

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS
GERAIS - *CAMPUS* AVANÇADO PIUMHI
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Susana Maria Oliveira Costa

ESTUDO DE CASO: FUNDAÇÃO PARA SOBRADO RESIDENCIAL NA CIDADE DE
PIMENTA - MG

Piumhi - MG

2025

SUSANA MARIA OLIVEIRA COSTA

ESTUDO DE CASO: FUNDAÇÃO PARA SOBRADO RESIDENCIAL NA CIDADE DE
PIMENTA - MG

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto Federal de Ciência e
Tecnologia de Minas Gerais como requisito
parcial para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientadora: Professora Dra. Dayana Keitty
Carmo Gonçalves

Coorientador: Professor Me. Júnior Henrique
Canaval

Piumhi - MG

2025

C837e Costa, Susana Maria Oliveira.

Estudo de caso: fundação para sobrado residencial na cidade de Pimenta-MG [manuscrito] / Susana Maria Oliveira Costa. – 2025.
113 f. : il. color.

Orientadora: Dayana Keity Carmo Gonçalves.

Coorientador: Júnior Henrique Canaval.

Trabalho de Conclusão de Curso (bacharelado) – Instituto Federal Minas Gerais. *Campus* Avançado Piumhi, 2025.

1. Engenharia civil - fundações. 2. Solos – sondagem. 3. Estacas de concreto. I. Gonçalves, Dayana Keity Carmo. II. Canaval, Júnior Henrique. III. Instituto Federal de Minas Gerais. *Campus* Avançado Piumhi. IV. Título.

CDD 624.15

Catálogo: Andreia Cristina Damasceno - CRB-6/1974

Susana Maria Oliveira Costa

ESTUDO DE CASO: FUNDAÇÃO PARA SOBRADO RESIDENCIAL NA CIDADE DE
PIMENTA - MG

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto Federal de Ciência e
Tecnologia de Minas Gerais como requisito
parcial para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Aprovado em: 02 / 07 / 2025 pela banca examinadora:

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente



CARLA CRISTIANE SILVA
Data: 16/07/2025 10:11:59-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dra. Carla Cristiane Silva - IFMG

Documento assinado digitalmente



STELLA MARIA GOMES
Data: 16/07/2025 08:32:03-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof^a. Ma. Stella Maria Gomes - IFMG

Documento assinado digitalmente



DAYANA KEITTY CARMO GONCALVES
Data: 16/07/2025 05:57:54-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof^ª. Dra. Dayana Keitty Carmo Gonçalves - CEFET (Orientadora)

AGRADECIMENTOS

A fundação é a base de uma edificação. É o suporte que permite que a mesma seja construída. Comparativamente, no processo de construção desse trabalho, nada mais justo que agradecer a todos que foram base e suporte para mim. Sem vocês a concretização desse sonho não seria possível.

Deus foi a base de tudo. Gratidão por ter um Pai tão bom, que cuida de mim, me dá forças para seguir em frente e que me mostrou mais uma vez que tudo acontece no tempo d'Ele.

Agradeço aos meus pais, pelo amor e apoio incondicional. À minha irmã e meu cunhado por todos conselhos e incentivo. À minha avó por toda oração para que esse sonho fosse realizado. Ao meu namorado por ser meu exemplo de determinação e por toda compreensão. A todos meus familiares e amigos que torceram para a conclusão dessa etapa.

Também devo agradecer a Deus por ter colocado educadores incríveis em meu caminho. Thais e Tobias, obrigada por terem iniciado esta caminhada comigo e por tanto conhecimento compartilhado. Dayana, obrigada pela orientação, por ter estado ao meu lado e por tanta dedicação e disposição. Você foi bem que mais que uma orientadora, foi uma amiga. Júnior Canaval, sua colaboração como coorientador foi essencial para que este trabalho alcançasse o nível de qualidade desejado, obrigada.

Agradeço a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho, em especial ao professor Renato Grossi, pelas valiosas contribuições técnicas, ao arquiteto Ronan Rodrigues e à Lara & Melo Engenharia, representada por Magda e André, pelo apoio na escolha do tema e pelos aprendizados proporcionados durante o período em que estive na empresa.

RESUMO

As fundações são os elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas provenientes de uma estrutura ao solo. Diversos são os tipos de fundações que podem ser adotadas como solução para uma edificação. Para a escolha da melhor solução, ou seja, visando um projeto eficaz, é indispensável uma análise técnica e econômica de diversos fatores, como: dados da edificação a ser construída, características do solo, informações sobre edificações vizinhas, custo, tempo de execução e limitações tecnológicas da região da edificação. Dessa forma esse trabalho visa avaliar por meio de um estudo de caso, opções para a fundação de um sobrado residencial na cidade de Pimenta-MG. Como resultado é apresentado o dimensionamento da fundação com melhor potencial para o caso: estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal, considerando dois métodos semiempíricos no cálculo da capacidade de carga de estacas: Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. O dimensionamento foi automatizado por meio de planilha eletrônica, seguindo as disposições normativas e as prescrições técnicas presentes na literatura. Por fim, realizou-se uma análise comparativa entre a solução proposta e a solução executada, no que tange ao volume de concreto necessário, permitindo inferir que a opção sugerida demanda menor quantidade.

Palavras-chave: engenharia civil - fundações; solos - sondagem; estacas de concreto.

ABSTRACT

Foundations are structural elements that transfer loads from a structure to the ground. Various foundation types can be considered for building projects, and selecting the most suitable option requires a comprehensive technical and economic analysis. Factors such as the characteristics of the structure, soil properties, neighboring constructions, cost, execution time, and local technological limitations must all be evaluated. This study presents a case study of foundation design for a two-story residential building located in Pimenta, Minas Gerais, Brazil. Mechanically excavated piles with a helical auger were identified as the most suitable solution, with bearing capacity estimated using two semi-empirical methods: Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma. The design process was automated using an electronic spreadsheet, adhering to applicable standards and established technical guidelines. Finally, a comparative analysis between the proposed and the executed solutions — focused on required concrete volume — demonstrated that the suggested alternative demands a smaller quantity.

Keywords: civil engineering - foundations; soils - drilling; concrete piles.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ensaio de uso comum na prática brasileira	23
Figura 2 – Equipamento de sondagem SPT.....	26
Figura 3 – Informações importantes em um perfil de sondagem SPT	29
Figura 4 – Exemplo de perfil de sondagem SPT	30
Figura 5 – Análises do projeto de fundações.....	31
Figura 6 – Consequências do descumprimento dos requisitos básicos de um projeto de fundação: (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo (c) colapsos dos elementos estruturais, resultantes de projetos deficientes	32
Figura 7 – Fundação superficial e profunda	33
Figura 8 – Tipos de fundações rasas: a) Sapata, b) Radier e c) Bloco	34
Figura 9 – Sapata	35
Figura 10 – Sapata isolada.....	36
Figura 11 – Ângulo β nos blocos de fundação	37
Figura 12 – Tipologia para blocos de fundação rasa	38
Figura 13 – Radier	39
Figura 14 – Transmissão de carga em fundações profundas	40
Figura 15 – Tipos de trado manual.....	42
Figura 16 – Execução da estaca Strauss	44
Figura 17 – Estaca Strauss: a) Escavação; b) Limpeza do furo; c) Concretagem após colocação da armadura; d) Estaca pronta	45
Figura 18 – Estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal	46
Figura 19 – Estaca Franki <i>standard</i>	48
Figura 20 – Estaca hélice contínua	49
Figura 21 – Processo executivo estaca raiz	51
Figura 22 – Estacas pré-moldadas de concreto	52
Figura 23 – Estacas metálicas: (a) perfil de chapas soldadas; (b) perfis I laminados, associados (duplo); (c) perfis tipo cantoneira, associados (duplo); (d) tubo; (e) trilhos associados (duplo); e (f) trilhos associados (triplo).....	53
Figura 24 – Estaca de madeira.....	54
Figura 25 – Tubulão: vista em corte e em planta	55
Figura 26 – Projeções do tubulão	56
Figura 27 – Exemplo de estaqueamento.....	70
Figura 28 – Localização da edificação	71
Figura 29 – Planta de locação.....	72
Figura 30 – Planta baixa: Térreo	73
Figura 31 – Planta baixa: 1º pavimento.....	74
Figura 32 – Locação dos furos de sondagem	75
Figura 33 – Equipamento de sondagem SPT manual.....	76
Figura 34 – Perfil de sondagem: F01	77
Figura 35 – Perfil de sondagem: F02	78
Figura 36 – Modelagem estrutural	79
Figura 37 – Planta de locação dos pilares	80

Figura 38 – Etapas do trabalho	84
Figura 39 – Execução estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal	96

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Número de sondagens em função da área	22
Quadro 2 – Estado de compacidade e consistência	27
Quadro 3 – Condições básicas para um bom projeto e execução correta de uma fundação	31
Quadro 4 – Vantagens e Desvantagens da Sapata	36
Quadro 5 – Tipos de estacas	41
Quadro 6 – Estaca escavada mecanicamente: Problemas, possíveis causas e providências	47
Quadro 7 – Armação de estacas ou tubulões moldados <i>in loco</i>	58
Quadro 8 – Valores de K e α	62
Quadro 9 – Fatores de correção $F1$ e $F2$ atualizados.....	63
Quadro 10 – Valores do coeficiente característico do solo (C).....	64
Quadro 11 – Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	65
Quadro 12 – Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	65
Quadro 13 – Carga de catálogo (Pe) para estacas	68
Quadro 14 – Dados dos pilares.....	81
Quadro 15 – Furo de sondagem x Pilar x Carga.....	82
Quadro 16 – Resultados estacas Strauss.....	88
Quadro 17 – Resultados estacas escavadas com trado mecânico.....	89
Quadro 18 – Percentual de variação da carga admissível nas estacas Strauss	90
Quadro 19 – Percentual de variação da carga admissível nas estacas escavadas com trado mecânico.....	92
Quadro 20 – Estaqueamento: estacas Strauss e escavadas com trado mecânico.....	94
Quadro 21 – Volume de concreto: Solução proposta.....	96
Quadro 22 – Volume de concreto: Solução executada.....	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEFET – Centro Federal de Educação Tecnológica

cm – Centímetro

CPT – Ensaio de Penetração de Cone

CPTU – Ensaio de Penetração de Cone com medição de pressão de poros

DF – Distrito Federal

DMT – Ensaio Dilatométrico de Marchetti

Dra. – Doutora

ed. – Edição

ELU – Estado Limite Último

etc. – Et cetera (e outras coisas)

