10 apresenta os tipos de seções mais usais para a confecção das estacas pré-moldadas de concreto.

Figura 10 – Seções típicas de estacas pré-moldadas de concreto.



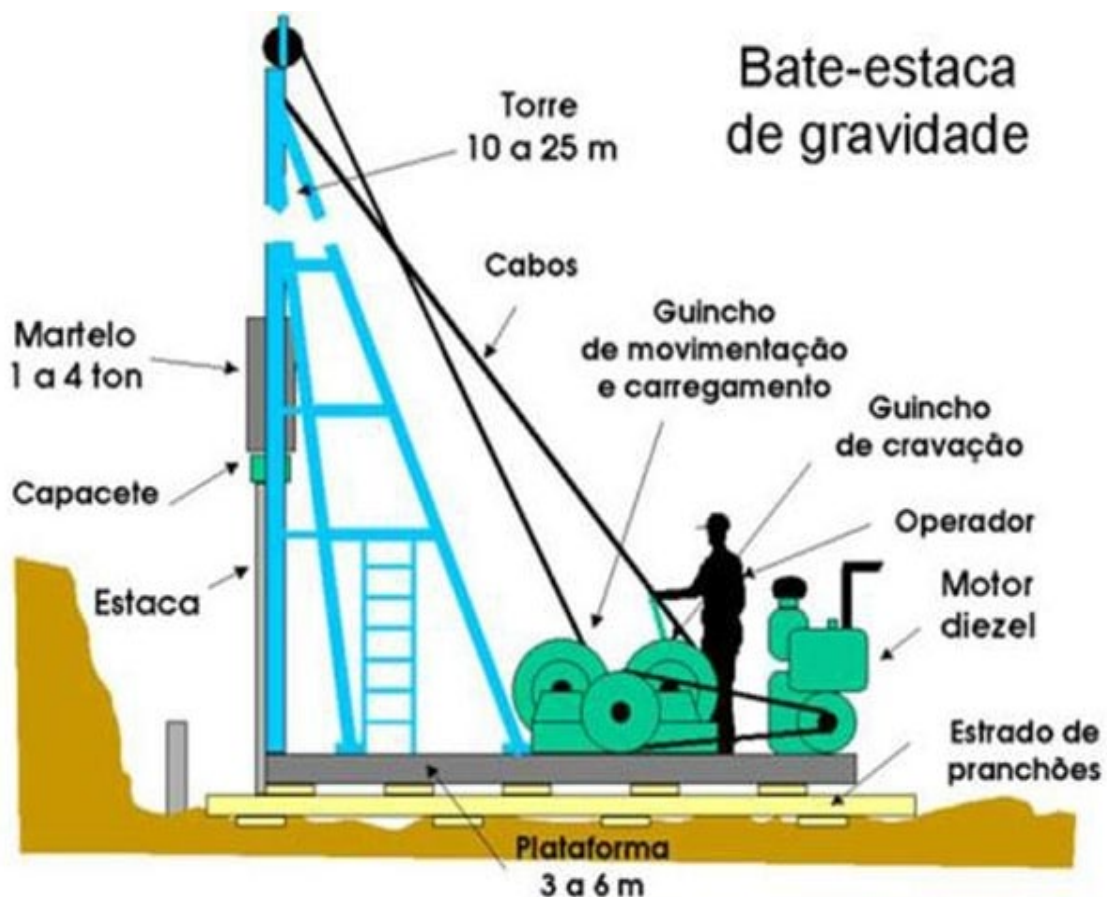
Estacas pré-moldadas de concreto: (a) a (d) seções transversais típicas; (e) seção longitudinal com armadura típica; (f) estaca com furo central e anel de emenda (apenas o concreto representado)

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

3.5.1 Equipamentos

Pereira Filho (2016) comenta que a cravação mais comum de estacas é feita por percussão usando um bate-estaca de queda livre. O equipamento consiste em uma torre montada sobre uma plataforma, com guinchos mecânicos que levantam o martelo. Esse guincho possui dois tambores: um para movimentar e outro para carregar as estacas. O equipamento pode se deslocar sobre rolos, pranchas ou esteiras, e guindastes adaptados também podem ser usados com diferentes tipos de martelos. A altura da torre e a capacidade dos guinchos devem ser adequadas ao comprimento e peso das estacas e do martelo. Na Figura 11 é mostrado a representação do bate-estaca e os componentes presentes no equipamento.

Figura 11 – Bate-estaca de gravidade.



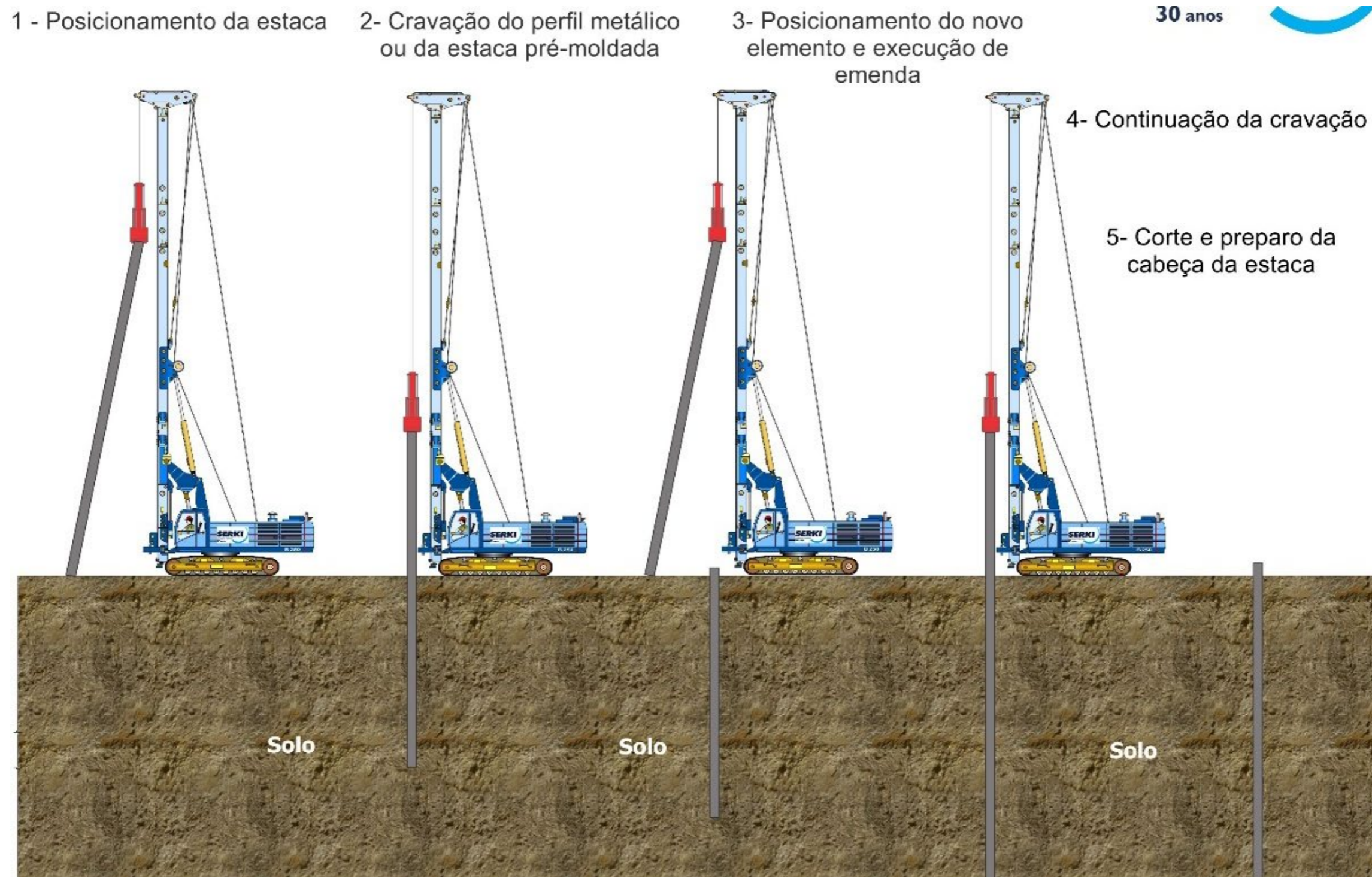
Fonte: Escola de Engenharia (2024).

3.5.2 Metodologia executiva

Basicamente, para execução da cravação das estacas pré-moldadas tem-se 5 principais etapas (Figura 12):

- a) posicionamento da estaca;
- b) cravação da estaca;
- c) posicionamento de novo elemento e execução de emenda (caso necessário);
- d) continuação da cravação após a emenda;
- e) corte e preparo da cabeça da estaca.

Figura 12 – Execução do estaqueamento em estacas pré-moldadas.



Fonte: SERKI Fundações Especiais (2024)

Pereira Filho (2016) define que a metodologia executiva para estacas pré-moldadas se inicia com o armazenamento e manejo das estacas, na qual devem obedecer às prescrições do fabricante de modo a evitar o fissuramento excessivo e a quebra de estacas. A locação no canteiro é feita com furos preenchidos de areia, que servem como guia para a cravação. O içamento e posicionamento das estacas são realizados com o cabo auxiliar do guincho, que coloca a estaca na posição vertical no local de cravação. O processo segue a ordem de aprumar a torre do bate-estaca e depois a estaca, verificando os prumos das faces frontal e lateral. A folga entre o martelo e o capacete não deve exceder 3 cm, conforme normas, e o capacete deve ter superfície plana, adaptando-se à seção da estaca com encaixes de folga inferior a 3 cm.

Pequenos desvios de alinhamento não requerem correção, desde que sejam inferiores a 1/100. As emendas das estacas são permitidas, desde que garantam a resistência necessária às solicitações de compressão, tração e flexão. As luvas de encaixe podem ser utilizadas em alguns casos, respeitando folgas e dimensões específicas.

A cravação das estacas ocorre pela aplicação de energia do martelo, que empurra a estaca para dentro do solo por meio da queda livre. Para diminuir o desperdício das estacas, pode-se utilizar um elemento suplementar, denominado prolonga ou suplemento. O reaproveitamento de estacas é possível, respeitando o comprimento mínimo e outros critérios técnicos.

A cravação é controlada por medições de nega (deslocamento permanente da estaca após 10 golpes de martelo com a mesma altura de queda) e repique (parcela elástica do deslocamento da estaca após o golpe do martelo) Esses parâmetros ajudam a garantir a eficiência do processo.

O peso do martelo de cravação deve ser de pelo menos 2 toneladas, com um mínimo de 75% do peso total da estaca projetada. Para estacas que suportam cargas entre 70 e 130 toneladas, o martelo deve ter um peso mínimo de 4 toneladas. Martelos automáticos e vibratórios devem seguir as recomendações do fabricante. Durante a cravação, as tensões de compressão não devem ultrapassar 85% da resistência nominal do concreto, considerando a protensão, se aplicável. Para estacas protendidas, as tensões de tração devem ser limitadas a 90% do valor da protensão mais 50% da resistência

nominal do concreto. Já nas estacas armadas, as tensões de tração não devem exceder 70% da tensão de escoamento do aço da armadura.

Por fim, no preparo da cabeça e ligação com o bloco de coroamento, as estacas danificadas são reparadas antes de serem conectadas ao bloco. Se necessário, a demolição de partes comprometidas é feita com cuidado para não danificar o restante da estaca.

3.5.3 Vantagens e desvantagens

Dentre as vantagens da utilização da estaca pré-moldada, pode-se citar:

- a) É feita de concreto de alta qualidade, superando a resistência das estacas moldadas no local;
- b) Permite a medição de nega e repique elástico, oferecendo maior controle de qualidade durante a instalação;
- c) segurança que oferece na passagem através de camadas muito moles, onde a concretagem *in loco* pode apresentar problemas;
- d) Apresenta menores deslocamentos, reduzindo recalques;
- e) Pode ser instalada abaixo do nível d'água;
- f) Tem a capacidade de atingir grandes profundidades, devido à possibilidade de emendas;
- g) Beneficia-se do empuxo passivo, o que contribui para sua alta resistência.
- h) Pode ser projetada para suportar cargas elevadas.

Nas desvantagens, tem-se:

- a) Baixa produtividade;
- b) O tamanho e peso das estacas geram certa dificuldade no transporte, requerendo cuidados durante a movimentação;
- c) Vibrações e ruídos em excesso, limitando a execução em centros urbanos;
- d) Sobras e/ou quebras gerando perdas significativas;
- e) Dificuldade de adaptação as variações do terreno;
- f) Dificuldade de execução na presença de solos rochosos ou matacões;

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 MATERIAIS

Para a realização deste trabalho foram utilizados os seguintes materiais:

- a) Softwares Excel, AutoCAD e MS Project;
- b) Artigos científicos, normas técnicas da ABNT, livros, revistas e notas de aula presentes no item de Referências.

4.2 MÉTODOS

Para a realização do pré-dimensionamento da estrutura de concreto do Galpão para obter as cargas na fundação foram utilizadas a NBR 6120 (ABNT, 2019) e a NBR 6118 (ABNT, 2014), além de livros, artigos e catálogos.

Já para o dimensionamento da fundação profunda, levou-se em conta a NBR 6122 (ABNT, 2019), livros e artigos para o embasamento teórico. O comprimento útil das estacas foi determinado pelo método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975).

Na relação de custos da fundação profunda foi utilizada a SINAPI versão de agosto de 2024 e o gerador de preços da CYPE Ingenieros, SA. Quanto ao prazo para cada fundação, foram utilizados artigos de revistas e produtividades de empresas de referência na área de fundações.

4.2.1 Características do galpão

O terreno de implantação escolhido para o galpão logístico hipotético fica próximo ao município de Bauru (SP). O *site* é localizado próximo à rodovia e com ocupação rural e residencial no seu entorno, com maior predominância a ocupação rural.

O galpão contará com a modulação de 10 x 10 (m), altura do pé direito de 10 m e área total construída de 7.300,00 m², sendo dessa área 5.000,00 m² no pavimento térreo para estocagem e 2.300,00 m² de área de mezanino para escritórios e sanitários. A cobertura será composta por uma laje

impermeabilizada e com painéis fotovoltaicos em toda sua superfície. A planta dos pilares e a localização do mezanino são mostradas no Apêndice A.

4.2.2 Pré-dimensionamento da superestrutura

Visando a velocidade de execução, qualidade e economia, foi adotado para o pré-dimensionamento do galpão logístico o uso de pilares e vigas em estrutura de concreto pré-moldado. Para as lajes do mezanino e da cobertura foi considerada a utilização de lajes alveolares protendidas, para que seja possível vencer o vão de 10 metros com maior facilidade e gerar menores cargas na fundação.

4.2.2.1 Lajes alveolares

Segundo a empresa TATU PREMOLDADOS (2023), “a Laje Alveolar é constituída de placas de concreto protendido que possuem seção transversal com altura constante e alvéolos longitudinais, responsáveis pela redução do peso da peça”. As lajes alveolares são produzidas com aços especiais para a proteção e com concreto de alta resistência à compressão ($f_{ck} \geq 45$ Mpa). Dentre as vantagens da utilização da laje alveolar, é citado pela TATU PREMOLDADOS (2023):

- a) Facilidade de transporte;
- b) Simplicidade e rapidez de montagem;
- c) Redução de serviços na obra;
- d) Eliminação de cimbramento;
- e) Possibilidade de atingir maiores vãos;
- f) Qualidade e confiabilidade;
- g) Economia.

A carga total por metro quadrado para o cálculo da carga das lajes se dará pela Equação 1.

$$P = g + k \tag{1}$$

Em que:

- P representa a carga total;
- g é a carga variável (acidental), e
- k é a carga permanente.

As cargas permanentes se darão pela somatória das cargas constantes e o peso próprio da laje.

Para as lajes alveolares do mezanino foi considerada a carga variável referente à utilização de escritórios, com salas de uso geral e sanitários, e a carga constante do revestimento de piso com espessura de 5 cm.

As lajes alveolares da cobertura receberão cargas variáveis referentes à instalação de placas fotovoltaicas e cargas constantes relativas à impermeabilização da cobertura com manta asfáltica e proteção mecânica, com espessura de 10 cm.

4.2.2.2 Vigas

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) “a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a das vigas-parede, menor que 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais.”

Cunha (2014) comenta que se pode adotar, como referência, os seguintes valores para largura das vigas:

- $b_w = 12$ cm (vão ≤ 4 m);
- $b_w = 20$ cm (4 m < vão ≤ 8 m);
- $b_w = 25$ a 30 cm (vão > 8 m).

Para o pré-dimensionamento da altura das vigas, foi adotado o “Método do Vão”, proposto por Cunha (2014), no qual a altura da viga se dá pela Equação 2.

$$h = \frac{L}{10} \quad (2)$$

em que:

h é a altura da viga, e

L é a distância do maior vão.

4.2.2.3 Pilares pré-moldados

Para o pré-dimensionamento dos pilares pré-moldados foi considerada a altura do galpão de 10 metros e levado em conta o carregamento das lajes através das áreas de influência e o carregamento gerado pelo peso próprio das vigas. Além disso, foram seguidas as normas estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e as indicações de Melo (2007), Van Acker (2002) e Cunha (2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que “a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm”. Além disso, a norma também estabelece que não é permitido que os pilares possuam seção transversal com área inferior a 360 cm².

Van Acker (2002) define para os pilares pré-fabricados de concreto que “os pilares requerem uma seção transversal mínima de 300 mm, não apenas por motivos de manuseio, mas também para acomodar as ligações pilar-viga”. De acordo com Melo (2007), os pilares com altura superior a 5 metros devem apresentar a seção com dimensão mínima de 40 cm. O Manual Técnico Munte (2007) também diz que os pilares pré-moldados possuem dimensões padrões de 40 x 40 cm, com variações moduladas de 10 cm.

De acordo com Cunha (2014), uma estimativa da seção transversal dos pilares pode ser obtida a partir da Equação 3.

$$A_c = \frac{N_d}{\sigma_{id}} \times \gamma_{corr} \quad (3)$$

em que:

A_c : área da seção transversal;

N_d : carregamento de cálculo do pilar;

σ_{id} : tensão ideal de cálculo do concreto, e

γ_{corr} : fator de correção, determinado para majorar os efeitos de outros esforços no pilar (vento, momento fletor etc.).

Os valores de γ_{corr} são propostos por Cunha (2014) na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores para o fator de correção.

Posição do pilar	Coefficiente γ_{corr}
Intermediário	1,5
Extremidade	2
Canto	4

Fonte: Cunha (2014).

A tensão ideal de cálculo do concreto (σ_{id}) é determinada pela Equação 4:

$$\sigma_{id} = 0,85f_{cd} + \rho (f_{sd} - 0,85f_{cd}) \quad (4)$$

em que:

$\rho = A_s/A_c$: taxa de armadura ($0,4\% \leq \rho \leq 4\%$);

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto;

$f_{sd} = 420$ MPa (CA-50): resistência de cálculo do aço para deformação de 0,2 %.

Adotando para os pilares o aço CA-50 e a taxa de armadura de 2%, têm-se alguns valores calculados conforme a Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de σ_{id} para aços CA-50 e $\rho = 2\%$.

f_{ck} (Mpa)	20	25	30	35	40	45	50
σ_{id} (kgf/cm ²)	203	233	263	293	322	352	382

Fonte: Cunha (2014).

Bastos (2024) relata que a força normal de cálculo N_d atuante no pilar é determinada pela Equação 5.

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k \quad (5)$$

em que:

N_k = força normal característica do pilar;

γ_n = coeficiente de majoração da força normal, e

γ_f = coeficiente de ponderação das ações no ELU.

A força normal característica do pilar (N_k) se dará pela somatória das cargas provenientes das lajes do mezanino e da cobertura através das áreas de influência e do peso próprio das vigas que chegam a cada pilar. O valor de γ_n será de 1,00, visto que os pilares terão dimensões superiores a 19 cm (definido pela Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)). O valor de γ_f será de 1,40 (definido pela Tabela 11.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)).

4.2.3 Quantidade de estacas por pilar

Para determinar a quantidade de estacas por pilar foi utilizada a Equação 6.

$$NE_i = \frac{P_i}{\bar{P}_e} \quad (6)$$

em que:

NE_i : número de estacas necessárias por pilar “i”;

P_i : carga atuante no pilar “i”; e

\bar{P}_e : carga admissível para o material da estaca.

Vale destacar que a equação 6 só é utilizável se o centro de carga (C.C.) do pilar coincidir com o centro de gravidade (C.G.) do estaqueamento e, se no bloco forem usadas estacas do mesmo tipo e diâmetro.

As cargas admissíveis para as Estacas Hélice Contínua são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Cargas admissíveis para Estaca Hélice Contínua.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carta de catálogo P_e (kN)
Hélice contínua $\sigma_e = 6\text{MPa}$	$\Phi 27,5$	350
	$\Phi 30$	450
	$\Phi 35$	600
	$\Phi 40$	800
	$\Phi 42,5$	900
	$\Phi 50$	1.250
	$\Phi 60$	1.800
	$\Phi 70$	2.450
	$\Phi 80$	3.200
	$\Phi 90$	4.000
	$\Phi 100$	5.000

Fonte: Antunes e Tarozzo (1998 *apud* Cintra e Aoki, 2010).

As cargas admissíveis para as Estacas Pré-Moldadas de Concreto Centrifugadas são mostradas na Tabela 6.

Tabela 6 – Cargas admissíveis para Estacas Pré-Moldadas de Concreto.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carta de catálogo P_e (kN)
Pré-moldada centrifugada $\sigma_e = 9$ a 11 Mpa (seção vazada)	$\Phi 20$	300
	$\Phi 23$	400
	$\Phi 26$	500
	$\Phi 33$	750
	$\Phi 38$	900
	$\Phi 42$	1.150
	$\Phi 50$	1.700
	$\Phi 60$	2.300
	$\Phi 70$	3.000

Fonte: Adaptada de Alonso (2019) e Velloso e Lopes (2011).

4.2.4 Comprimento das estacas

Para o dimensionamento do comprimento das estacas desse trabalho, foi utilizado o método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975), levando em

conta os dados obtidos no ensaio SPT no local de implantação do Galpão hipotético estudado.

A capacidade de carga (R) das estacas é determinada pela Equação 7.

$$R = R_L + R_P \quad (7)$$

Em que:

R_L e R_P são parcelas de resistência lateral e de ponta, respectivamente.

A resistência lateral (R_L) é definida pela Equação 8 e a resistência de ponta (R_P) é determinada pela Equação 9.

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (8)$$

$$R_P = r_P A_P \quad (9)$$

Então, pode-se determinar a capacidade de carga (R) pela Equação 10.

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_P A_P \quad (10)$$

em que:

r_L e r_P são as incógnitas geotécnicas, A_P se refere a área de ponta da estaca, e

Δ_L é representado pela espessura da camada de solo.

Através do método Aoki e Velloso (1975) as incógnitas geotécnicas são correlacionadas com os ensaios CPT (ensaios de penetração estática), pelos valores de resistência de ponta do cone (q_c) (Equação 11) e do atrito lateral unitário da luva (f_s) (Equação 12).

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (11)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (12)$$

em que:

F_1 e F_2 são fatores de correção levando em conta a metodologia executiva de cada tipo de estaca e o comportamento entre a estaca e o cone do CPT.

Na Tabela 7 é demonstrado os fatores de correção para cada tipo de estaca, correlacionando os fatores propostos por Aoki e Velloso (1975) para estacas Franki e metálica, Aoki (1985) para estacas pré-moldadas, Aoki e Alonso (1991) para estacas escavadas e Velloso e Lopes (2011) para estacas tipos raiz, hélice e ômega.

Tabela 7 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

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

Fonte: Adaptados de Aoki e Velloso (1975 *apud* Cintra e Aoki, 2010).

Como no Brasil o ensaio CPT não é tão comum como o ensaio SPT, o fator da resistência de ponta do cone pode ser relacionado com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) através da Equação 13.

$$q_c = K N_{SPT} \quad (13)$$

em que:

K é um coeficiente dependente do tipo de solo das camadas do local de cravação das estacas.

Com essa substituição, é possível determinar o atrito lateral com base no N_{SPT} , com a utilização da razão de atrito (α) (Equação 14).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (14)$$

Com isso, pode-se utilizar a Equação 15 para a determinação do atrito lateral unitário da luva (f_s):

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (15)$$

em que:

α é função do tipo de solo.

A Tabela 8 mostra os valores determinados para o coeficiente K e a razão de atrito α a partir dos tipos de solo:

Tabela 8 – Coeficiente K e a razão de atrito α .

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* Cintra e Aoki, 2010)

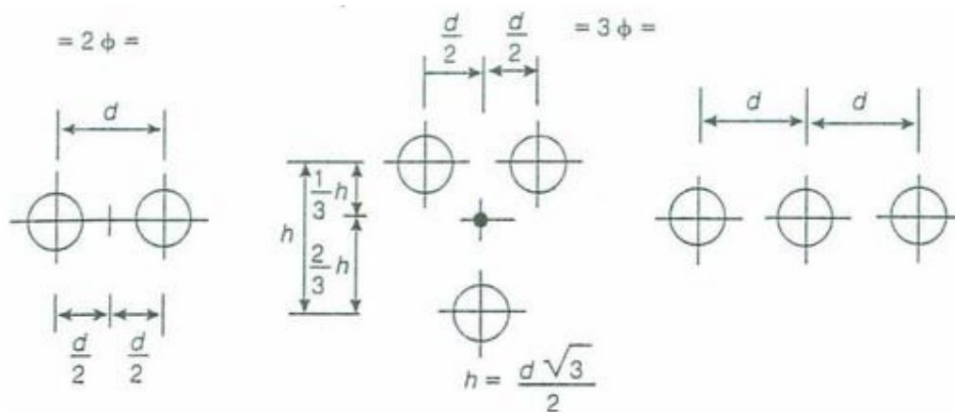
Na NBR 6122 (ABNT, 2019) é indicado que para a resistência determinada por métodos semi-empíricos para fundações profundas, deverá ser utilizado o fator de segurança global igual a 2,0 para a determinação da carga admissível. Então, seguindo as indicações propostos pela Norma e os parâmetros propostos por Aoki e Velloso (1975), será determinado o comprimento das estacas para cada situação proposta, na qual o comprimento

será determinado quando a carga admissível calculada se igualar ou superar a carta de catálogo.

4.2.5 Disposição geométrica das estacas

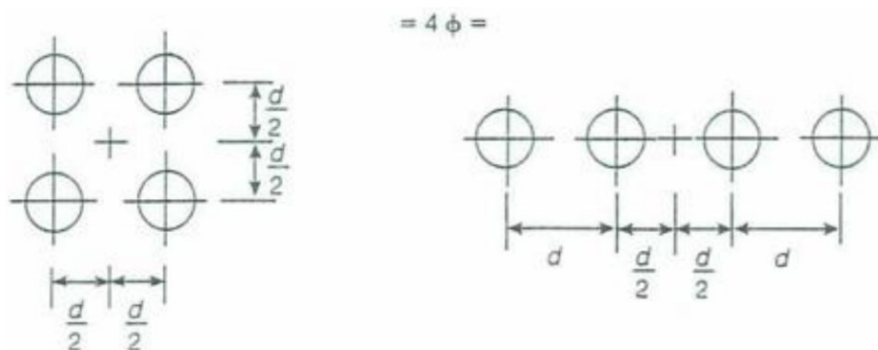
Alonso (2019) define que as estacas devem ser posicionadas, sempre que possível, de maneira a formar blocos de menor volume. As Figuras 13 a 18 apresentam algumas das disposições mais comuns de estacas. Caso ocorra a superposição de estacas de dois ou mais pilares, é possível unificá-los em um único bloco. Para pilares de divisa, recomenda-se o uso de uma viga de equilíbrio.

Figura 13 – Disposições geométricas para blocos de 2 e 3 estacas.