F01 – Furo 01 de sondagem

F02 – Furo 02 de sondagem

IFB – Instituto Federal de Brasília

IFMG – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais

INBEC – Instituto Brasileiro de Educação Continuada

kg – Quilograma

kN - Quilonewton

m – Metro

m² – Metro quadrado

Me. – Mestre

MG – Minas Gerais

mm – Milímetro

MPa - Megapascal

n^o – Número

NBR – Norma Regulamentadora Brasileira

NR – Norma Regulamentadora

p. – Página

P1, P2, P3 – Identificação dos pilares

PMT – Ensaio Pressiométrico de Ménard

RN – Ponto de referência

SC – Santa Catarina

SPT – Ensaio de Penetração Padrão

tf – Tonelada-força

UNESP – Universidade Estadual Paulista

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

UnB – Universidade de Brasília

LISTA DE SÍMBOLOS

N	Índice de resistência à penetração do solo
\leq	Menor ou igual
$>$	Maior que
β	Ângulo dos blocos de fundação
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
R_L	Resistência por atrito lateral
R_P	Resistência de ponta
r_P	Resistência de ponta em unidades de tensão
A_P	Área da seção transversal da ponta
U	Perímetro do fuste
r_L	Resistência lateral em unidades de tensão
Δ_L, L	Comprimento
R	Capacidade de carga
q_c	Resistência de ponta do cone
f_s	Atrito lateral unitário da luva
F_1, F_2	Fatores de correção
K	Coefficiente do solo
α	Razão de atrito
N_P	Índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta
N_L	Índice de resistência à penetração médio na camada de solo de comprimento Δ_L
D, \emptyset	Diâmetro
C	Coefficiente característico do solo
α, β	Fatores do Método Décourt Quaresma
P_{adm}	Carga admissível
R_k	Tensões características
S_k	Solicitações características
FS_g	Fator de segurança global
P_e	Carga de catálogo
n_E	Número de estacas necessárias
N_S	Carga do pilar

P Profundidade da estaca
 V Volume de concreto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	JUSTIFICATIVA	17
3	OBJETIVOS	19
3.1	OBJETIVO GERAL	19
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
4.1	FUNDAÇÕES.....	20
4.2	INVESTIGAÇÃO DO SOLO.....	21
4.2.1	Métodos de sondagem.....	23
4.2.1.1	Ensaio de Campo SPT.....	24
4.3	PROJETO DE FUNDAÇÕES	30
4.4	FUNDAÇÕES RASAS.....	33
4.4.1	Sapatas	35
4.4.2	Blocos.....	37
4.4.3	Radier	38
4.5	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	39
4.5.1	Estacas.....	41
4.5.1.1	Broca	42
4.5.1.2	Estaca Strauss.....	43
4.5.1.3	Estaca escavada com trado mecânico helicoidal.....	45
4.5.1.4	Estaca Franki.....	47
4.5.1.5	Estaca hélice contínua	49
4.5.1.6	Estaca raiz	50
4.5.1.7	Estaca pré-moldada de concreto	51
4.5.1.8	Estaca metálica.....	52
4.5.1.9	Estaca de madeira.....	54
4.5.2	Tubulões.....	55
4.6	CAPACIDADE DE CARGA.....	57
4.6.1	Método Aoki e Velloso (1975)	60
4.6.2	Método Décourt e Quaresma (1978).....	63
4.7	CARGA ADMISSÍVEL	66
4.8	CARGA DE CATÁLOGO	67

4.9	DETERMINAÇÃO DO ESTAQUEAMENTO.....	69
5	MATERIAIS E MÉTODOS	71
5.1	MATERIAIS.....	71
5.1.1	Edificação analisada.....	71
5.1.2	Investigação geotécnica	75
5.1.3	Quadro de cargas.....	79
5.2	MÉTODOS	83
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	85
6.1	FUNDAÇÕES COM POTENCIAL RELEVANTE PARA O CASO.....	85
6.2	CAPACIDADE DE CARGA.....	87
6.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO	90
6.3.1	Estaca Strauss.....	90
6.3.2	Estaca escavada com trado mecânico	92
6.4	ESTAQUEAMENTO	94
6.4.1	Comparação entre os tipos de estaca.....	95
6.5	COMPARAÇÃO ENTRE A SOLUÇÃO PROPOSTA E A SOLUÇÃO EXECUTADA	96
7	CONCLUSÃO	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
	APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS	106
	ANEXO A – LOCAÇÃO, CORTES E MAPA DE CARGAS DA FUNDAÇÃO EXECUTADA	114

1 INTRODUÇÃO

As fundações são elementos estruturais essenciais para qualquer obra, visto que segundo Azeredo (1997) são os elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas de uma estrutura ao solo. Com isso, devem resistir às tensões causadas pelos esforços solicitantes e para que não ocorra ruptura e nem deteriorações à construção, o solo também deve possuir resistência suficiente para suportar os esforços (SOUSA *et al.*, 2018). Para Botelho (2015), as fundações são estruturas que recebem as cargas e as distribuem no solo, de modo que não fiquem submetidas a eventuais rompimentos do solo, sejam econômicas, que o risco de recalques seja pequeno e a segurança para os executores seja garantida, visto que envolvem escavações no terreno.

Para Velloso e Lopes (2010), o projeto e execução desses elementos fundamenta-se na Geotecnia e no Cálculo Estrutural. No campo do Cálculo Estrutural requer do profissional conhecimentos de análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado, protendido, aço e madeira. Na área de Geotecnia, é relevante conhecimentos de Geologia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.

Conhecer o solo é uma ação indispensável para elaboração de um bom projeto de fundações. Alonso (2019) afirma que a conclusão desse projeto só acontece após a finalização da execução das mesmas, visto o solo ser um material não concebido pelo homem e dotado de minúcias impostas pela natureza. Além disso, o autor ressalta a importância da competência e comprometimento das equipes envolvidas com o projeto, a execução e o controle, para um bom desempenho das fundações; visto que não é possível inspecionar com facilidade esses elementos após sua execução, devido ao fato de ficarem enterradas.

Diversos são os tipos de fundações que podem ser adotadas em um projeto. Elas são divididas em fundações rasas: sapatas, blocos, radier; e fundações profundas: estacas e tubulões. No caso das estacas essas ainda podem ser divididas em pré-moldadas e moldadas *in loco*. Visando um projeto eficaz, com menor custo, é necessário a análise de diversos fatores, para a escolha da melhor solução. Assim, na escolha do melhor tipo de fundação, além de considerar os dados da edificação a ser construída, as características do solo, as informações sobre edificações vizinhas, as cargas da superestrutura; o projetista deve analisar, ainda, a questão do custo, o tempo de execução e as limitações tecnológicas da região da edificação, como por exemplo, a disponibilidade de equipamentos.

Tendo em vista as considerações apresentadas, o presente trabalho consiste na avaliação de opções para a fundação de um sobrado residencial na cidade de Pimenta-MG, e

posterior dimensionamento geotécnico da fundação selecionada para o caso, baseando-se nas prescrições teóricas da bibliografia corrente e nas disposições normativas.

2 JUSTIFICATIVA

Alonso (2019) ressalta sobre o perigo da generalização quando se trata de fundações. Segundo o autor, duas estruturas iguais, com mesma arquitetura, materiais e cargas, não são necessariamente iguais em relação às suas fundações. Cada caso necessita de uma análise específica que leve em consideração todas as suas condicionantes e dados disponíveis.

Ademais, no processo de definição da fundação para cada obra, a investigação do solo é fundamental. Pinto (2006) ressalta que o comportamento do solo deve ser corretamente levado em consideração em todas as obras de Engenharia Civil, visto que todas elas se apoiam sobre o terreno. A NBR 6122:2022 corrobora com a declaração do autor supracitado ao afirmar que para qualquer edificação, deve ser realizada uma investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão, com Ensaio de Penetração Padrão (SPT).

A ausência completa de sondagem do solo é o motivo do emprego de solução inapropriada de fundação, em mais de 80% dos casos de má performance de fundações de obras pequenas e médias (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2015). Caputo (1988) reforça tamanha importância do estudo do solo, ao afirmar que alguém já comparou o engenheiro que desconsiderasse essa investigação, com um cirurgião que realizasse a cirurgia sem diagnosticar o paciente ou com um advogado que representasse o cliente em um processo judicial sem antes entender a causa. Ou seja, o conhecimento das características e comportamento do solo é essencial para um projeto de fundações eficaz.

Com custo podendo variar entre 3% e 7% do custo total da obra, a fundação não é o item mais caro de um empreendimento. Entretanto, custos diretos e indiretos elevados podem surgir devido a falhas de projeto e vícios na execução (JOPPERT JUNIOR, 2007). Por isso se faz tão importante a elaboração de um Projeto de Fundações que atenda as características técnicas e ao mesmo tempo seja adequado à realidade da obra, visando garantir segurança e economia.

Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), acrescentam que a necessidade de reforço da fundação e a existência de patologias, podem gerar custos superiores ao custo inicial estimado para a obra; além de trazer uma imagem negativa para os profissionais envolvidos, processos judiciais para conhecimento das causas e responsabilidades, interdição e possível evacuação do local, entre outros problemas. Por isso se faz tão importante um projeto de fundações criterioso, bem elaborado e uma execução amparada por profissionais capacitados e responsáveis.

Sendo assim, a abordagem do tema justifica-se visto a importância de um estudo criterioso das opções de fundações existentes para cada obra, com uma análise fundamentada

nas condicionantes e nos dados do solo e da edificação, buscando apresentar uma solução com potencial relevante para cada caso. O estudo de caso poderá servir de comparativo e orientar tanto estudantes quanto profissionais da área de engenharia civil, em relação à avaliação dos tipos de fundações para cada edificação, bem como no processo de dimensionamento geotécnico destes elementos.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo Geral

Apresentar uma solução viável para a fundação de um sobrado residencial na cidade de Pimenta-MG.