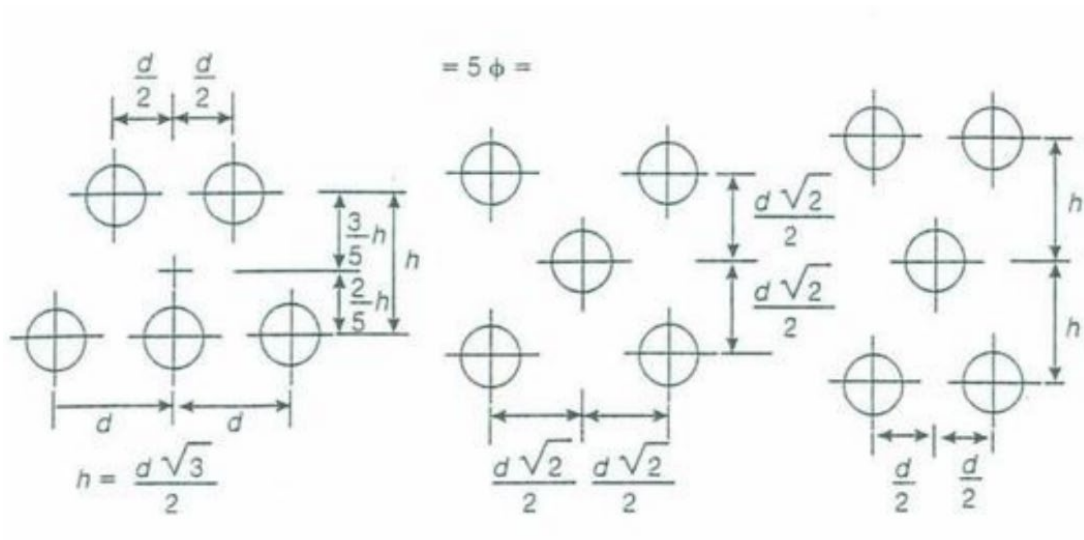
Fonte: Alonso (2019).

Figura 14 – Disposições geométricas para blocos de 4 estacas.



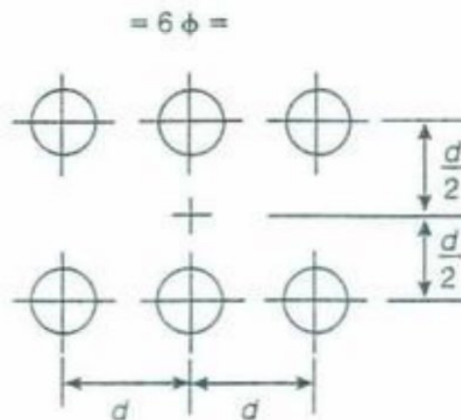
Fonte: Alonso (2019).

Figura 15 – Disposições geométricas para blocos de 5 estacas.



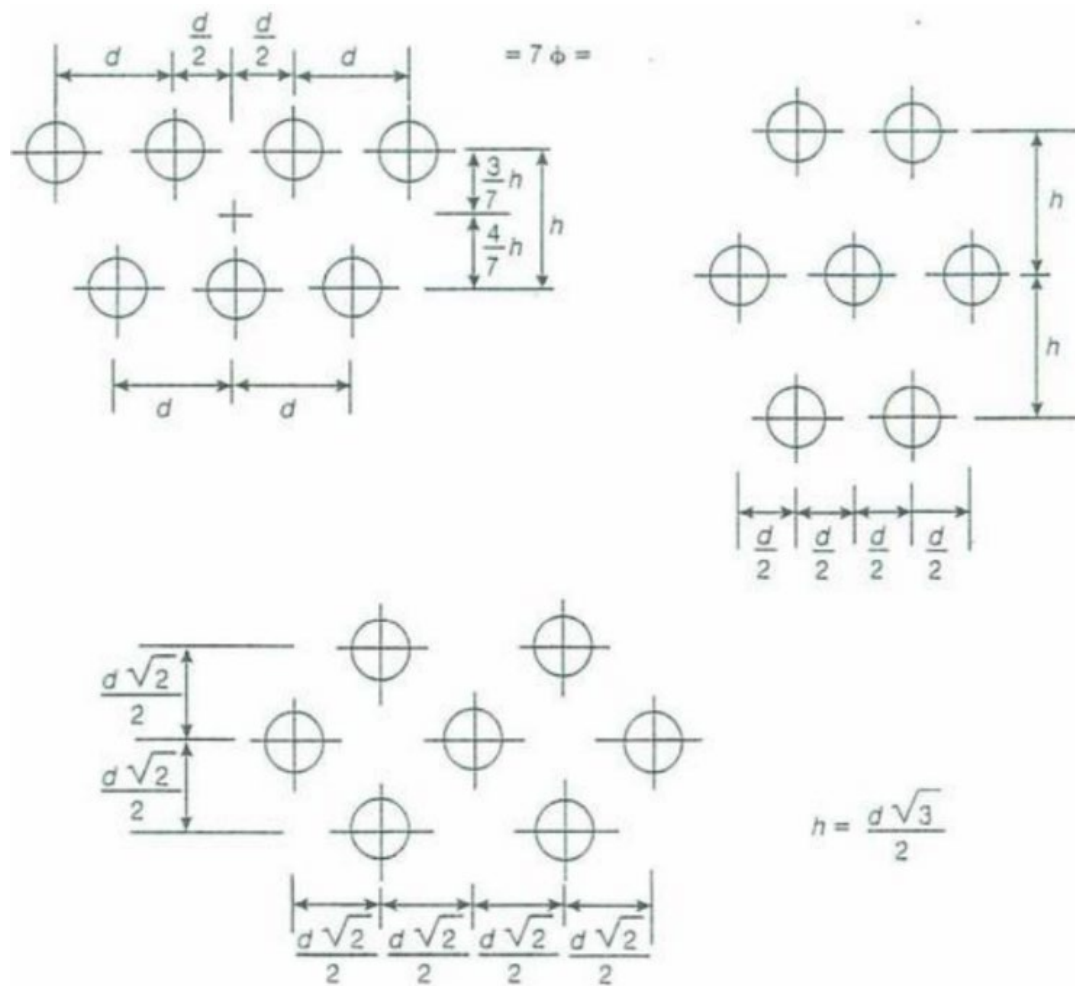
Fonte: Alonso (2019).

Figura 16 – Disposição geométrica para bloco de 6 estacas.



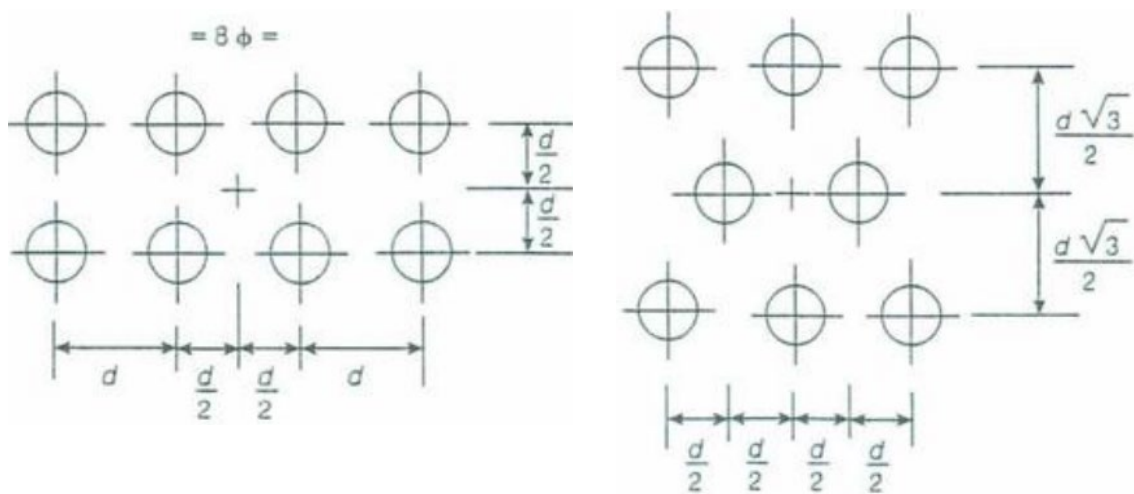
Fonte: Alonso (2019).

Figura 17 – Disposições geométricas para blocos de 7 estacas.



Fonte: Alonso (2019).

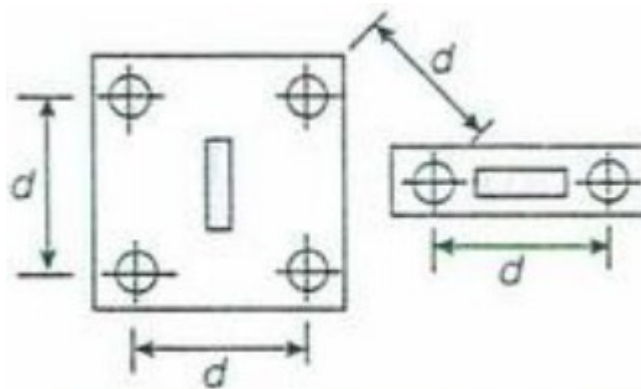
Figura 18 – Disposições geométricas para blocos de 8 estacas.



Fonte: Alonso (2019).

Além disso, também é recomendado por Alonso (2019), que o espaçamento (d) entre as estacas também seja respeitado entre blocos contíguos (Figura 19).

Figura 19 – Espaçamento das estacas entre blocos.



Fonte: Alonso (2019).

O valor de “ d ” para estacas pré-moldadas se encontra na Tabela 9.

Tabela 9 - Espaçamento sugerido entre estacas pré-moldadas.

Estacas pré-moldadas	Seção transversal (cm)	d (m)
Seção de fuste quadrada	15 x 15	0,60
	20 x 20	0,60
	25 x 25	0,65
	30 x 30	0,75
	35 x 35	0,90
	40 x 40	1,00
Seção de fuste circular	20	0,60
	25	0,65
	30	0,75
	35	0,90
	40	1,00
	50	1,30
	60	1,50

Fonte: Adaptado de Alonso (2019).

Para estacas tipo hélice contínua, o espaçamento sugerido entre as estacas se dá conforme Tabela 10.

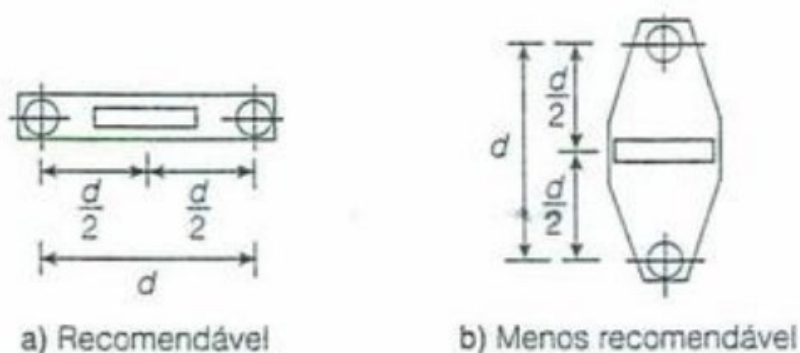
Tabela 10 – Espaçamento sugerido entre as estacas hélice contínua.

Diâmetro da Hélice (mm)	Espaçamento Sugerido (cm)
275	70
300	75
350	90
400	100
425	110
500	125
600	150
700	175
800	200
900	225
1000	250

Fonte: Adaptado de Falconi *et al.* (2019).

A distribuição das estacas deve ser feita no sentido de maior dimensão do pilar, sempre que possível (Figura 20).

Figura 20 – Distribuição das estacas de acordo com a dimensão do pilar.



Fonte: Alonso (2019).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 RESULTADOS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA


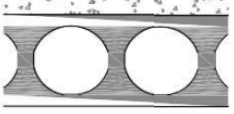
5.1.1 Dimensionamento das lajes alveolares

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), a carga variável para salas administrativas em edificações industriais é de $2,5 \text{ kN/m}^2$, enquanto a carga constante para o revestimento de piso é de $1,0 \text{ kN/m}^2$. Sendo assim, a sobrecarga a ser considerada no mezanino é de $3,5 \text{ kN/m}^2$.

Na NBR 6120 (ABNT, 2019), as cargas variáveis referentes à instalação de placas fotovoltaicas e cargas constantes relativas à impermeabilização da cobertura com manta asfáltica e proteção mecânica são de $1,5 \text{ kN/m}^2$ e $1,8 \text{ kN/m}^2$, respectivamente, somando $3,3 \text{ kN/m}^2$ para a sobrecarga.

De acordo com o catálogo de pré-dimensionamento de lajes de TATU PREMOLDADOS (2024), foi possível escolher a laje alveolar para vencer o vão de 10 metros da modulação do galpão e suportar as cargas variáveis e constantes do mezanino e da cobertura. A laje considerada para o mezanino e para a cobertura foi a PE20, com altura de 20 cm, capa de concreto de 5 cm e considerando classe 2 de armação. Para a sobrecarga, foi considerada a carga de 4 kN/m^2 , visto que no catálogo não se tem as cargas de $3,5 \text{ kN/m}^2$ e $3,3 \text{ kN/m}^2$. Na Figura 21 é possível observar os vãos máximos (em cm) suportados pelas lajes PE20 da TATU PREMOLDADOS, a partir das sobrecargas (em kN/m^2) consideradas, bem como o peso próprio da laje com e sem capa de concreto.

Figura 21 – Características da laje alveolar PE20.

PE20	Sem Capa		Capa = 5cm				
	20		25	20			
Vãos Máximos (cm)							
Armação	Classe 1		Classe 2		Classe 3		
Capeamento	Sem Capa	Capa=5cm	Sem Capa	Capa=5cm	Sem Capa	Capa=5cm	
M.R.U. (KN.m/m)	88,7	115,9	118,4	149,2	130,2	164,7	
Sobrecargas (KN/m ²)	0,5	1020	966	1179	1116	1236	1171
	1,0	1020	966	1179	1116	1236	1171
	2,0	1020	966	1179	1116	1236	1171
	3,0	939	973	1085	1104	1138	1160
	4,0	867	910	1001	1032	1050	1085
	5,0	809	858	934	973	980	1023
	6,0	761	814	879	923	922	970
	7,0	721	776	833	880	874	925
	8,0	687	743	793	843	832	886
	9,0	657	714	759	810	796	851
10,0	631	688	728	780	764	820	
Dados Técnicos:							
Peso-próprio da laje (sem capa) = 2,75 KN/m ² - Peso-próprio da laje (com capa) = 4,00 KN/m ²							
Consumo de concreto (C30), brita 0, para rejunte das placas = 8,0 litros/m ² .							
Concreto de capeamento C30.							