3.2 Objetivos Específicos

- Realizar estudo sobre os diferentes tipos de fundações e suas particularidades;
- Analisar o relatório de sondagem do solo, avaliando suas características e as possíveis soluções geotécnicas e estruturais empregáveis;
- Selecionar tipos de fundações com potencial relevante para o caso e apresentar o dimensionamento geométrico das mesmas, tendo por base métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga;
- Comparar a solução proposta com a empregada na execução da obra, no que diz respeito ao volume de concreto.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Fundações

A fundação compreende todo o conjunto de peças estruturais que tem como função a transferência das cargas da superestrutura ao solo, sendo capaz ao mesmo de tempo, de resistir às tensões advindas das solicitações, sem provocar rupturas no solo, considerando aspectos de segurança, economia e durabilidade (SOUZA e DOS SANTOS, 2014). Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) apresentam uma definição parecida ao afirmar que a fundação é o resultado da necessidade de se transmitir cargas ao solo devido à construção de uma estrutura. Por ser a parte da edificação responsável por realizar essa transmissão, a fundação deve ser uma estrutura sólida e segura. O surgimento de qualquer problema que comprometa sua eficiência e segurança, pode ocasionar o colapso da edificação e provocar até mesmo mortes.

Segundo Alonso (2019), assim como qualquer outra parte da edificação, o projeto e execução das fundações deve garantir, sob a atuação das cargas em serviço, as seguintes condições mínimas: Segurança, Funcionalidade e Durabilidade. Uma fundação precisa respeitar os coeficientes de segurança contra a ruptura determinados pelas normas técnicas, tanto em relação às resistências dos elementos estruturais que a constitui, quanto em relação ao solo que lhe oferece sustentação. Quanto à funcionalidade, a fundação precisa assegurar deslocamentos pertinentes ao tipo e a destinação da estrutura. Na fase do projeto da fundação, o profissional responsável pelo cálculo da estrutura deve trabalhar em conjunto com o responsável pelo cálculo da fundação para que seja estimado os recalques. Por fim, deve-se garantir também a durabilidade da fundação, pois a mesma necessita apresentar tempo de vida útil no mínimo, igual ao tempo da estrutura. A realização de um estudo detalhado das alterações das resistências dos materiais componentes da fundação, do solo e das ações atuantes, no decorrer do tempo, é fundamental para garantir a durabilidade.

Sobre o comportamento das fundações, esse pode ser afetado por diversos fatores a longo prazo. Esses fatores inicialmente são os advindos do próprio projeto, que envolve o estudo do solo. Em seguida tem-se os processos construtivos e por fim os efeitos de situações que podem ocorrer após a implantação, inclusive a possível degradação dos elementos (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID, 2015).

Segundo Joppert Junior (2007) três fases compõem o controle de qualidade das fundações: escolha da solução ideal do ponto de vista técnico e econômico, detalhamento do projeto executivo e por fim, o controle de campo da execução do projeto. Nessa última fase

comumente ocorre alterações e intervenções no projeto por motivo de interferências enterradas, falhas na locação, variação do solo, etc.

4.2 Investigação do solo

Uma adequada investigação do solo é primordial para um eficaz projeto de fundações em todas as obras de Engenharia Civil. É de suma importância que o profissional da Engenharia de Fundações, antes de iniciar a concepção e projeto de uma obra, tenha conhecimento a respeito das condições do solo no local onde será executada a fundação, visto que o mesmo é um material natural, com características e comportamento específicos (VELLOSO E LOPES, 2010). Além disso, o Brasil possui grande diversidade de solos ao longo de sua extensão territorial, com características próprias de cada local.

Segundo Caputo (1988, p.7), o engenheiro deve reconhecer sobre a complexidade ao se trabalhar com o solo:

O Engenheiro deve ter sempre presente que está tratando com um material (o terreno) extremamente complexo, que varia de lugar para lugar e que, em geral, não pode ser observado em sua totalidade, mas, tão-somente, através de amostras (ainda assim suscetíveis a alterações quando de sua extração do maciço) ou de ensaios *in loco*. Mais ainda, o seu comportamento e função das pressões com que é solicitado, bem como depende do tempo e do meio físico, não possuindo uma definida relação tensão-deformação.

Todo projeto de fundações considera as cargas atuantes advindas da obra e a reação do solo a estas solicitações. Devido aos diferentes tipos de solos existentes e as diversas maneiras que esses podem responder às solicitações, toda experiência passada de geração em geração pelos construtores está sempre relacionada ao tipo de solo existente (HACHICH *et al.*, 1998).

Diante desse contexto, realizar a sondagem do solo é uma ação crucial no Projeto de Fundações. Segundo Santos (2017), para se obter uma boa eficiência na seleção do tipo da fundação e na sua economia, é indispensável uma investigação bem executada e detalhada, ou seja, realizada com cuidado e atenção por uma equipe qualificada. Rebello (2008) afirma que o entendimento das propriedades do solo é fundamental, não apenas para a seleção do tipo adequado de fundação e seu dimensionamento, mas também para a identificação de fatores adversos, como a presença de água, matacões e vazios, que podem impactar diretamente o processo de execução da obra.

Quanto ao custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento, no Brasil, esse varia geralmente entre 0,2 e 0,5% do custo total de obras convencionais (SCHNAID E

ODEBRECHT, 2012). Caputo (1998) complementa ao afirmar que esse custo é negligenciável em valor, porém o processo é essencial para a escolha do tipo de fundação apropriada para obra, devido ao fato de que qualquer falha nessa determinação pode ocasionar além de outros grandes problemas, altos custos de recuperação da obra e até mesmo o seu colapso.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) aspectos relacionados a investigação do solo são as causas mais frequentes de problemas de fundações. Essa afirmação dos autores pode ser explicada tendo como base o entendimento de que muitos indivíduos ainda não conseguem visualizar a importância do investimento em investigação geotécnica para a obtenção de projetos mais seguros e econômicos e consideram a técnica como algo dispendioso e desnecessário. Santiago (2014) lamenta a alta frequência da prática de fundações em obras de pequeno porte sem realização de sondagem do solo e afirma ser inadmissível esse tipo de ocorrência.

Diante de tamanha importância da investigação do solo e dos possíveis grandes problemas que podem ocorrer com a não realização dos ensaios, a NBR 8036:1983 traz informações sobre o número, a localização e a profundidade das sondagens de simples reconhecimento dos solos, ao determinar as condições exigíveis na programação das investigações. Segundo a norma, o número de sondagens em um terreno, bem como a sua localização em planta, depende do tipo de estrutura a ser construída, das suas particularidades e das condições geotécnicas do subsolo. Esse número deve ser suficiente para a obtenção de perfis que ilustrem a provável variação das camadas do subsolo do local analisado, além de que os furos devem ser igualmente distribuídos em toda a área visando uma maior representatividade do solo.

Ainda sobre a quantidade de sondagens necessárias, a NBR 8036:1983 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) determina o valor mínimo em função da área da projeção em planta da edificação, conforme apresentado no Quadro 1.

Quadro 1 – Número de sondagens em função da área

Área da projeção em planta do edifício (m²)	Número de sondagens
0 a 200	2
201 a 400	3
401 a 1200	No mínimo 1 para cada 200 m ² , respeitando o mínimo de 3 sondagens

1201 a 2400	1 para cada 200 m ² (até 1200 m ²), acrescido de 1 para cada 400 m ² que excederem de 1200 m ² até 2400 m ²
Maior que 2400	Deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção

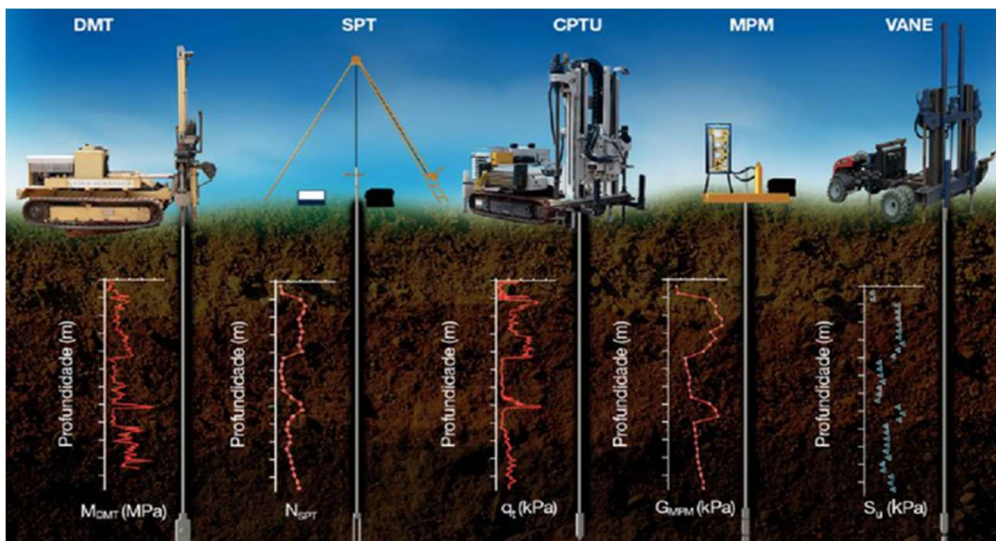
Fonte: Adaptado de: NBR 8036 da ABNT, 1983.

4.2.1 Métodos de sondagem

Diversos são os métodos de sondagem disponíveis no mercado. Velloso e Lopes (2010) citam os principais para projetos de fundações: poços, sondagens a trado, sondagens a percussão como o ensaio denominado *Standard Penetration Test* ou Ensaio de Penetração Padrão (SPT), sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaio de cone denominado *Cone Penetration Test* ou Ensaio de Penetração de Cone (CPT) e *Pressuremeter Ménard Test*, que em tradução literal é: Ensaio Pressiométrico de Ménard (PMT). Ademais, os autores reforçam que o *Vane test*, que significa: Ensaio de campo de palheta e o *Dilatometric Marchetti Test* ou Ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT); são utilizados somente em casos excepcionais, considerando o ponto de vista de fundações para estruturas.

Schnaid e Odebrecht (2012) informam que as técnicas já utilizadas no Brasil e disponíveis para uso comercial são: SPT; Cone; *Piezocone Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement* ou em tradução literal: Ensaio de penetração de Cone com medição de pressão de poros (CPTU), também conhecido como Ensaio de Piezocone; Pressiômetro; Palheta e Dilatômetro. Na Figura 1 estão ilustrados alguns desses ensaios citados.

Figura 1 – Ensaios de uso comum na prática brasileira



Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

Diante de várias opções para investigar o subsolo, cabe ao engenheiro responsável avaliar e optar pelo processo mais viável para cada obra, de acordo com a necessidade e considerando o melhor custo-benefício. Conciani *et al.* (2013) afirmam que uma grande vantagem da existência de diversos tipos de sondagem é a possibilidade de usar mais de um tipo para obter mais informações do solo.

Cada tipo de ensaio de sondagem, com seu propósito e ferramenta utilizada, é capaz de fornecer informações do solo, essenciais para o desenvolvimento de um Projeto de Fundações. De acordo com Caputo (1988), a escolha do método e da técnica de investigação do solo, assim como a sua abrangência, dependem das características da construção e do terreno, de resultados obtidos em investigações antecedentes e da análise do comportamento de edificações vizinhas.

4.2.1.1 Ensaio de Campo SPT

Proposto por Terzaghi para fins de sondagens do solo para projetos de fundações, o Ensaio de Penetração Padrão (SPT) foi desenvolvido nos Estados Unidos, por volta de 1925. É um dos métodos de sondagem mais empregados no Brasil e no mundo. Estima-se que 90% das sondagens do solo realizadas para elaboração de projetos de fundações profundas utilizam o SPT (QUEIROZ, 2016).

Muitas são as vantagens de se utilizar o SPT como método de sondagem. Aguiar (2012) apresenta as principais vantagens do uso do ensaio:

- Investimento relativamente baixo;
- Procedimento simples de ser executado, podendo ser realizado em locais de difícil acesso;
- Possibilidade de estratigrafia do solo, devido a coleta de amostras do mesmo em diferentes profundidades;
- Capacidade de determinar a profundidade do nível d'água, se existente; e
- Fornecimento de indicações de características do solo investigado, como consistência ou compacidade, através da resistência que o solo apresenta ou não à penetração da ferramenta padronizada.

Além da simplicidade do equipamento de execução do ensaio e do baixo custo, Schnaid e Odebrecht (2012) acrescentam uma outra vantagem do ensaio em relação aos demais, que diz respeito à obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado através de proposições simples e diretas, contendo regras empíricas de projeto. Os autores também

afirmam que apesar da existência de críticas pertinentes e constantemente sobre a diversidade de procedimentos empregados para a execução do ensaio e a baixa racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, o SPT é ainda o ensaio predominantemente utilizado na prática da Engenharia de Fundações.

Com relação a regulamentação, o ensaio SPT é normatizado no Brasil pela NBR 6484 da ABNT (2020). A norma refere-se à especificação do procedimento de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos por meio do ensaio de SPT, sendo esse definido como o ensaio pelo qual se determina o índice de resistência à penetração do solo (N).

Segundo a norma supracitada, o método desse ensaio compreende a perfuração e cravação dinâmica do amostrador-padrão, a cada metro, de modo a coletar amostras dos solos e determinar o tipo do solo e o respectivo índice N do mesmo, como também identificar a presença do nível da água no interior do furo de sondagem. O índice N consiste no número de golpes referente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, posterior à cravação preliminar de 15 cm, utilizando-se da queda de um martelo padronizado de 65 kg, elevado a uma altura de 75 cm, marcada na haste-guia. Vale ressaltar que o ensaio deve ser iniciado com o uso de um tradoncha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 m, prosseguindo com a instalação, até essa profundidade, do primeiro segmento do tubo de revestimento.

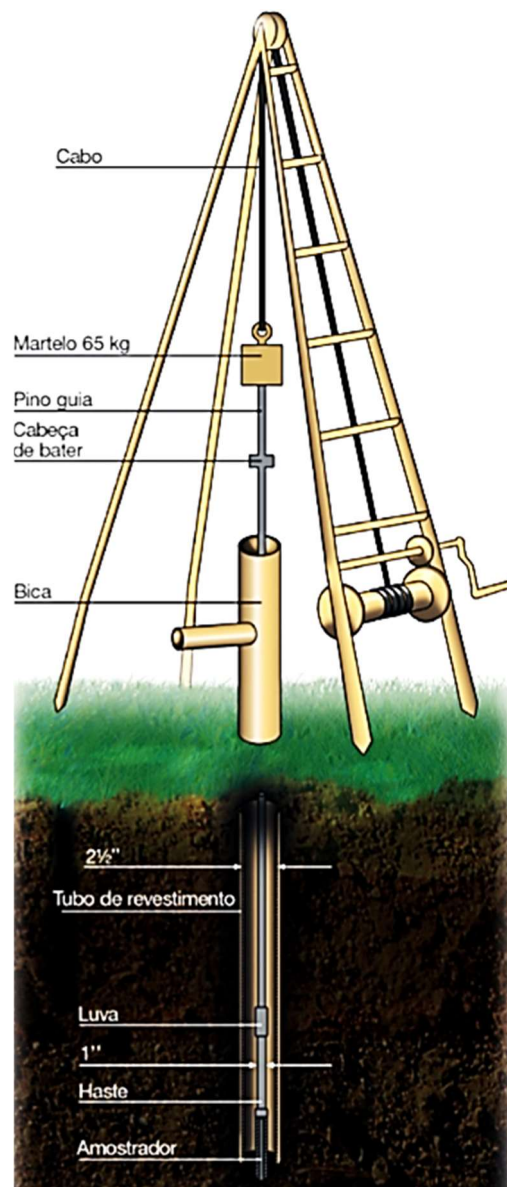
Rebello (2008) corrobora com o método do ensaio SPT descrito na NBR 6484 da ABNT (2020), ao afirmar que depois da escavação do furo de 1 m de profundidade, o amostrador tem sua ponta firmada na base do furo. Após isso, inicia-se os procedimentos padronizados conforme já descritos: o martelo é solto sobre o amostrador e registra-se a quantidade de golpes necessários para cravá-lo a uma profundidade total de 45 cm, medindo a quantidade de golpes necessárias para avanço de cada 15 cm. Interessa como produto do ensaio o número de golpes dos últimos 30 cm perfurados, que consiste no índice N.

Quanto ao sistema de execução do ensaio SPT, existem duas opções: sistema de sondagem manual e sistema de sondagem mecanizado. Os dois sistemas são pormenorizados na norma NBR 6484 da ABNT (2020) e ambos têm por objetivo apresentar os seguintes dados: tipos de solos e em quais profundidades eles se encontram, localização do nível de água (quando houver no decorrer da execução da sondagem) e o índice N a cada metro. No sistema de sondagem manual, a cravação do amostrador no solo se dá com o uso do martelo erguido manualmente através de um cabo têxtil que transcorre por uma roldana situada na parte superior do tripé ou torre de sondagem. Já no sistema de sondagem mecanizado, a cravação do amostrador no solo se dá com o uso do martelo acionado mecanicamente. Queiroz (2016)

afirma que já existem equipamentos mecanizados para a cravação do amostrador em vários países, inclusive no Brasil, o que evita eventuais falhas decorrentes do trabalho manual.

Na Figura 2 é demonstrado o equipamento utilizado na execução do sistema de sondagem SPT manual e as principais partes que o compõe: torre de sondagem, amostrador-padrão, cabo têxtil, martelo padronizado, pino guia, bica, tubo de revestimento, cabeça de bater (que recebe o impacto direto do martelo) e luva.

Figura 2 – Equipamento de sondagem SPT



Fonte: SCHNAID E ODEBRECHT, 2012.

Segundo a NBR 6484 da ABNT (2020), os tubos de revestimento devem ser de aço e precisam respeitar algumas exigências: diâmetro nominal interno mínimo de 63,5 mm e

máximo de 165 mm, compreendendo segmentos ligados por luvas. Sobre as hastes de perfuração/cravação do amostrador, a norma exige que também sejam de aço, com diâmetro nominal interno de 25 mm e massa teórica de 3,23 kg/m; fixadas por roscas e luvas em bom estado, atarraxadas corretamente, constituindo um conjunto retilíneo, em segmentos de 1000 mm e/ou 2000 mm. A bica, componente do equipamento de sondagem SPT (ilustrada na Figura 2), é um tubo metálico tipo “T”, de diâmetro igual ao do revestimento e posicionado na ponta de cima do mesmo para saída de água do furo. Essa deve estar posicionada no mínimo 50 cm acima do nível do terreno (CONCIANI *et al.*, 2013).

Para Hachich *et al.* (1998), a profundidade a ser alcançada no ensaio depende do tamanho da obra a ser construída e conseqüentemente das ações que serão transmitidas ao solo. A NBR 6484 da ABNT (2020) apresenta critérios mínimos de instrução sobre a profundidade a ser atingida no ensaio. Segundo a referida norma, o critério de paralisação da sondagem é de responsabilidade técnica da contratante do ensaio ou de seu preposto, e deve ser estabelecido conforme as necessidades específicas do projeto. Caso o contratante ou seu preposto não forneça o critério, as sondagens carecem avançar até que seja alcançado um dos seguintes critérios: evolução da sondagem até a profundidade na qual obteve-se 10 m de resultados consecutivos apontando N iguais ou maiores que 25 golpes; evolução da sondagem até a profundidade na qual obteve-se 8 m de resultados consecutivos apontando N iguais ou maiores que 30 golpes; ou evolução da sondagem até a profundidade na qual obteve-se 6 m de resultados consecutivos apontando N iguais ou maiores que 35 golpes.

Através do índice N obtido a cada metro no ensaio, é possível caracterizar o solo amostrado, visto que com esse número pode-se relacionar a resistência, a consistência, a compactidade e a coesão do solo. Além disso, devido ao recolhimento das amostras de solo retidas dentro do amostrador, a cada metro perfurado; é possível realizar a classificação visual das mesmas com análise da granulometria (REBELLO, 2008). A NBR 6484 da ABNT (2020) em seu Anexo A, apresenta o estado de compactidade e consistência dos solos relacionado ao N obtido no ensaio de sondagem, conforme Quadro 2.