Fonte: TATU PREMOLDADOS (2024).

Com as cargas resultantes das cargas variáveis, as cargas constantes e o peso próprio da laje, pode-se determinar a carga total das lajes do mezanino e da cobertura em kN/m² e em kgf/m², considerando que 1 kN equivale a 101,972 kgf (para aceleração gravitacional de aproximadamente 9,8066 m/s²).

A carga total por metro quadrado se dará pela Equação 1. Na Tabela 11 tem-se o resultado da carga total por m² para as lajes do mezanino e para as lajes de cobertura.

Tabela 11 - Carregamento das lajes

Local	Carga acidental q (kN/m ²)	Carga constante (kN/m ²)	Peso-próprio laje com capa (kN/m ²)	Carga permanente k (kN/m ²)	Carga total P (kN/m ²)	Carga total P (kgf/m ²)
Laje Mezanino	2,50	1,00	4,00	5,00	7,50	764,79
Laje Cobertura	1,50	1,80	4,00	5,80	7,30	744,40

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Com isso, para o pré-dimensionamento da estrutura, foi adotado o valor de 7,5 kN/m² (764,79 kgf/m²) para as cargas totais da laje alveolar protendida do mezanino e 7,3 kN/m² (744,40 kgf/m²) para a laje alveolar protendida da cobertura.

5.1.2 Dimensionamento das vigas

De acordo com Cunha (2014), para a largura das vigas (b_w) com vãos maiores que 8 metros deve-se adotar uma largura de 25 cm a 30 cm. Logo, foi adotado para o pré-dimensionamento a largura b_w de 30 cm para as vigas, visto que no galpão logístico hipotético todos os vãos são de 10 metros de distância.

A partir da equação 2, calcula-se a altura das vigas:

$$h = \frac{10}{10} = 1,00m$$

Logo, foi adotada para o pré-dimensionamento de todas as vigas do galpão a largura de 30 cm (0,30 m) e altura de 1,00 m para cada viga, considerando que todos os vãos possuem 10 metros de distância.

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), as estruturas de concreto armado possuem peso específico aparente γ_{ap} de 25 kN/m³. Com isso, tem-se que o peso-próprio de cada viga, com comprimento de 10m será de:

$$P = 0,30m \times 1,00m \times 10m \times 25 \text{ kN}/m^3 = 75,00 \text{ kN}$$

Como a viga será apoiada em dois pilares, tem-se que cada viga gerará uma carga de peso-próprio de $\frac{75}{2} = 37,5\text{kN}$ em cada pilar, considerando que a carga será igualmente distribuída.

5.1.3 Dimensionamento dos pilares pré-moldados

Levando em conta as considerações descritas por Van Acker (2002), Melo (2007) e a dimensão mínima proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2014), foi

estabelecido para o pré-dimensionamento dos pilares pré-moldados a dimensão mínima de 40 x 40 (cm), para a altura de 10 metros de pé-direito.

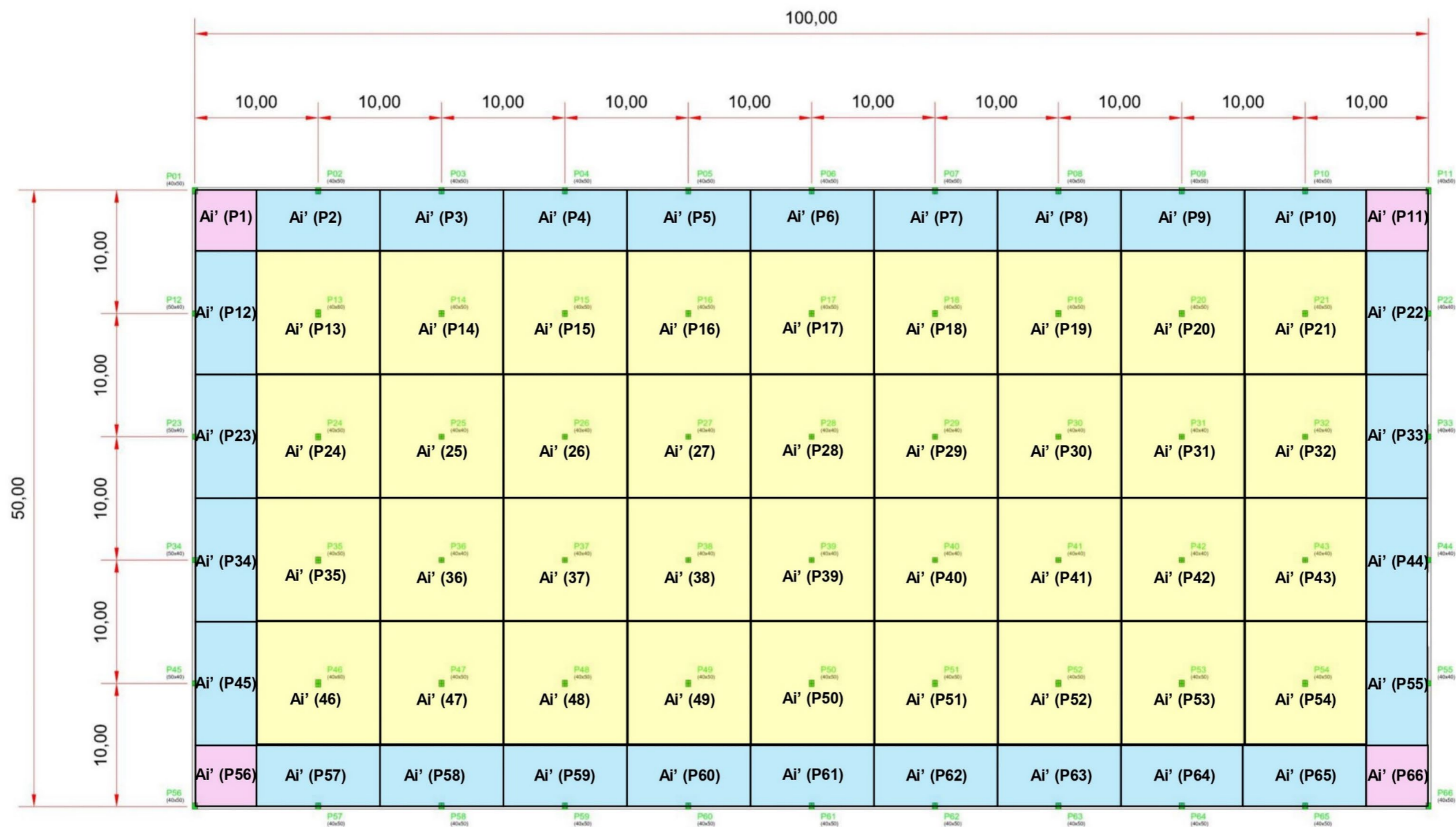
Para a estimativa da seção transversal dos pilares foi considerado o método proposta por Cunha (2014). As áreas de influência para o cálculo das cargas das lajes do mezanino que chegam aos pilares se darão conforme a Figura 22 e as áreas de influência para o cálculo das cargas das lajes da cobertura que chegam aos pilares se darão conforme a Figura 23.

Figura 22 – Áreas de influência das lajes do mezanino.



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 23 – Áreas de influência das lajes da cobertura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Com as áreas de influência das lajes do mezanino e da cobertura, bem como a quantidade de vigas que chegam a cada pilar, é possível determinar o valor de N_k (Tabela 12), levando em conta o carregamento das lajes conforme a Tabela 11 e que cada viga gerará uma carga de 37,5 kN em cada pilar.

Tabela 12 - Força normal característica (N_k) nos pilares.

Pilares	Área de influência (mezanino)	Área de influência (Cobertura)	Carga das lajes	Carga das Vigas	Carga total nos pilares (N_k)
P1, P11, P56 e P66	25m ²	25m ²	370,00 kN	150,00 kN	520,00 kN
P13 e P46	75m ²	100m ²	1292,50 kN	300,00 kN	1592,50 kN
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	50m ²	100m ²	1105,50 kN	262,50 kN	1367,50 kN
P25 a P32 e P36 a P43	-	100m ²	730,00 kN	150,00 kN	880,00 kN
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	50m ²	50m ²	740,00 kN	225,00 kN	965,00 kN
P22 e P55	25m ²	50m ²	552,50 kN	187,50 kN	740,00 kN
P33 e P44	-	50m ²	365,00 kN	112,50 kN	477,50 kN

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A partir das Equações 3, 4 e 5, é possível determinar as dimensões dos pilares do galpão logístico hipotético estudado (Tabela 13), considerando concreto CA25 (Classe de agressividade II).

Tabela 13 – Dimensões adotadas para os pilares do galpão.

Posição do pilar	Pilares	Carga vigas + lajes (Nk) (kN)	Nd (kN)	Nd (Kgf)	γ_{corr}	(kgf/cm ²)	Ac (cm ²)	Base menor (dimensão mínima) (cm)	Base maior (cm)	Dimensão adotada (cm)
Canto	P1, P11, P56 e P66	520,00	728,00	74.235,62	4,00	233,00	1.784,20	40,00	44,61	40 x 50
Interno	P13 e P46	1.592,50	2.229,50	227.346,57	1,50	233,00	2.049,05	40,00	51,23	40 x 60
Interno	P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1.367,50	1.914,50	195.225,39	1,50	233,00	1.759,54	40,00	43,99	40 x 50
Interno	P25 a P32 e P36 a P43	880,00	1.232,00	125.629,50	1,50	233,00	1.509,71	40,00	37,74	40 x 40
Externo	P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	965,00	1.351,00	137.764,17	2,00	233,00	1.655,54	40,00	41,39	40 x 50
Externo	P22 e P55	740,00	1.036,00	105.642,99	2,00	233,00	1.269,53	40,00	31,74	40 x 40
Externo	P33 e P44	477,50	668,50	68.168,28	2,00	233,00	668,50	40,00	20,48	40 x 40

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A partir das dimensões adotadas e da altura dos pilares, tem-se o peso próprio dos pilares conforme Tabela 14.

Tabela 14 – Peso próprio dos pilares do galpão.

Pilares	Dimensão adotada (cm)	Altura dos pilares (m)	Peso específico concreto armado (kN/m ³)	Peso próprio dos pilares (kN)
P1, P11, P56 e P66	40 x 50	10,00	25,00	50,00
P13 e P46	40 x 60	10,00	25,00	60,00
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	40 x 50	10,00	25,00	50,00
P25 a P32 e P36 a P43	40 x 40	10,00	25,00	40,00
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	40 x 50	10,00	25,00	50,00
P22 e P55	40 x 40	10,00	25,00	40,00
P33 e P44	40 x 40	10,00	25,00	40,00

Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.1.4 Cargas da superestrutura na fundação

A partir da soma do peso próprio dos pilares, do peso próprio das vigas e da carga gerada pelas lajes a partir da área de influência, determinam-se as cargas da superestrutura nas fundações em kN e em tf, conforme Tabela 15.

Tabela 15 – Cargas na Fundação.

Pilares	Cargas das Lajes (kN)	Peso próprio das vigas (kN)	Peso próprio dos pilares (kN)	Cargas na Fundação (kN)	Cargas na Fundação (tf)
P1, P11, P56 e P66	370,00	150,00	50,00	570,00	58,12
P13 e P46	1292,50	300,00	60,00	1652,50	168,51
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1105,50	262,50	50,00	1418,00	144,60
P25 a P32 e P36 a P43	730,00	150,00	40,00	920,00	93,81
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	740,00	225,00	50,00	1015,00	103,50
P22 e P55	552,50	187,50	40,00	780,00	79,54
P33 e P44	365,00	112,50	40,00	517,50	52,77

Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.2 ESCOLHA DA FUNDAÇÃO DO PROJETO

A seleção do tipo de fundação que será empregada em uma edificação é de suma importância, tendo em vista que é um dos fatores que mais influi nos custos e no prazo do projeto a ser executado. Fundamentos adequados proporcionam a estabilidade, a segurança e a conservação da construção, mitigando riscos e evitando problemas futuros, ao passo que a adoção de fundação imprópria pode gerar custos adicionais corretivos significativos, e gerar longos períodos de execução em função de retrabalho. Ademais, fundações mais simples podem ser mais velozes e mais econômicas, mas elas devem ser escolhidas em função das características do solo e da carga que o uso da construção exigir, garantindo que o equilíbrio entre custo e eficiência seja atingido.

A Figura 24 mostra a sondagem do local escolhido, executada no município de Bauru.

de água na profundidade de 13 m, logo, foi escolhido para a comparação de projeto desse trabalho o uso da Estaca Hélice Contínua e a Estaca Pré-Moldada de Concreto.

A fim de determinar qual será a fundação com a melhor relação de custo x prazo, serão analisados 3 diâmetros para cada tipo de fundação. Para o caso da Estaca Hélice Contínua vão ser feitas análises para as estacas com diâmetros de 30, 50 e 70 cm. Já para as Estacas Pré-Moldadas de Concreto, serão avaliados os diâmetros das estacas centrifugadas de 33, 42 e 60 cm.

5.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

5.3.1 Fundação em estacas hélice contínua

5.3.1.1 Quantidade de estacas hélice contínua por pilar

A partir da Equação 6 e da carta de catálogo (Tabela 5), é possível determinar a quantidade de estacas por pilar para os diferentes diâmetros propostos no caso das Estacas Hélice Contínuas. Na Tabela 16 tem-se a situação do dimensionamento caso todo o Galpão seja dimensionado com a estacas de diâmetro de 30 cm, a Tabela 17 mostra o dimensionamento para o diâmetro de 50 cm e a Tabela 18 mostra a situação para a situação do diâmetro de 70 cm. Na Tabela 19 tem-se um dimensionamento otimizado, levando em conta a mescla de diâmetros para um menor número de estacas.

Tabela 16 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 30 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 30cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	450	1,27	2
P13 e P46	1652,50	450	3,67	4
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	450	3,15	4
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	450	2,04	3
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	450	2,26	3
P22 e P55	780,00	450	1,73	2
P33 e P44	517,50	450	1,15	2

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Portanto, para o dimensionamento com estacas hélice com diâmetro de 30 cm, são necessárias 210 estacas.

Tabela 17 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 50 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 50cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	1.250	0,46	1
P13 e P46	1652,50	1.250	1,32	2
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	1.250	1,13	2
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	1.250	0,74	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	1.250	0,81	1
P22 e P55	780,00	1.250	0,62	1
P33 e P44	517,50	1.250	0,41	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Logo, para o dimensionamento com estacas hélice com diâmetro de 50 cm são necessárias 86 estacas.

Tabela 18 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice (Φ 70 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 70cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	2.450	0,23	1
P13 e P46	1652,50	2.450	0,67	1
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	2.450	0,58	1
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	2.450	0,38	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	2.450	0,41	1
P22 e P55	780,00	2.450	0,32	1
P33 e P44	517,50	2.450	0,21	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Sendo assim, para o dimensionamento com estacas hélice com diâmetro de 70 cm são necessárias 66 estacas.

Tabela 19 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Hélice de maneira otimizada.

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Diâmetro da estaca	Carga de Catálogo (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	50 cm	1.250	0,46	1
P13 e P46	1652,50	70 cm	2.450	0,67	1
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	70 cm	2.450	0,58	1
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	50 cm	1.250	0,74	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	50 cm	1.250	0,81	1
P22 e P55	780,00	50 cm	1.250	0,62	1
P33 e P44	517,50	50 cm	1.250	0,41	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Com isso, para um dimensionamento otimizado, considerando o menor número de estacas, são necessárias 46 estacas de com diâmetro de 50 cm e 20 estacas com diâmetro de 70 cm.

5.3.1.2 Comprimento para estacas hélice contínua

Com as quantidades estabelecidas para cada situação de dimensionamento, é preciso determinar o comprimento das estacas para posteriormente ser estabelecido o custo e prazo.

A Tabela 20 mostra o comprimento de projeto calculado para as Estacas Hélice Contínua de 30 cm (carga de catálogo de 450 kN) com base no método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975). A Tabela 21 mostra o comprimento de projeto calculado para as Estacas Hélice Contínua de 50 cm de diâmetro (carga de catálogo de 1250 kN). Já a Tabela 22 mostra o comprimento das estacas de 70 cm de diâmetro (carga de catálogo de 2450 kN).

Tabela 20 – Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 30 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_P (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	8,48	8,48	42,41	50,89	25,45	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	16,96	25,45	84,82	110,27	55,13	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	16,96	42,41	84,82	127,23	63,62	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	25,45	67,86	127,23	195,09	97,55	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	21,21	89,06	106,03	195,09	97,55	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	33,93	122,99	169,65	292,64	146,32	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	29,69	152,68	148,44	301,12	150,56	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	38,17	190,85	190,85	381,70	190,85	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	42,41	233,26	212,06	445,32	222,66	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	50,89	284,16	254,47	538,63	269,31	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	63,62	347,77	318,09	665,86	332,93	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	63,62	411,39	318,09	729,48	364,74	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	76,34	487,73	381,70	869,44	434,72	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,07	0,94	1	89,06	576,80	445,32	1022,12	511,06	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 21 – Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 50 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_p (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	14,14	14,14	117,81	131,95	65,97	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	28,27	42,41	235,62	278,03	139,02	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	28,27	70,69	235,62	306,31	153,15	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	42,41	113,10	353,43	466,53	233,26	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	35,34	148,44	294,52	442,96	221,48	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	56,55	204,99	471,24	676,23	338,11	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	49,48	254,47	412,33	666,80	333,40	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	63,62	318,09	530,14	848,23	424,12	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	70,69	388,77	589,05	977,82	488,91	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	84,82	473,60	706,86	1180,45	590,23	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	106,03	579,62	883,57	1463,20	731,60	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	106,03	685,65	883,57	1569,23	784,61	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	127,23	812,89	1060,29	1873,17	936,59	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	148,44	961,33	1237,00	2198,33	1099,16	Não OK
15	23	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	162,58	1123,90	1354,81	2478,72	1239,36	Não OK
16	24	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,20	1,57	1	169,65	1293,55	1413,72	2707,27	1353,63	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 22 – Comprimento da Estaca Hélice Contínua para o diâmetro de 70 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_p (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	19,79	19,79	230,91	250,70	125,35	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	39,58	59,38	461,81	521,19	260,60	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	39,58	98,96	461,81	560,77	280,39	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	59,38	158,34	692,72	851,06	425,53	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	49,48	207,82	577,27	785,08	392,54	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	79,17	286,98	923,63	1210,61	605,31	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	69,27	356,26	808,17	1164,43	582,22	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	89,06	445,32	1039,08	1484,40	742,20	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	98,96	544,28	1154,54	1698,82	849,41	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	118,75	663,03	1385,44	2048,48	1024,24	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	148,44	811,47	1731,80	2543,28	1271,64	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	148,44	959,91	1731,80	2691,72	1345,86	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	178,13	1138,04	2078,16	3216,21	1608,10	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	207,82	1345,86	2424,52	3770,38	1885,19	Não OK
15	23	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	227,61	1573,47	2655,43	4228,90	2114,45	Não OK
16	24	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	237,50	1810,97	2770,88	4581,86	2290,93	Não OK
17	25	Areia argilosa	0,60	600	3	2	4	0,38	2,20	1	247,40	2058,37	2886,34	4944,71	2472,35	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Portanto, para o dimensionamento da fundação com estacas hélice de 30 cm de diâmetro, o comprimento de projeto será de 14 m. Para o dimensionamento da fundação com estacas hélice de 50 cm de diâmetro, o comprimento de projeto será de 16 m. Já no projeto em que será utilizado as estacas de 70 cm de diâmetro, o comprimento das estacas será de 17 m.

5.3.1.3 Armadura para estacas hélice contínua

Na Tabela 23 a NBR 6122 (ABNT, 2019) define que para as estacas tipo hélice contínua, é necessário o cálculo da armadura nas estacas caso a tensão média atuante seja acima de 6,0 Mpa. Caso a tensão seja inferior, deve-se adotar uma armadura mínima com taxa de armadura de 0,4% da área da seção da estaca e comprimento mínimo de 4 m.

Tabela 23 - Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento.

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- quando $A_s \leq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando $A_s \geq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2019).

Portanto, para o cenário de dimensionamento com estacas de 30 cm de diâmetro, tem-se a área da seção (A):

$$A_{30} = \pi * \left(\frac{30}{2}\right)^2 = 706,858\text{cm}^2$$

Quanto às forças de compressão atuantes nas estacas, temos que como caso mais crítico a carga dos pilares P13 e P46, com carga 1.652,50 kN distribuída em 4 estacas (413,125 kN por estaca). Com isso, pode-se calcular a tensão média (σ) atuante na estaca:

$$\sigma_{30} = \frac{413,125\text{ kN}}{706,858\text{cm}^2} = 0,5844\text{ kN/cm}^2 = 5,844\text{ MPa}$$

Como 5,844 MPa < 6,0 MPa, a estaca precisará apenas da armadura mínima e comprimento útil da armadura mínimo (4,00 m), conforme NBR 6122 (ABNT, 2019). Logo, para todas as estacas do cenário de dimensionamento com diâmetro de 30 cm tem-se a área de aço da seção (A_s):

$$A_{s30} = \frac{0,4}{100} * 706,858 = 2,827\text{cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 8\text{mm}$$

Para as estacas de 50 cm de diâmetro, tem-se a área da seção (A):

$$A_{50} = \pi * \left(\frac{50}{2}\right)^2 = 1.963,495\text{cm}^2$$

No cenário do dimensionamento das estacas de 50 cm de diâmetro, a carga mais solicitada será a dos pilares P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65, com carga de 1.015,00 kN distribuída em uma única estaca. Logo, a tensão média (σ) será:

$$\sigma_{30} = \frac{1015,00\text{ kN}}{1963,495\text{cm}^2} = 0,5169\text{ kN/cm}^2 = 5,169\text{ MPa}$$

Como $5,169 \text{ MPa} < 6,0 \text{ MPa}$, será essencial apenas a armadura mínima e comprimento útil da armadura mínimo (4,00 m). Logo, para todas as estacas para o dimensionamento do projeto com estacas de diâmetro de 50 cm tem-se a área de aço da seção (A_s):

$$A_{s50} = \frac{0,4}{100} * 1.963,495 = 7,854 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 16 \text{ mm}$$

Para as estacas de 70 cm de diâmetro, tem-se a área da seção (A):

$$A_{70} = \pi * \left(\frac{70}{2}\right)^2 = 3.848,451 \text{ cm}^2$$

No cenário do dimensionamento das estacas de 50 cm de diâmetro, a carga mais solicitada será a dos pilares P13 e P46, com carga de 1.652,50 kN distribuída em uma única estaca. Logo, a tensão média (σ) será:

$$\sigma_{30} = \frac{1652,50 \text{ kN}}{3.848,451 \text{ cm}^2} = 0,4294 \text{ kN/cm}^2 = 4,294 \text{ MPa}$$

Como $4,294 \text{ MPa} < 6,0 \text{ MPa}$, será necessária apenas a armadura mínima e comprimento útil da armadura mínimo (4,00 m). Portanto, para todas as estacas do cenário de dimensionamento de estaca hélice contínua de 70 cm de diâmetro deverá ser considerada a área de aço da seção (A_s):

$$A_{s70} = \frac{0,4}{100} * 1.963,495 = 15,394 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \phi 16 \text{ mm}$$

5.3.2 Fundação em estacas pré-moldadas de concreto

5.3.2.1 Quantidade de estacas pré-moldadas por pilar

Usando os mesmos princípios utilizados para o dimensionamento da hélice contínua e com base na carta de catálogo (Tabela 6), é possível determinar a quantidade de Estacas Pré-Moldadas de Concreto Centrifugadas por pilar do Galpão. Na Tabela 24 tem-se a situação do dimensionamento com

o diâmetro de 33 cm, a Tabela 25 mostra o dimensionamento para o diâmetro de 42 cm e a Tabela 26 mostra a situação para o diâmetro de 60 cm. Na Tabela 27 foi feito um dimensionamento otimizado para que fosse obtido o menor número de estacas no dimensionamento.

Tabela 24 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 33 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 33cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	750	0,76	1
P13 e P46	1652,50	750	2,20	3
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	750	1,89	2
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	750	1,23	2
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	750	1,35	2
P22 e P55	780,00	750	1,04	2
P33 e P44	517,50	750	0,69	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Sendo assim, para o dimensionamento com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 33 cm, são necessárias 128 estacas.

Tabela 25 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 42 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 42cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	1.150	0,50	1
P13 e P46	1652,50	1.150	1,44	2
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	1.150	1,23	2
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	1.150	0,80	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	1.150	0,88	1
P22 e P55	780,00	1.150	0,68	1
P33 e P44	517,50	1.150	0,45	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Logo, para o dimensionamento com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 42 cm, são necessárias 86 estacas.

Tabela 26 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas (Φ 60 cm).

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Carga de Catálogo Φ 60cm (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	2.300	0,25	1
P13 e P46	1652,50	2.300	0,72	1
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	2.300	0,62	1
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	2.300	0,40	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	2.300	0,44	1
P22 e P55	780,00	2.300	0,34	1
P33 e P44	517,50	2.300	0,23	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Portanto, para o dimensionamento com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 60 cm, são necessárias 66 estacas.

Tabela 27 – Quantidade de estacas por pilar para as Estacas Pré-Moldadas Centrifugadas de maneira otimizada.

Pilares	Cargas na Fundação (kN)	Diâmetro da estaca	Carga de Catálogo (kN)	Quantidade de estacas por pilar	Quantidade de estacas por pilar corrigido
P1, P11, P56 e P66	570,00	42 cm	1.150	0,50	1
P13 e P46	1652,50	60 cm	2.300	0,72	1
P14 a P21, P24, P35 e P47 a P54	1418,00	60 cm	2.300	0,62	1
P25 a P32 e P36 a P43	920,00	42 cm	1.150	0,80	1
P2 a P10, P12, P23, P34, P45 e P57 a P65	1015,00	42cm	1.150	0,88	1
P22 e P55	780,00	42 cm	1.150	0,68	1
P33 e P44	517,50	42 cm	1.150	0,45	1

Fonte: Elaborado pelo Autor.

No dimensionamento otimizado, chegou-se na quantidade de 46 estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 42 cm e 20 estacas com diâmetro de 60 cm.

5.3.2.2 Comprimento para estacas pré-moldadas

Usando os parâmetros de Aoki e Veloso (1975) e a NBR 6122 (ABNT, 2019), também é possível determinar o comprimento de projeto para os diâmetros propostos para análise desse trabalho.

A Tabela 28 mostra o comprimento de projeto calculado para as Estacas Pré-moldadas de Concreto Centrifugadas de diâmetro de 33 cm (carga de catálogo de 750 kN). A Tabela 29 mostra o comprimento de projeto calculado para as Estacas Pré-moldadas de Concreto Centrifugadas de diâmetro de 42 cm (carga de catálogo de 1150 kN). Já a Tabela 30 mostra o comprimento para as Estacas Pré-moldadas de Concreto Centrifugadas de diâmetro de 60 cm (carga de catálogo de 2300 kN).