Quadro 2 – Estado de compactidade e consistência

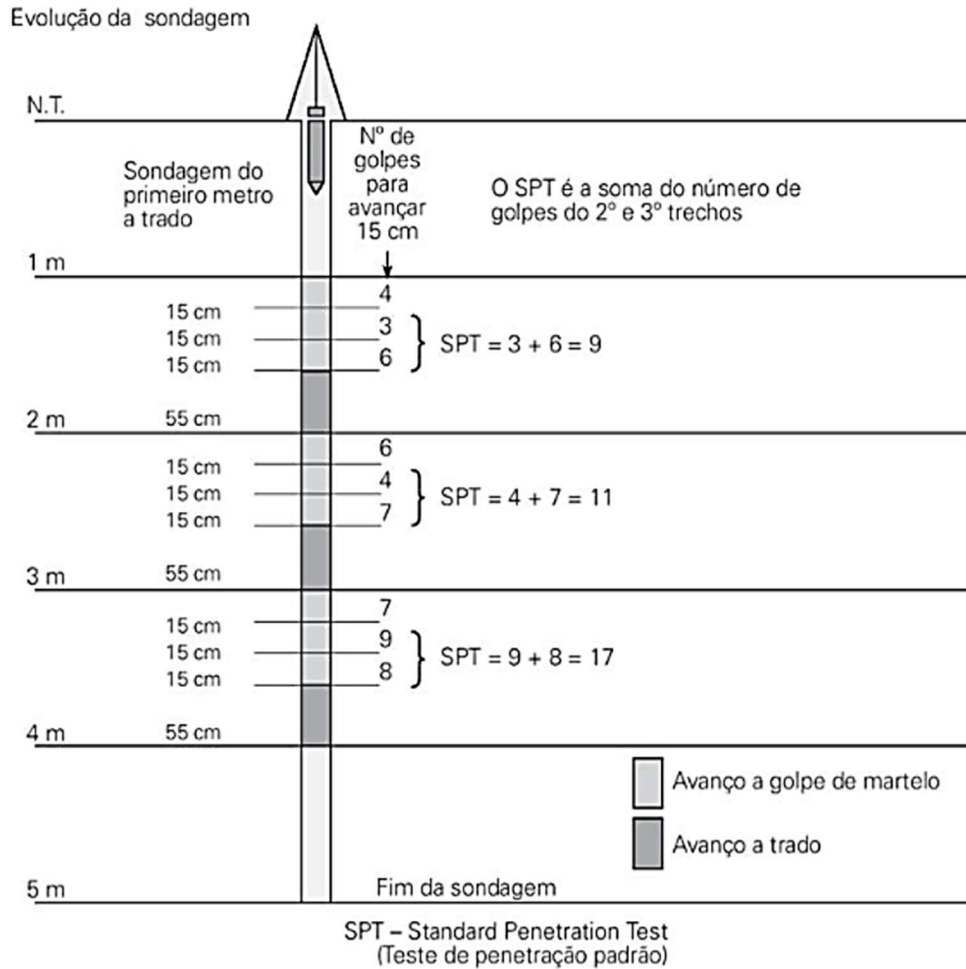
Solo	Índice de resistência à penetração (N)	Designação ^a
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)

	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
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito rija (o)
	> 30	Dura (o)
<p>^a As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6484, 2020.

Com todas as informações obtidas através da realização do ensaio, é possível obter o perfil de sondagem. Segundo Rebello (2008) este perfil é graduado de metro em metro. Nele são apresentadas as quantidades de golpes a cada 15 cm, de um total de 45 cm cravados pelo amostrador. A cada metro de profundidade, especifica-se o tipo de solo, bem como suas características de cor, consistência e compactidade; a cota do nível d'água quando encontrado e a respectiva data. Na Figura 3 são apresentadas algumas informações importantes para uma melhor leitura e entendimento de um perfil de sondagem.

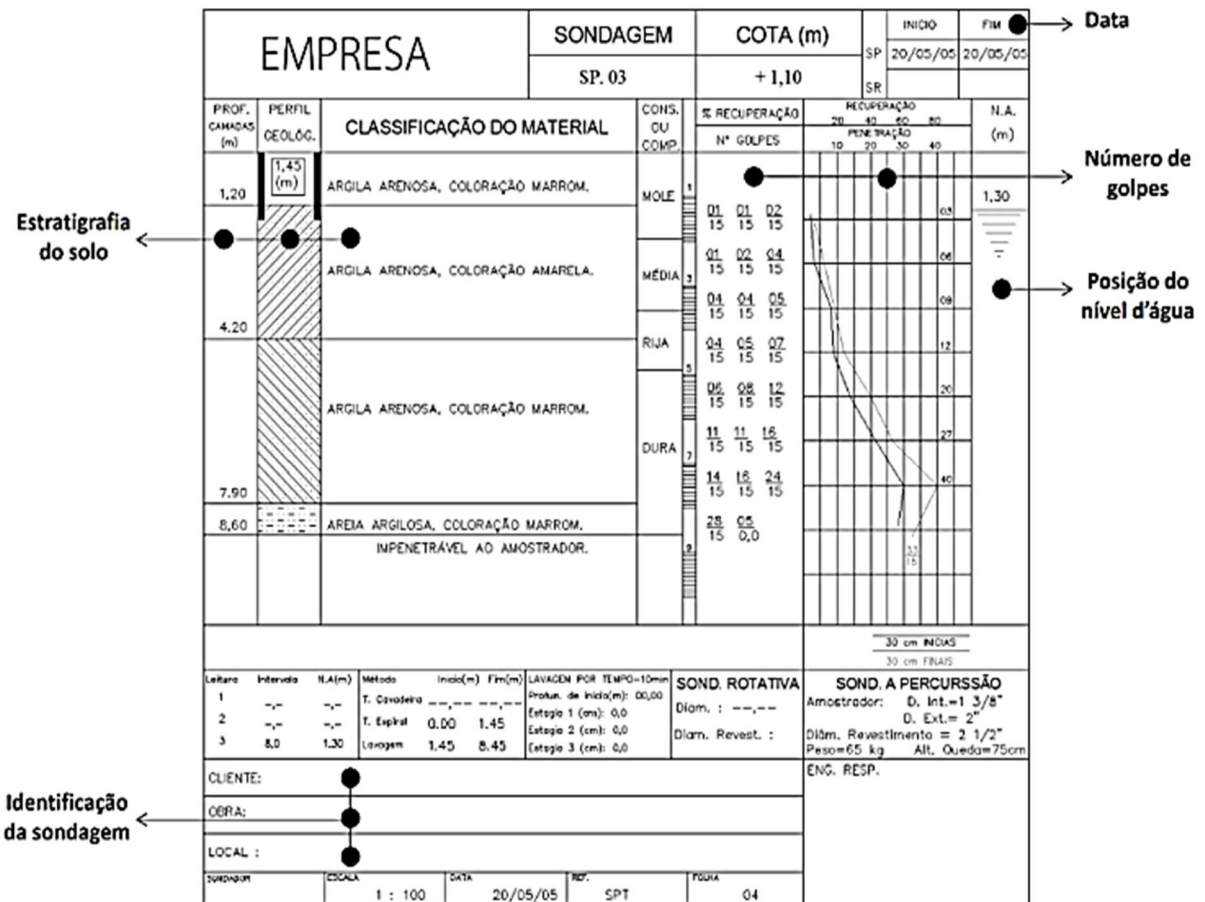
Figura 3 – Informações importantes em um perfil de sondagem SPT



Fonte: BOTELHO E CARVALHO, 2007.

Segundo Hachich *et al.* (1998), o perfil de sondagem deve apresentar todas as camadas ou horizontes de solos descobertos, a localização dos níveis d'água, o índice N e outras considerações relevantes que forem notadas. O perfil de sondagem necessita evidenciar para o profissional que irá utilizá-lo, o que evidencia uma radiografia para um ortopedista. Um perfil de furo de sondagem é exemplificado na Figura 4.

Figura 4 – Exemplo de perfil de sondagem SPT



Fonte: THIESEN, 2016.

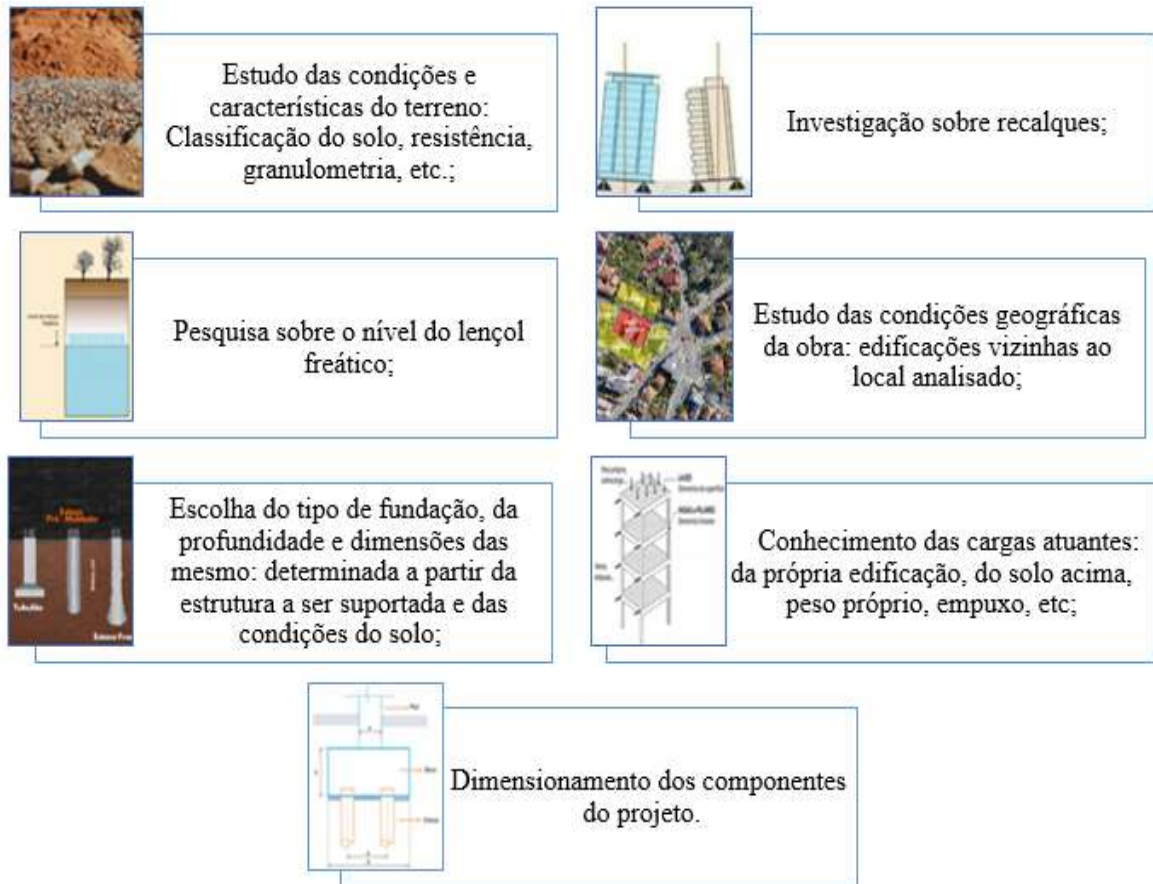
Vale ressaltar que alguns perfis de sondagem apontam diretamente a quantidade de golpes para os últimos 30 cm, ou seja, o índice N por meio do qual determina-se a resistência do solo. Nos casos em que a quantidade de golpes é apresentada na forma de fração (como mostrado na Figura 4), por exemplo 4/18, quer dizer que foram dados quatro golpes para cravar o amostrador 18 cm (e não os 15 ou 30 cm padronizados). Quando o valor do N for igual a zero, diz respeito a impossibilidade de contar algum golpe, ou seja, o amostrador afundou por seu próprio peso. Logo, essas informações podem evitar uma compreensão equivocada dos resultados do ensaio (REBELLO, 2008).

4.3 Projeto de fundações

O projeto de fundações é imprescindível para qualquer construção, visto que apresenta a concepção e o dimensionamento do tipo ideal de fundação para cada caso analisado. Alonso (2019) afirma que juntamente com a execução e o controle, o projeto de fundações faz parte do tripé harmonioso que apoia uma boa fundação: projeto, controle e execução.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), resumidamente, o projeto de fundações abrange as análises apresentadas na Figura 5.

Figura 5 – Análises do projeto de fundações



Fonte: Elaborada pela autora, 2023.

Para Berberian (2015), um bom projeto associado a uma execução correta de uma fundação necessita atender algumas condições básicas, conforme explicitado no Quadro 3.

Quadro 3 – Condições básicas para um bom projeto e execução correta de uma fundação

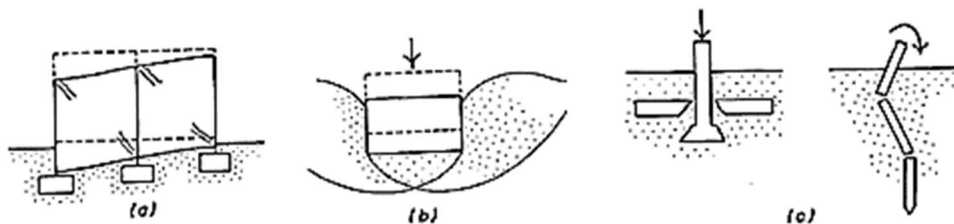
Condição	Descrição
Segurança	<ul style="list-style-type: none"> - Admissão apenas de recalques que a estrutura seja capaz de suportar; - “Estabilidade externa”: Impedimento da ruptura do solo de apoio; - “Estabilidade interna”: Impedimento da ruptura estrutural do elemento de fundação.

Economia com responsabilidade	- Aderência a melhor relação custo/benefício, desde que atendida a condição de segurança supracitada.
Rapidez	- Atendimento ao cronograma previsto para a obra; - Durabilidade: boa performance no decorrer da vida útil da obra.

Fonte: Adaptado de: BERBERIAN, 2015.

Já para Hachich *et al.* (1998) um projeto de fundações deve atender os seguintes requisitos básicos: deformações admissíveis sob as condições de trabalho; segurança necessária para não ocorrência de colapso do solo de fundação (estabilidade “externa”) e segurança necessária para não ocorrência de colapso dos elementos estruturais (estabilidade “interna”). Na Figura 6 estão ilustradas as consequências do não cumprimento destes requisitos básicos. Os danos causados podem ser irreparáveis, o que justifica a importância de um projeto de fundações bem elaborado.

Figura 6 – Consequências do descumprimento dos requisitos básicos de um projeto de fundação: (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo (c) colapsos dos elementos estruturais, resultantes de projetos deficientes



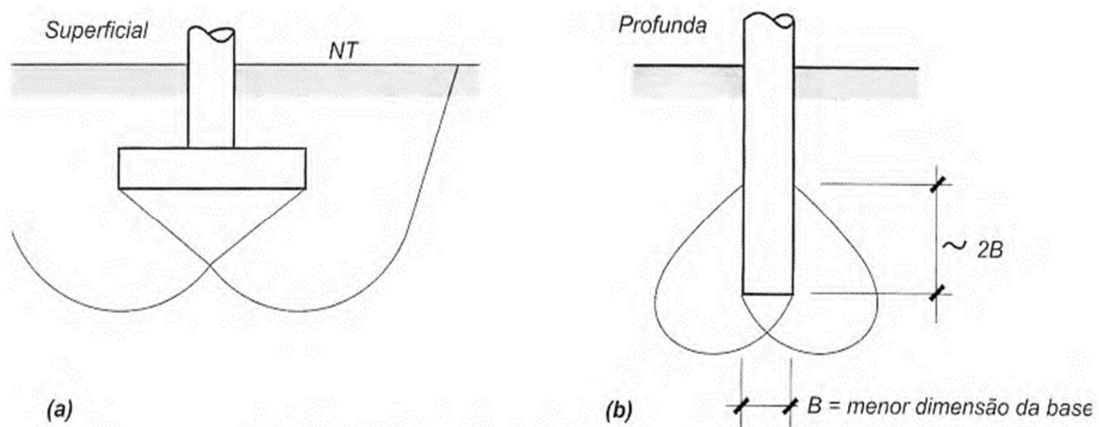
Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010.

Visto tamanha importância de um projeto de fundações eficiente para qualquer edificação, é necessário escolher os elementos mais apropriados a serem adotados como solução de fundação para cada caso, dentre os diversos tipos existentes no mercado, e posteriormente realizar o dimensionamento e detalhamento dos mesmos. Assim, para Joppert Junior (2007), a escolha adequada do tipo de fundação a ser adotada deve ser fundamentada em um criterioso estudo técnico e econômico, no qual devem ser avaliadas e analisadas com cuidado as seguintes variáveis: condições das construções vizinhas à obra, geotecnia local, mão de obra disponível

e viabilidade executiva. Velloso e Lopes (2010) complementam ao afirmar que a topografia da área, os dados geológico-geotécnicos, as informações sobre as edificações vizinhas, e o conhecimento sobre a estrutura a ser construída são elementos indispensáveis para a elaboração de um projeto de fundações.

Além disso, para obtenção de um projeto de fundações de qualidade, é indispensável que o profissional responsável pela elaboração e/ou execução, saiba quais os tipos de fundações existentes e como essas são classificadas. A Norma Regulamentadora Brasileira (NBR) 6122:2022 classifica as fundações em dois grupos, com base na profundidade de assentamento das mesmas e forma de transmissão da carga para o terreno: fundações rasas (diretas ou superficiais) e fundações profundas. Hachich *et al.* (1998) também se baseia nesse critério arbitrário e separa as fundações em dois grandes grupos: Fundações superficiais (ou “diretas”) e Fundações profundas. Para Velloso e Lopes (2010), os dois grupos se diferem com base no critério de que em uma fundação profunda, o mecanismo de ruptura de base não se apresenta na superfície do terreno, conforme ilustrado na Figura 7.

Figura 7 – Fundação superficial e profunda



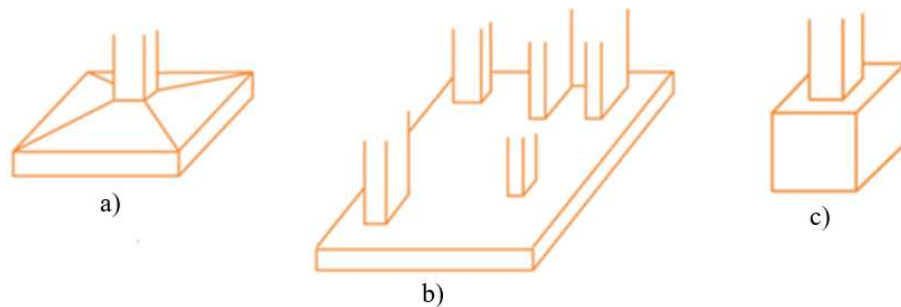
Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010.

4.4 Fundações rasas

Segundo a NBR 6122:2022, as fundações rasas (diretas ou superficiais) são elementos nas quais a transmissão das tensões ao solo se dá pela base, que está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão em planta da fundação. Rebello (2008) complementa, afirmando que a fundação direta ou rasa é aquela em que o solo, logo em suas primeiras camadas, é resistente o suficiente para suportar as cargas da edificação, ou seja, a transmissão das cargas se dá nas camadas superficiais do solo.

Estão inclusas no grupo das fundações rasas: sapata, radier e bloco, conforme ilustrado na Figura 8. Para esses tipos de fundações, exige-se que na região em que as mesmas estão em contato direto com o solo, a concretagem seja sobre um lastro de concreto não estrutural com pelo menos 5 cm, a ser lançado acima de toda superfície que exista o contato solo-fundação (ABNT NBR 6122, 2022).

Figura 8 – Tipos de fundações rasas: a) Sapata, b) Radier e c) Bloco



Fonte: SCHNEIDER, 2020.

Em locais tecnicamente viáveis, principalmente em obras de pequeno porte, a fundação do tipo rasa é comumente utilizada na Construção Civil, visto que pode ser executada com uma menor quantidade de escavação e concreto, pode ser construída sem equipamentos especiais e mão de obra especializada, e o tempo de execução pode ser menor; se comparada com a fundação profunda. Joppert Junior (2007) afirma que esses aspectos, tornam as fundações diretas atraentes no que se refere ao custo e fazem com que, em um estudo de viabilidade técnica e econômica para escolha do tipo de fundação a ser adotada em uma obra, elas sejam a primeira opção a ser considerada.