Tabela 28 – Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 33 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_p (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	13,21	13,21	72,66	85,87	42,94	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	26,42	39,63	145,33	184,96	92,48	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	26,42	66,06	145,33	211,38	105,69	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	39,63	105,69	217,99	323,68	161,84	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	33,03	138,72	181,66	320,38	160,19	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	52,85	191,56	290,65	482,22	241,11	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	46,24	237,80	254,32	492,12	246,06	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	59,45	297,26	326,98	624,24	312,12	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	66,06	363,31	363,31	726,63	363,31	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	79,27	442,58	435,98	878,56	439,28	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	99,09	541,67	544,97	1086,64	543,32	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	99,09	640,75	544,97	1185,72	592,86	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	118,90	759,65	653,96	1413,62	706,81	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	1,41	2,83	0,09	1,037	1	138,72	898,37	762,96	1661,33	830,66	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 29 – Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 42 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_p (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_p (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	15,57	15,57	109,02	124,59	62,30	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	31,15	46,72	218,04	264,76	132,38	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	31,15	77,87	218,04	295,91	147,95	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	46,72	124,59	327,06	451,65	225,82	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	38,94	163,53	272,55	436,07	218,04	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	62,30	225,82	436,07	661,90	330,95	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	54,51	280,33	381,56	661,90	330,95	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	70,08	350,42	490,58	841,00	420,50	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	77,87	428,29	545,09	973,38	486,69	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	93,44	521,73	654,11	1175,84	587,92	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	116,81	638,54	817,64	1456,17	728,09	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	116,81	755,34	817,64	1572,98	786,49	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	140,17	895,51	981,17	1876,67	938,34	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	163,53	1059,04	1144,69	2203,73	1101,86	Não OK
15	23	Areia argilosa	0,60	600	3	1,53	3,05	0,14	1,319	1	179,10	1238,14	1253,71	2491,85	1245,92	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 30 – Comprimento da Estaca Pré-moldada Centrifugada para o diâmetro de 60 cm.

Profundidade (m)	SPT	Tipo de Solo	K (Mpa)	K (KN/m ²)	α (%)	F_1	F_2	A_P (m ²)	U (m)	Δ_L (m)	r_L (kN)	R_L (kN)	R_P (kN)	R (kN)	Carga Admissível (kN)	Obs.
0	-	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885							
1	2	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	19,39	19,39	193,88	213,27	106,63	Não OK
2	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	38,78	58,16	387,76	445,93	222,96	Não OK
3	4	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	38,78	96,94	387,76	484,70	242,35	Não OK
4	6	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	58,16	155,10	581,64	736,75	368,37	Não OK
5	5	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	48,47	203,58	484,70	688,28	344,14	Não OK
6	8	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	77,55	281,13	775,52	1056,65	528,33	Não OK
7	7	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	67,86	348,99	678,58	1027,57	513,79	Não OK
8	9	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	87,25	436,23	872,47	1308,70	654,35	Não OK
9	10	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	96,94	533,17	969,41	1502,58	751,29	Não OK
10	12	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	116,33	649,50	1163,29	1812,79	906,39	Não OK
11	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	145,41	794,91	1454,11	2249,02	1124,51	Não OK
12	15	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	145,41	940,32	1454,11	2394,43	1197,22	Não OK
13	18	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	174,49	1114,82	1744,93	2859,75	1429,87	Não OK
14	21	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	203,58	1318,39	2035,75	3354,14	1677,07	Não OK
15	23	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	222,96	1541,36	2229,63	3770,99	1885,49	Não OK
16	24	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	232,66	1774,01	2326,57	4100,59	2050,29	Não OK
17	25	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	242,35	2016,36	2423,51	4439,88	2219,94	Não OK
18	26	Areia argilosa	0,60	600	3	1,75	3,50	0,28	1,885	1	252,05	2268,41	2520,45	4788,86	2394,43	OK

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Com isso, para o dimensionamento da fundação com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 33 cm, o comprimento de projeto será de 14 m. Para o dimensionamento da fundação com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 42 cm, o comprimento de projeto será de 15 m. Já para o projeto com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 60 cm, o comprimento será de 18 m.

5.4 CUSTO DAS FUNDAÇÕES

5.4.1 Custo da fundação em estaca hélice contínua

Para determinar o custo da fundação para cada dimensionamento das Estacas tipo Hélice Contínua, foi utilizada como referência a composição de custos da SINAPI versão de agosto de 2024. Para a composição do orçamento, foi adotado o uso do concreto C30 nas estacas e a utilização da armadura mínima, visto que foi considerado que as estacas estão submetidas apenas à força de compressão. Na Figura 25 é possível notar o preço por metro linear para diversos diâmetros de estacas hélice, sendo utilizada nesse trabalho a avaliação dos custos para o uso da fundação com estacas de 30, 50 e 70 cm de diâmetro.

Figura 25 - Custo por metro linear para Estaca Hélice Contínua.

SINAPI - SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL 1 231 de 723

PCI.817.01 - CUSTO DE COMPOSIÇÕES - SINTÉTICO DATA DE EMISSÃO: 15/08/2024 00:09:17

ENCARGOS SOCIAIS SOBRE PREÇOS DA MÃO-DE-OBRA: 115,54% (HORA) 71,46% (MÊS) DATA REFERÊNCIA TÉCNICA: 14/08/2024

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	ORIGEM DE PREÇO	CUSTO TOTAL
VÍNCULO.....: CAIXA REFERENCIAL				
95603	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE 61 CM A 80 CM. AF 05/2021	UN	CR	59,04
95604	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE 81 CM A 100 CM. AF 05/2021	UN	CR	91,61
95605	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE 101 CM A 150 CM. AF 05/2021	UN	CR	168,21
95607	ARRASAMENTO DE ESTACA METÁLICA, PERFIL LAMINADO TIPO I FAMÍLIA 250. AF 05/2021	UN	CR	26,22
95608	ARRASAMENTO MECÂNICO DE ESTACA METÁLICA, PERFIL LAMINADO TIPO H - FAMÍLIA 250. AF 05/2021	UN	CR	38,03
95609	ARRASAMENTO MECÂNICO DE ESTACA METÁLICA, PERFIL LAMINADO TIPO H - FAMÍLIA 310. AF 05/2021	UN	CR	48,24
100651	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 30 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF 12/2019 PA	M	CR	130,08
100652	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF 12/2019 PA	M	CR	242,84
100653	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 70 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF 12/2019 PA	M	CR	398,59
100654	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 80 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF 12/2019 PA	M	CR	531,54
100655	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 90 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF 12/2019 PA	M	CR	614,20

Fonte: SINAPI (2024).

Então, para a comparação de custos será utilizado o valor de R\$ 130,08 por metro linear para as estacas de 30 cm de diâmetro, R\$ 242,84 por metro linear para as estacas de 50 cm de diâmetro e R\$ 398,59 por metro linear para as estacas de 70 cm de diâmetro.

A Tabela 31 mostra o preço total caso seja adotado o diâmetro de 30 cm para o projeto de fundação do Galpão Logístico hipotético do trabalho.

Tabela 31 – Custo total para fundação em Estaca Hélice com $\varnothing = 30$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
30	210	14,00	2.940,00	130,08	R\$ 382.435,20

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Portanto, caso seja utilizado o diâmetro de 30 cm em todo o Galpão, o custo total para a execução da fundação do Galpão seria de R\$ 382.435,20.

Na Tabela 32, tem-se o custo caso utilizado o diâmetro de 50 cm para o projeto de fundação em Estacas Hélice Contínua.

Tabela 32 – Custo total para fundação em Estaca Hélice com $\varnothing = 50$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
50	86	16,00	1.376,00	242,84	R\$ 334.147,84

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Logo, caso adotado o diâmetro de 50 cm no projeto, o custo total para a execução da fundação do Galpão seria de R\$ 334.147,84.

Na Tabela 33, é possível notar o custo caso seja considerado o diâmetro de 70 cm para o projeto de fundação.

Tabela 33 – Custo total para fundação em Estaca Hélice com $\varnothing = 70$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
70	66	17,00	1.122,00	398,59	R\$ 447.217,98

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Com isso, se for utilizado o diâmetro de 70 cm no projeto, o custo total para a execução da fundação seria de R\$ 447.217,98.

A Tabela 34 mostra o custo para o projeto de fundação otimizado, mesclando estacas tipo hélice contínua com diâmetros de 50 e 70 cm.

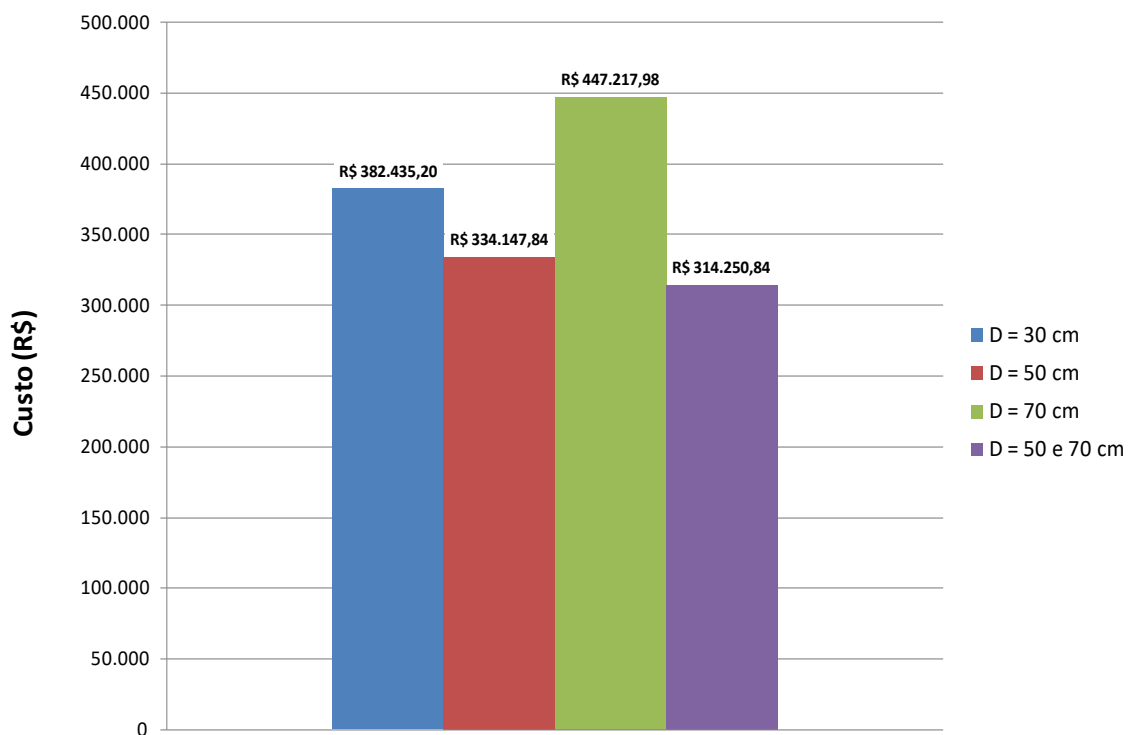
Tabela 34 – Custo total para fundação em Estaca Hélice para o dimensionamento otimizado.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
50	46	16,00	736,00	242,84	R\$ 178.730,24
70	20	17,00	340,00	398,59	R\$ 135.520,60
				SOMA	R\$ 314.250,84

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

O custo total de cada solução avaliada é mostrado, respectivamente, nas Tabelas 31 a 34 são mostrados na Figura 26.

Figura 26 - Custo total das soluções avaliadas – Estacas Hélice Contínua.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 26 define um menor custo para a solução otimizada com estacas hélice contínua de diâmetros 50 e 70 cm, que totaliza o custo total de **R\$ 314.250,84**.

5.4.2 Custo da fundação em estaca pré-moldada

Para a determinação do custo das estacas pré-moldadas centrifugadas foi utilizado o gerador de preços da CYPE Ingenieros, SA. De acordo com a CYPE, as Estacas Pré-moldadas de Concreto Centrifugadas com diâmetro de 33 cm possuem o custo de R\$ 180,26 por metro de cravação, as estacas de 42 cm custam R\$ 250,35 por metro e as estacas centrifugadas de 60 cm tem o valor de R\$ 359,89 por metro.

Caso seja adotado o diâmetro de 33 cm para o dimensionamento da fundação profunda do Galpão, o preço total da fundação se dará conforme a Tabela 35.

Tabela 35 – Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com $\varnothing = 33$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
33	128	14,00	1.792,00	180,26	R\$ 323.025,92

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Com isso, o custo total seria de R\$ 323.025,92 para o dimensionamento com a utilização das estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 33 cm.

No caso de ser considerado o diâmetro de 42 cm para o dimensionamento da fundação profunda do Galpão em estaca pré-moldada centrifugada, o preço total da fundação se dará conforme a Tabela 36:

Tabela 36 – Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com $\varnothing = 42$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
42	86	15,00	1.290,00	250,35	R\$ 322.951,50

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Logo, o custo total seria de R\$ 322.951,50 para o dimensionamento com estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetro de 42 cm.

Na Tabela 37 tem-se o custo para caso seja considerado o diâmetro de 60 cm.

Tabela 37 – Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada com $\varnothing = 60$ cm.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
60	66	17,00	1.188,00	359,89	R\$ 427.549,32

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

Então, caso seja adotado a Estaca Pré-moldada de Concreto com diâmetro de 60 cm no dimensionamento do projeto de fundação profunda do Galpão Logístico hipotético estudado, o custo total seria de R\$ 427.549,32.

A Tabela 38 mostra o custo caso seja adotado o dimensionamento otimizado, mesclando estacas pré-moldadas centrifugadas com diâmetros de 42 e 60 cm.

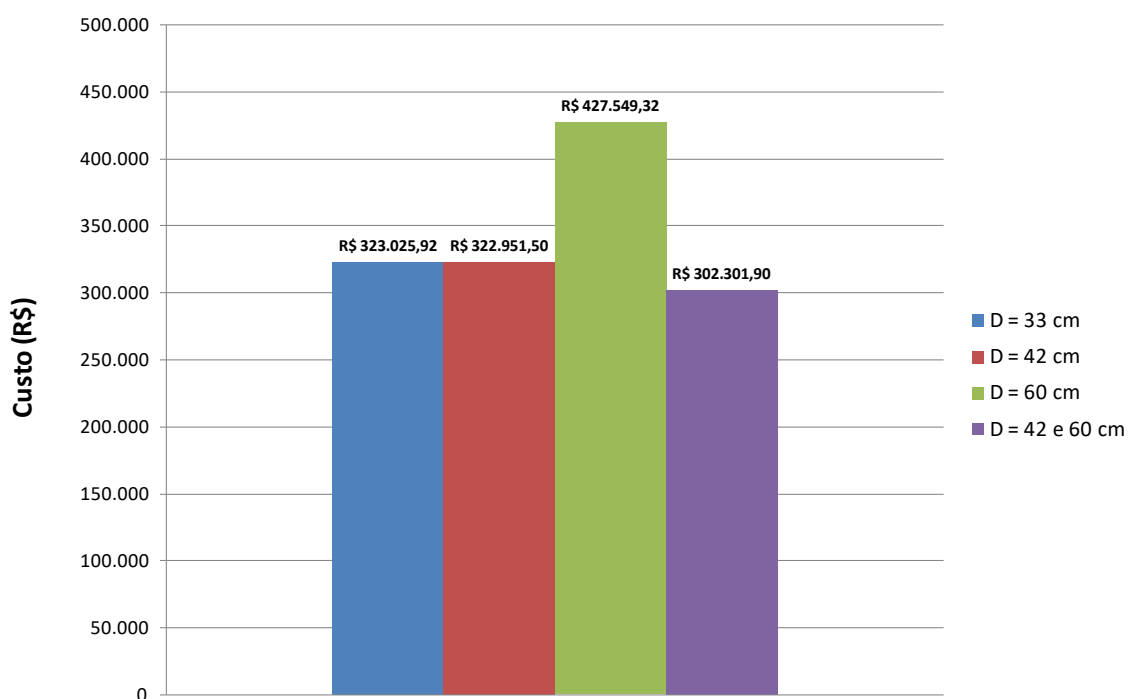
Tabela 38 – Custo total para fundação em Estaca Pré-moldada de concreto para o dimensionamento otimizado.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	R\$ / m	Preço total
42	46	15,00	690,00	250,35	R\$ 172.741,50
60	20	17,00	340,00	359,89	R\$ 129.560,40
				SOMA	R\$ 302.301,90

Fonte: Elaborado pelo Autor (2024).

O custo total de cada solução avaliada é mostrado, respectivamente, nas Tabelas 35 a 38 são mostrados na Figura 27.

Figura 27 - Custo total das soluções avaliadas – Estacas Pré-moldadas.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 27 define um menor custo para a solução otimizada com estacas pré-moldadas de concreto centrifugadas de diâmetros 42 e 60 cm, que totaliza o custo total de **R\$ 302.301,90**.

Outra questão de importância é que a solução em estacas hélice contínua se mostrou menos econômica que a solução em estacas pré-moldadas de concreto, quando comparadas pelo diâmetro (Tabela 39).

Tabela 39 – Comparação de custos entre as soluções com diâmetros próximos.

Estaca	Ø (cm)	Custo (R\$)	Diferença	
			Custo (R\$)	Percentual (%)
Hélice Contínua	30	382.435,20	59.409,28	-15,5
Pré-moldada de Concreto	33	323.025,92		
Hélice Contínua	50	334.147,84	11.196,34	-3,4
Pré-moldada de Concreto	42	322.951,50		
Hélice Contínua	70	447.217,98	19.668,66	-4,4
Pré-moldada de Concreto	60	427.549,32		
Hélice Contínua	50 e 70	314.250,84	11.948,94	-3,8
Pré-moldada de Concreto	42 e 60	302.301,90		

Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.5 PRAZO DAS FUNDAÇÕES

5.5.1 Prazo das fundações em estaca hélice contínua

Para a determinação da produtividade e prazo da fundação em estaca hélice contínua, foram procurados fornecedores no mercado de trabalho que atuam na execução desse tipo de fundação frequentemente. De acordo com a empresa Geofix Engenharia e Fundações, referência no mercado atual no ramo de execução de fundações, “a velocidade de perfuração produz em média 250 metros de estaca por dia dependendo do diâmetro, da profundidade, da resistência do terreno e principalmente do fornecimento contínuo do concreto”. Logo, para esse trabalho, foi considerado o uso de uma perfuratriz, com produtividade média de 250 metros lineares de estaca por dia, considerando o fornecimento ininterrupto de concreto. A Tabela 40 mostra o

resultado obtido para os diferentes diâmetros para a fundação em hélice escolhidos.

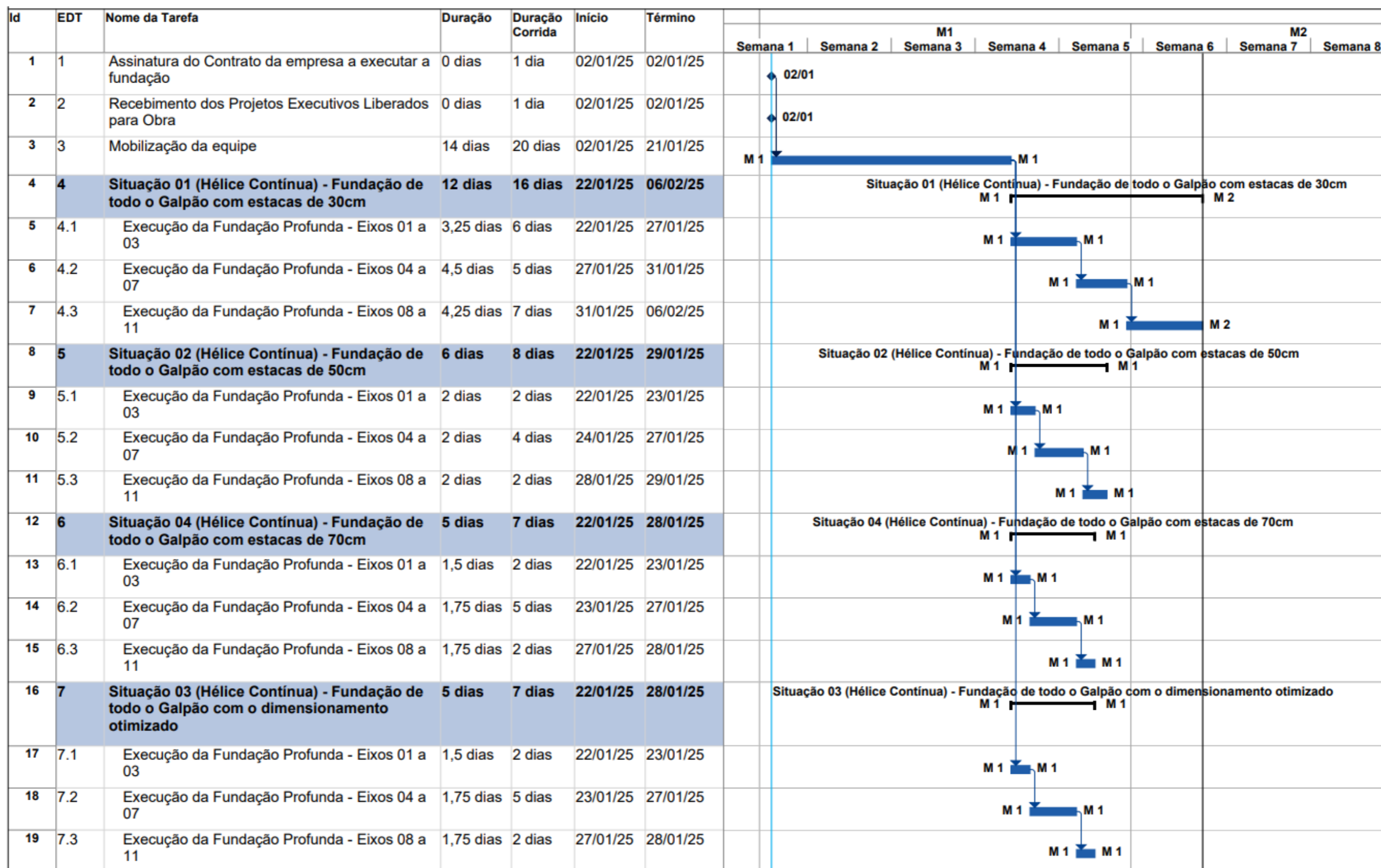
Tabela 40 – Prazo de execução para Estaca Hélice Contínua.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	m/dia	Prazo total (dias úteis)
30	210	14,00	2.940,00	250,00	12 dias
50	86	16,00	1.376,00	250,00	6 dias
70	66	17,00	1.122,00	250,00	5 dias
Otimizado 50 /70	66	16,00 / 18,00	1.076,00	250,00	5 dias

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Figura 28, é demonstrado o cronograma preliminar de execução da fundação profunda em estaca hélice contínua para cada cenário proposto, levando em conta o tempo de 20 dias corridos para mobilização da equipe e da perfuratriz e que o projeto executivo liberado para a obra já estará finalizado na data de assinatura do contrato da obra.

Figura 28 – Cronograma em MS Project para a fundação em Estaca Hélice Contínua.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.5.2 Prazo das fundações em estaca pré-moldada

“Em geral, a execução de 50 m diários é um índice de produtividade considerado bom quando se usam estacas pré-fabricadas, lembrando que variações podem ocorrer em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas” (NAKAMURA, 2014).

Com isso, para a determinação do prazo das fundações em estaca pré-moldada centrifugada, foi considerada a produtividade de 50 metros lineares de cravação por dia, com a utilização de um equipamento de bate-estaca (Tabela 41).

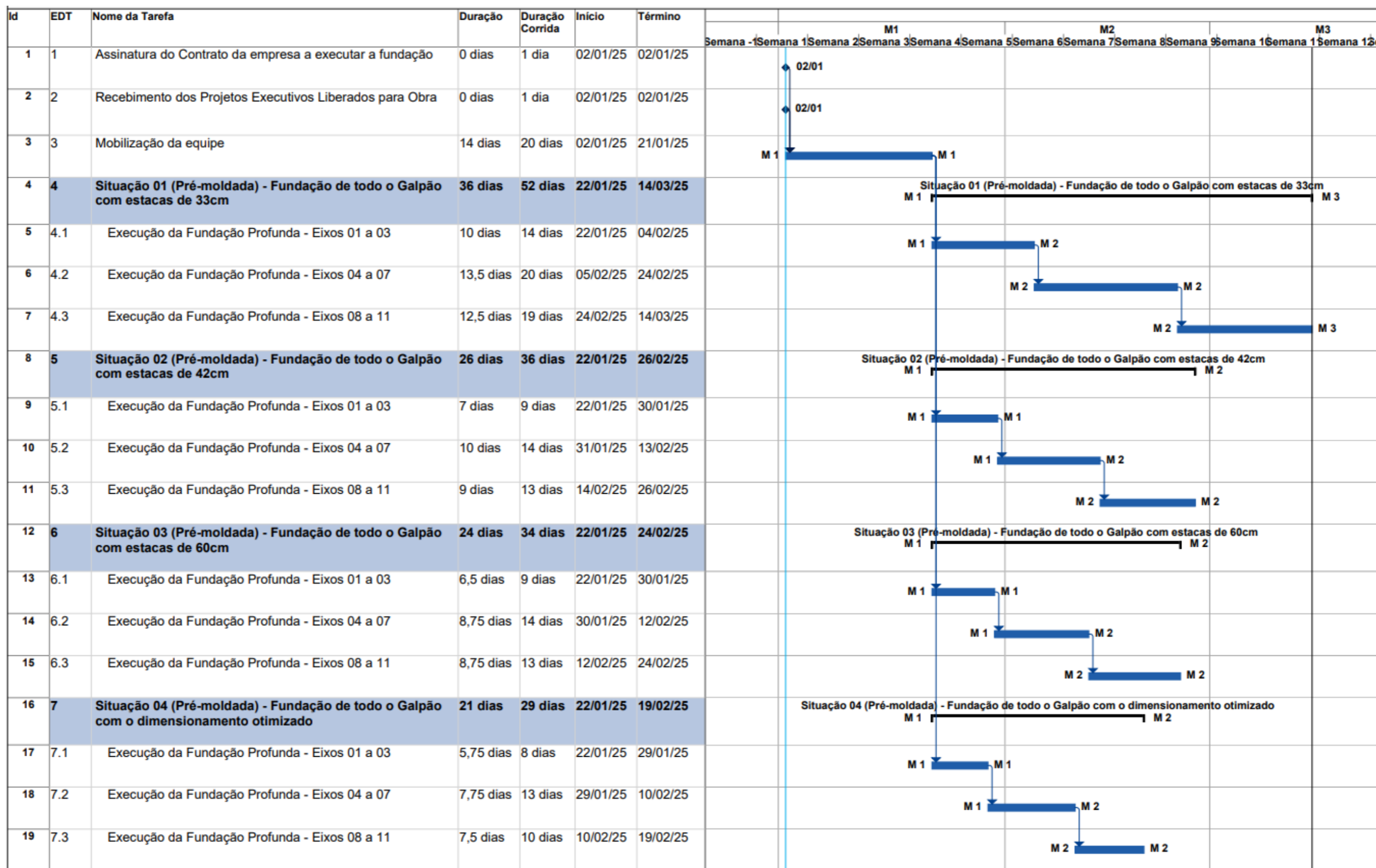
Tabela 41 – Prazo de execução para Estaca Pré-moldada Centrifugada.

Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	m/dia	Prazo total (dias úteis)
33	128	14,00	1.792,00	50,00	36 dias
42	86	15,00	1.290,00	50,00	26 dias
60	66	17,00	1.188,00	50,00	24 dias
Otimizado 42 / 60	66	15,00 / 17,00	1050,00	50,00	21 dias

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Figura 29, é demonstrado o cronograma preliminar de execução da fundação profunda em estacas pré-moldadas de concreto para cada cenário proposto, levando em conta o tempo de 20 dias corridos para mobilização da equipe e do bate-estaca e que o projeto executivo liberado para a obra já estará finalizado na data de assinatura do contrato da obra.

Figura 29 – Cronograma em MS Project para a fundação em Estaca Pré-moldada Centrifugada.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com os cálculos realizados para o dimensionamento, custo e prazo para os diferentes tipos de fundação e diâmetros propostos são apresentados na Tabela 42 para avaliar qual a melhor solução técnica e econômica.

Tabela 42 – Resultados obtidos.