Na prática, é válido considerar o seguinte critério para escolha da fundação direta: o uso da fundação direta é considerado tecnicamente e economicamente adequado nos casos em que o número de golpes do SPT, fornecido no ensaio de sondagem do solo, for maior ou igual a 8 e a profundidade máxima não ultrapassar 2 m. O número de 8 golpes do SPT aponta a resistência mínima recomendada para emprego de fundação direta; e a profundidade limite de 2 m, se deve ao fato de que acima dessa metragem, o custo da escavação e reaterro necessário para a execução da fundação direta se torna antieconômico (REBELLO, 2008).

Alonso (2019) afirma que, a princípio, o uso da fundação rasa ou direta só é vantajoso nos casos em que a área ocupada pela fundação compreender, no máximo, entre 50% e 70% da área disponível. Além disso, o autor generaliza os casos em que esse tipo de fundação não deve ser escolhido:

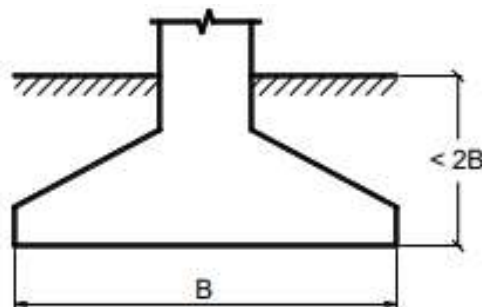
- Aterro não compactado;
- Argila mole;
- Areia fofa e muito fofa;
- Presença de água onde o rebaixamento do lençol freático é injustificável economicamente.

4.4.1 Sapatas

Caracterizadas por possuírem altura pequena em relação à sua base, as sapatas são um dos elementos de fundação de concreto armado mais utilizados. São indicadas para os casos em que o solo apresenta uma boa capacidade de carga e recomendadas especialmente nas situações em que o terreno é homogêneo, devido ao fato de que, nesse caso, as chances de ocorrência de recalques diferenciais consideráveis entre as diferentes partes da estrutura são menores (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Na Figura 9 é ilustrado um corte de uma sapata e a condição geométrica para a qual a mesma é considerada uma fundação rasa.

Figura 9 – Sapata



B = menor dimensão da sapata em planta.

Fonte: BASTOS, 2019.

A NBR 6122:2022 define sapata como o elemento de fundação rasa, em concreto armado, dimensionado para que as tensões de tração nele atuantes sejam absorvidas por armaduras especialmente dispostas para essa finalidade. A norma também traz que o dimensionamento estrutural da sapata deve estar em conformidade com a NBR 6118:2023.

Segundo Araripe (2016) há algumas vantagens e desvantagens do emprego de sapatas, conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 – Vantagens e Desvantagens da Sapata

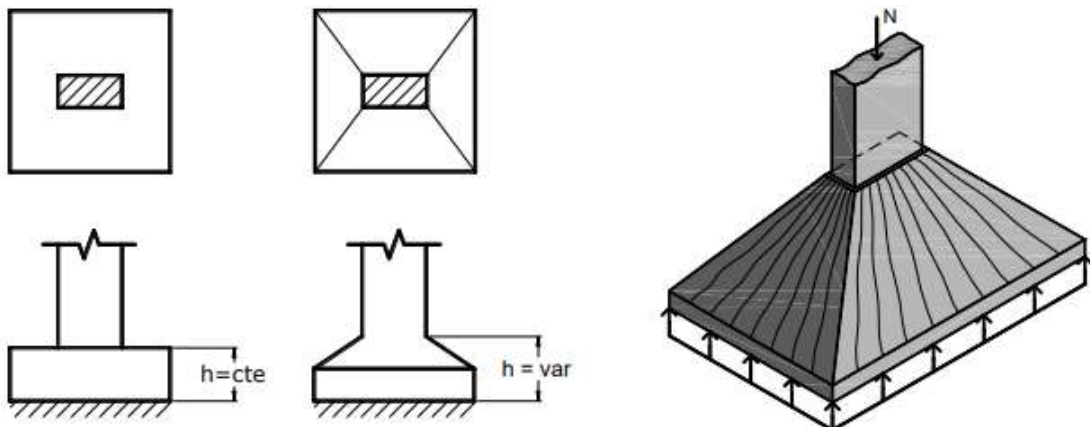
Sapatas	
Vantagens	Desvantagens
Comumente é uma opção econômica de fundação.	Inviável quando os solos mais próximos à superfície possuem resistências baixas.
Não requer mão de obra especializada e nem concretos com traços fora do comum.	Necessidade de maior controle do recalque, uma vez que o dimensionamento das mesmas é limitado pelas deformações limites e quanto maior a sapata, maior o recalque concebido.
Devido a armadura de arranque do pilar ser ancorada diretamente na sapata, não há necessidade de bloco de coroamento.	

Fonte: Adaptado de: ARARIPE, 2016.

Carvalho e Pinheiro (2009) afirmam que a principal vantagem do emprego das sapatas é que sua execução é rápida e não necessita de transporte e equipamentos específicos.

A sapata é o elemento de fundação mais comum dentre as fundações rasas. Existem diferentes tipos de sapatas, devido à expressiva variabilidade na configuração e na forma dos elementos estruturais que nela se apoiam. A sapata isolada, que transmite ao solo as ações de único pilar, é a mais comum nas construções (BASTOS, 2019). Segundo a NBR 6122:2022, a dimensão mínima, em planta, para sapatas isoladas é de 60 cm. Na Figura 10 é ilustrada uma sapata isolada.

Figura 10 – Sapata isolada



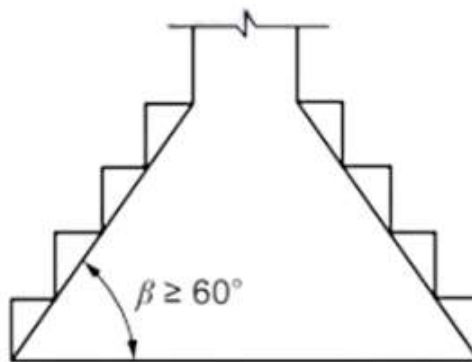
Fonte: BASTOS, 2019.

Além da sapata isolada, existem a sapata associada e a sapata corrida como opção para a solução de fundação. A sapata associada é a sapata comum a dois pilares ou a sapata comum a mais que dois pilares, desde que esses elementos não estejam alinhados e representem menos que 70% das cargas da estrutura. Já a sapata corrida, é definida como a sapata submetida à atuação de uma carga distribuída linearmente ou a sapata comum a 3 ou mais pilares alinhados, desde que representem menos que 70% das cargas da estrutura (ABNT NBR 6122, 2022).

4.4.2 Blocos

Segundo a NBR 6122:2022, o bloco é um elemento de fundação rasa que pode ser feito de concreto ou outros materiais como pedras ou alvenaria. Diferentemente da sapata, esse é dimensionado para que as tensões de tração nele atuantes sejam absorvidas pelo material empregado, sem carecer de armaduras. Sua dimensão mínima, em planta, deve ser de 60 cm. A norma também define que esses elementos devem ser dimensionados de modo que o ângulo β , apresentado na Figura 11, seja superior ou igual a 60° .

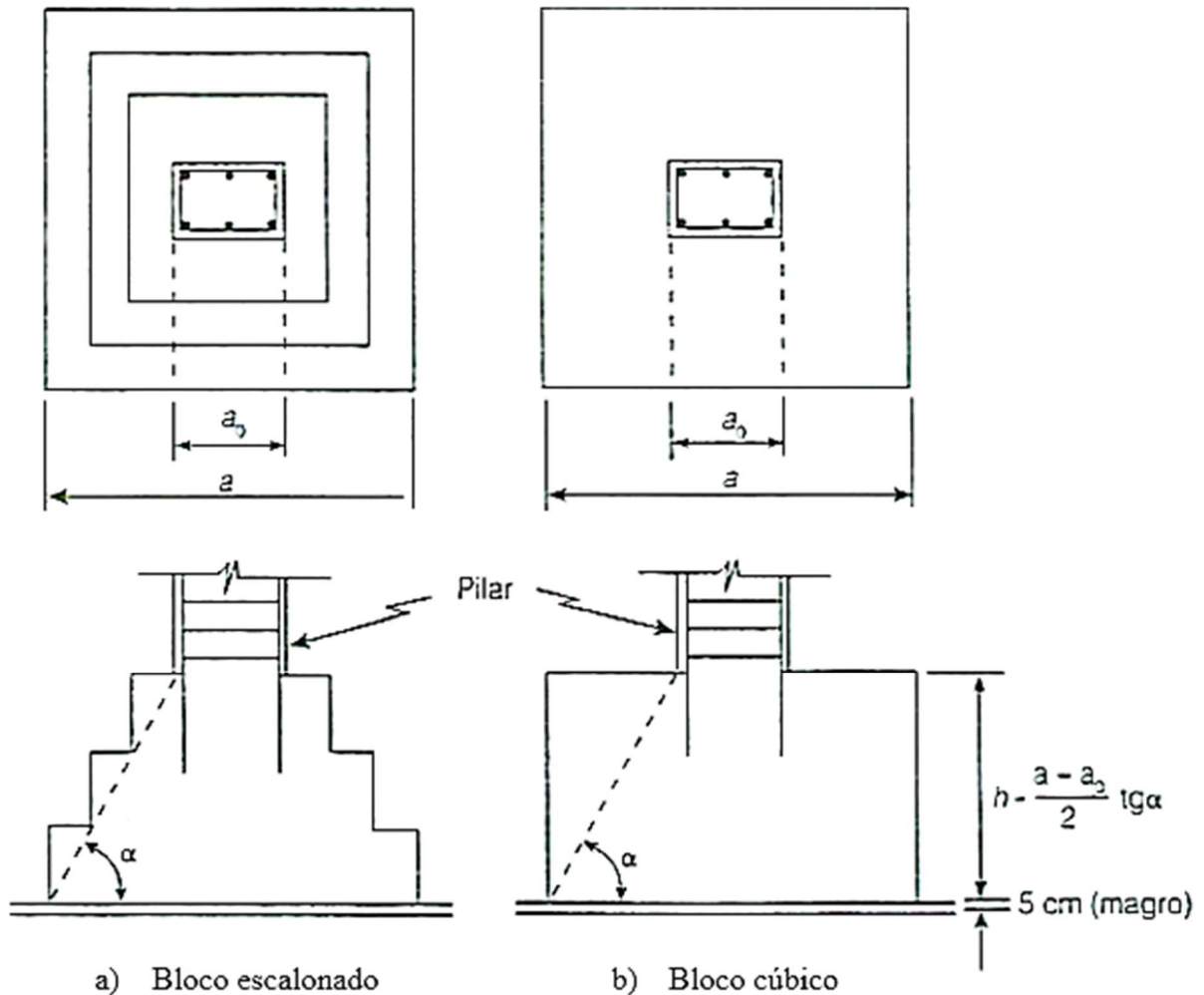
Figura 11 – Ângulo β nos blocos de fundação



Fonte: NBR 6122 da ABNT (2022)

Devido a facilidade de execução, pela não necessidade do uso de formas, os blocos escalonados e/ou cúbicos são os tipos mais usados. Na Figura 12 estão ilustrados dois diferentes blocos de fundação vistos em planta e em corte.