Tipo de estaca	Diâmetro (cm)	Quantidade de estacas	Comprimento de cada estaca (m)	Comprimento total (m)	Preço Total	Prazo total (dias úteis)
Hélice Contínua	30	210	14	2.940,00	R\$ 382.435,20	12 dias
Hélice Contínua	50	86	16	1.376,00	R\$ 334.147,84	6 dias
Hélice Contínua	70	66	17	1.122,00	R\$ 447.217,98	5 dias
Hélice Contínua	50 / 70	66	16 / 17	1.076,00	R\$ 314.250,84	5 dias
Pré-moldada de concreto Centrifugada	33	128	14	1.792,00	R\$ 323.025,92	36 dias
Pré-moldada de concreto Centrifugada	42	86	15	1.290,00	R\$ 322.951,50	26 dias
Pré-moldada de concreto Centrifugada	60	66	17	1.188,00	R\$ 427.549,32	24 dias
Pré-moldada de concreto Centrifugada	42 / 60	66	15 / 17	1.050,00	R\$ 302.301,90	21 dias

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir dos resultados obtidos, nota-se que o menor custo total para a solução em estaca pré-moldada centrifugada será para o dimensionamento otimizado, com a utilização dos diâmetros 42 e 60 cm (R\$ 302.301,90), com prazo estimado em 21 dias úteis. Já para a solução em estaca hélice contínua, o dimensionamento otimizado também gerou o menor preço (R\$ 314.250,84), utilizando diâmetros de 50 e 70 cm, com tempo de execução de 5 dias úteis.

Quando comparadas as melhores soluções econômicas, em estaca hélice contínua e em estaca pré-moldada (Tabela 39), obtém-se uma diferença de custo de R\$ 11.948,94 (3,8%). Com isso, o prazo de execução se torna um fator importante na escolha da fundação, tendo em vista que o menor prazo evita riscos relacionados a possíveis atrasos contratuais, promove a aceleração

para a liberação das etapas seguintes do projeto e gera menor custo indireto para a obra.

Portanto, fazendo uma análise entre custo x prazo, tem-se que a melhor solução para a realização da fundação do Galpão Logístico hipotético estudado será a solução com a mescla de diâmetros de 50 e 70 cm com a estaca hélice contínua, sendo o posicionamento das estacas disposto no Apêndice B.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho se fez muito importante para consolidar os conhecimentos teóricos adquiridos em sala de aula durante o período da graduação, principalmente quanto ao dimensionamento de fundações profundas.

A fim de determinar as cargas geradas na fundação do galpão hipotético, foi realizado um estudo de pré-dimensionamento de cargas, seguindo as recomendações de dimensionamento das normas NBR 6122 (ABNT, 2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014), além da especificação de empresas e autores de referência para essa tipologia de construção, que foram citados durante o desenvolvimento do pré-dimensionamento da superestrutura deste projeto. De um modo geral, foi considerado a superestrutura composta por pilares pré-moldados de concreto, vigas pré-moldadas e lajes alveolares, com modulação de 10 x 10 (m) e um pavimento de mezanino. As cargas mais críticas foram nos pilares 13 e 46 (pilares intermediários, com cargas das quinas do mezanino), com valor de 1.652,50 kN.

Para a escolha do tipo de fundação foi analisado o solo da região escolhida para a implantação do galpão, a partir do ensaio SPT. No perfil do solo, notou-se que nos primeiros metros a resistência é muito baixa e há a presença de água na cota de 13 m. Com isso, foi escolhido para o projeto a avaliação do uso de estacas pré-moldadas de concreto e o uso das estacas tipo hélice contínua, tendo em vista que são metodologias construtivas que independem da presença de água no solo.

Definido o tipo de fundação a ser utilizada para a avaliação proposta no Trabalho, foi realizado o dimensionamento das estacas, levando em conta 4 diferentes cenários para o uso da estaca hélice contínua, e 4 diferentes cenários para o uso da estaca pré-moldada de concreto. Para a solução em hélice, foram considerados os seguintes cenários:

- a) Cenário 1 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 30 cm;
- b) Cenário 2 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 50 cm;

- c) Cenário 3 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 70 cm;
- d) Cenário 4 – dimensionamento otimizado, utilizando o menor número de estacas (estacas de 50 e 70 cm).

Para a solução em estaca pré-moldada de concreto foi adotado o uso da estaca centrifugada, na qual foram considerados os seguintes cenários:

- a) Cenário 1 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 33 cm;
- b) Cenário 2 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 42 cm;
- c) Cenário 3 – dimensionamento de toda a fundação do Galpão com estacas de diâmetro de 60 cm;
- d) Cenário 4 – dimensionamento otimizado, utilizando o menor número de estacas (estacas de 42 e 60 cm).

A partir da definição do diâmetro das estacas, o próximo passo executado foi o dimensionamento da quantidade de estacas das fundações para cada cenário, a partir das cartas de catálogo. Depois de determinar a quantidade de estacas por pilar, foi calculado o comprimento das estacas para cada cenário, utilizando o método de Aoki e Velloso (1975), a partir do ensaio SPT do local.

O custo para cada cenário de fundação em hélice foi definido a partir da SINAPI versão de agosto de 2024, enquanto para os cenários das estacas pré-moldadas, foi utilizado o gerador de preços da CYPE Ingenieros, SA. Para o cálculo do prazo da estaca hélice contínua, utilizou-se a produtividade da empresa Geofix Engenharia e Fundações (250 metros lineares por dia). Já para a produtividade das estacas pré-moldadas de concreto, foi considerada a produtividade de NAKAMURA (2014), descrita na revista Infraestrutura Urbana (50 metros lineares por dia).

Como resultado, concluiu-se que o dimensionamento com estacas pré-moldadas apresentou o custo final menor, porém muito parecido como custo final para o dimensionamento com estacas hélice contínua, e comum prazo total de 4,2 vezes maior. Com isso, optou-se pela utilização do projeto em

estacas hélice contínua por apresentar a melhor relação entre custo e prazo. Nesse projeto, chegou-se em 46 estacas com diâmetro de 50 cm (com armadura mínima e comprimento de 16 m) e 20 estacas com diâmetro de 70 cm (com armadura mínima e comprimento de 17 m), custo de R\$ 314.250,84 e prazo de 5 dias úteis para perfuração.

REFÊRENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT)**. Rio de Janeiro. 1991. 11p. **Cancelada, em revisão.**

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. 2019. 60p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2019. 108p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2020. 28p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603: Sondagem a trado - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2015. 5p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2016. 9p.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019, 164p.

AOKI, N. **Prática de fundações em estacas pré-moldadas em terra**. Palestra proferida no curso “Pile Foundations for Offshore Structures”. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1985.

AOKI, N.; ALONSO, U. R. **Previsão e comprovação da carga admissível em estacas**. Workshop ministrado no Instituto de Engenharia de São Paulo. Revista Engenharia, São Paulo, Instituto de Engenharia, n. 496/1993, p.17-26,1991.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Pan American Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 5, 1975, Buenos Aires, ..., Buenos Aires, v. 1.

BASTOS, P. S. **Flexão composta e pilares de concreto armado**. Bauru-SP. Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2024.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CEF). **Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil – SINAPI**. Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_664>. Acesso em: 02 de set. 2024.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

CUNHA, J. **Estruturas de concreto armado**. Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, 198 p. Apostila, 2014.

CYPE INGENIEROS, S.A. **Gerador de preços. Brasil**. Disponível em: <https://brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Profundas/Estacas_pre-fabricadas/Estaca_pre-fabricada_de_concreto_0_2_0_0_1.html>. Acesso em: 03 de set. de 2024.

EVOMAQ EQUIPAMENTOS. **Perfuratriz hélice contínua MAX POWER P1000/26**. Disponível em: <<https://www.evomaq.com.br/perfuratriz-helice-continua-p1000-26.php>>. em 10 de fev. de 2024.

GEOFIX ENGENHARIA E FUNDAÇÕES. **Estaca hélice contínua**. Disponível em: <<https://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>>. Acesso em: 10 de fev. de 2024.

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

MELO, C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2ª ed. São Paulo, SP: Pini, 2007. 534p.

NAKAMURA, J. Estacas pré-fabricadas de concreto. **Infraestrutura Urbana**, São Paulo-SP, ed. 38, p. 1-7, 2014. Disponível em: <https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/infraestrutura/Revista%20Infraestrutura%20Maio/revista_infraestrutura_urbana_estacas_pre_moldadas_de_concreto_2014_05.pdf>. Acesso em 08 de jul. de 2024.

PEREIRA, C. **Estaca hélice contínua – vantagens e desvantagens**. Escola Engenharia, 2019. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/>>. Acesso em 10 de fev. de 2024.

PEREIRA, C. **O que é bate-estaca?** Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/bate-estaca/>>. Acesso em 21 de fev. de 2024.

PEREIRA FILHO, E. Estacas pré-moldadas de concreto, procedimentos executivos. **AP&L Geotecnia, Fundações e Concreto**, Montes Claros – MG, p. 1-6, 2016. Disponível em: <<https://www.apl.eng.br/artigos/2016-METODOLOGIA-ESTACA-PRE-MOLDADA.pdf>>. Acesso em: 21 de fev. de 2024.

SERKI FUNDAÇÕES ESPECIAIS. **Estacas cravadas**. Disponível em: <<http://serki.com.br/servicos/estavas-cravadas/>>. Acesso em: 22 de fev. de 2024.

SKEMPTON, A. W. **A History of Soil Properties 1717-1927**. I.C.S.M.F.E., 11th, San Francisco, 1985. Golden Jubilee Volume. A.A. Balkema, Rotterdam/Boston, 1985.

TATU PREMOLDADOS. **Lajes alveolares**. Disponível em: <https://tatu.com.br/Conteudo/Pdf/pdf_atualizado/FT-ENG-17_Lajes_Alveolares.pdf>. Acesso em 15 de jun. de 2024.

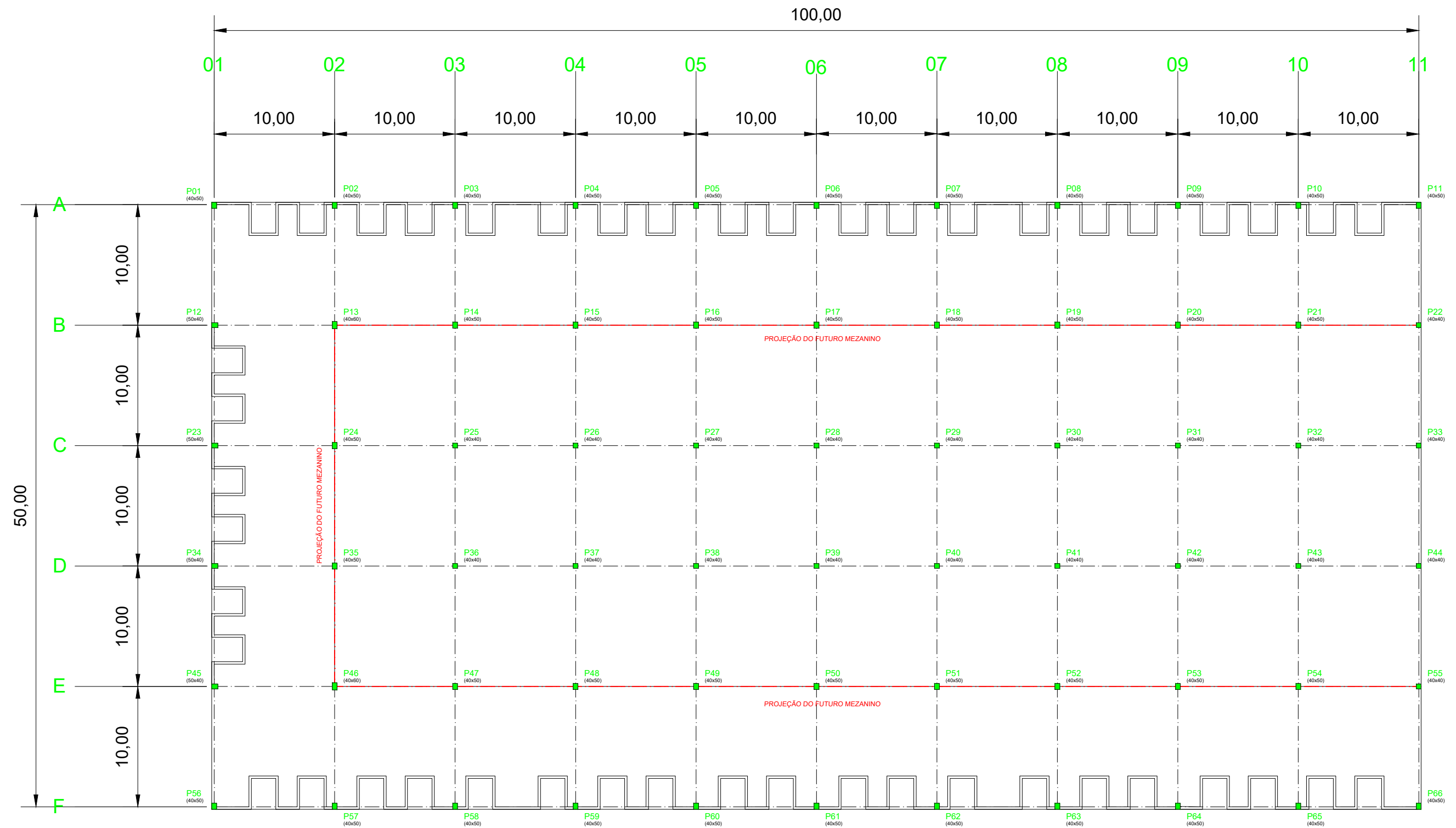
TATU PREMOLDADOS. **Tabelas de pré-dimensionamento de lajes alveolares**. Disponível em: <https://tatu.com.br/Conteudo/Pdf/pdf_atualizado/FT-ENG-16_Tabelas_de_Pr%C3%A9-Dimensionamento_de_Lajes_Alveolares.pdf>. Acesso em 15 de jun. de 2024.

UNIVERSIDADE TRISUL. **Blocos de fundações – execução**. Disponível em: <<https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/execucao-de-blocos-de-fundacoes>>. Acesso em: 17 de set. de 2024.

VAN ACKER, A. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Tradução: Marcelo Ferreira, ABCIC, 2002.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 568p.

APÊNDICE A - Planta de Locação dos Pilares e Mezanino



APÊNDICE B - Planta de Localização de Estacas