Figura 12 – Tipologia para blocos de fundação rasa



Fonte: Adaptado de ALONSO, 2019.

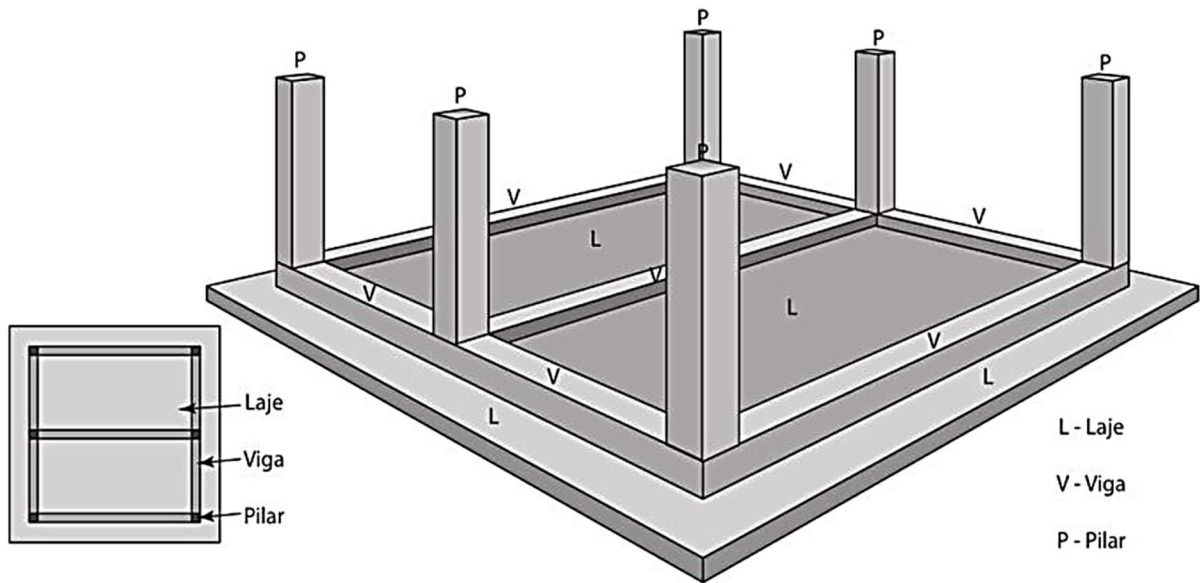
4.4.3 Radier

A NBR 6122:2022 define radier como o elemento de fundação que possui rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura. Por ser um elemento na maioria das vezes comum à vários pilares, o radier pode ser confundido com a sapata associada. Porém, a norma distingue os termos definindo a sapata associada como a sapata comum a dois pilares ou a sapata comum a mais que dois pilares desalinhados, que correspondam a menos que 70% das ações da estrutura.

Para Velloso e Lopes (2010) o radier deve ser adotado quando as áreas das sapatas estão próximas ou até mesmo se encontram (devido a altas cargas nos pilares e/ou baixas tensões resistentes); ou quando se objetiva a uniformização dos recalques (por meio de uma fundação associada). Os autores ainda orientam que, na prática, seja adotado o radier nos casos em que a área total das sapatas seja maior que a metade da área da edificação.

Botelho (2015) afirma que o radier é utilizado como solução de fundação para os casos em que o solo superficial é pouco resistente e deseja-se diminuir a tensão transmitida dos pilares a esse solo. Na Figura 13 estão ilustrados os pilares e vigas de uma estrutura, bem como o radier, que o autor considera ser uma laje contínua.

Figura 13 – Radier

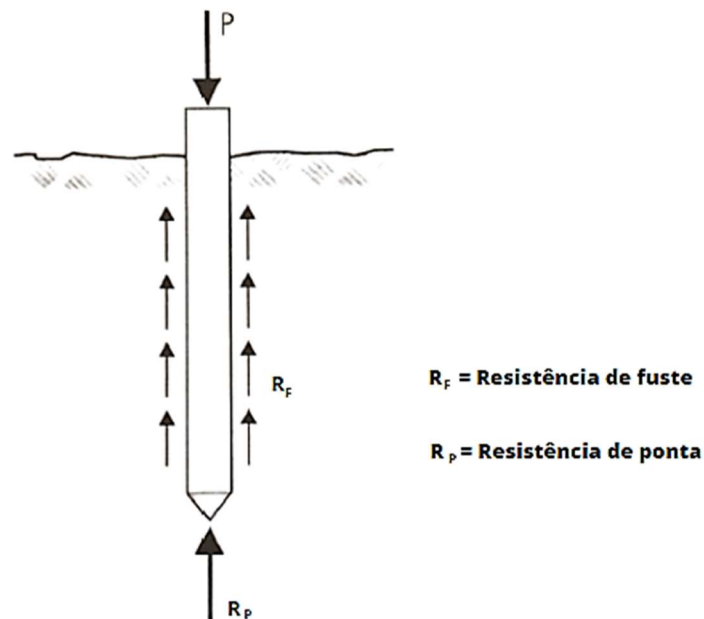


Fonte: BOTELHO, 2015.

4.5 Fundações profundas

De acordo com a NBR 6122:2022, as fundações profundas são aquelas nas quais a transferência de carga para o terreno acontece pela base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação das duas, sendo sua profundidade de assentamento superior a oito vezes sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Fazem parte desse grupo as estacas e os tubulões. Na Figura 14 está ilustrado como se dá o processo de transmissão da carga P da estrutura para o solo, na fundação do tipo profunda.

Figura 14 – Transmissão de carga em fundações profundas



Fonte: Adaptado de: REBELLO, 2008.

Rebello (2008) classifica as fundações profundas em duas categorias:

- Fundações moldadas *in loco*: São executadas por meio da escavação do solo com um equipamento apropriado e posterior preenchimento do furo com concreto. Podem ou não ser armadas. Fazem parte dessa categoria: brocas, estaca Strauss, estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal, estaca hélice contínua, estacas escavadas com lama betonítica, estacas barrete, estacas tipo Franki e estacas injetadas (estaca raiz e a micro-estaca).
- Fundações pré-moldadas: O elemento de fundação – denominado estaca – é produzido na indústria, e cravado no solo através de equipamento adequado, o bate-estaca. Estão inclusas nessa categoria: estacas de madeira, estacas de aço e estacas de concreto armado e protendido.

O mercado atual possui uma grande variedade de opções para solução de fundação profunda. As técnicas de execução desses elementos se encontram em constante evolução. Diante disso, é importante conhecer a empresa executora da fundação e que a mesma seja prestadora de serviços de qualidade, visando obter fundações executadas conforme o projeto previsto para o caso (BARCELOS, 2019).

4.5.1 Estacas

A NBR 6122:2022 define estaca como elemento de fundação profunda executado totalmente por máquinas ou instrumentos, sem que, em nenhuma fase da execução, ocorra trabalho manual em profundidade. Os insumos utilizados podem ser: madeira, calda de cimento, argamassa, concreto pré-moldado, aço, concreto moldado *in loco*, ou qualquer associação dos anteriores. Para Campos (2015), as estacas são avaliadas como elementos estruturais esbeltos, se comparadas ao bloco, podendo ser cravadas ou perfuradas no solo. Ainda segundo o autor, elas podem ser divididas em dois grandes grupos: estacas pré-moldadas e estacas moldadas *in loco*.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas também podem ser classificadas de acordo com o material e de acordo com o processo executivo. Quanto ao material, podem ser separadas em quatro grupos: estacas de madeira; estacas de concreto, estacas de aço e estacas mistas. Quanto ao processo de execução, as estacas são divididas conforme o efeito ou tipo de deslocamento provocado no solo ao serem executadas:

- “De deslocamento”: estacas cravadas em geral, visto que no processo de execução, o solo localizado no espaço a ser ocupado pela estaca, é deslocado horizontalmente;
- “De substituição”: estacas escavadas em geral, visto que no processo de execução, o solo localizado no espaço a ser ocupado pela estaca, é removido, reduzindo, de algum modo, as tensões horizontais geostáticas;
- “Sem deslocamento”: Categoria intermediária às apresentadas acima, na qual se enquadra estacas escavadas em que não há retirada de solo e/ou, na etapa da concretagem, realizam-se ações pretendendo restabelecer, ao menos parcialmente, as tensões geostáticas.

No Quadro 5 estão apresentadas as categorias citadas acima para os principais tipos de estacas.

Quadro 5 – Tipos de estacas

Estacas	Pré-moldada	Madeira	De deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
Moldada <i>in loco</i>	Broca	De substituição	
	Strauss		

		Franki	De deslocamento
		Raiz	Sem deslocamento
		Hélice	De substituição
		Escavada com lama	

Fonte: CAMPOS, 2015.

A NBR 6122:2022 traz em seus Anexos D a Q os procedimentos executivos dos principais tipos de estacas disponíveis no mercado: Estacas de madeira, estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas, estacas Strauss, estacas Franki, estacas escavadas com trado mecânico (sem fluido estabilizante), estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, estacas raiz, estacas trado vazado segmentado, microestacas ou estacas injetadas, estacas hélice contínua monitorada, estaca hélice de deslocamento monitorada, estaca hélice monitorada com trado segmentado e estacas cravadas a reação (estacas prensadas ou mega).

4.5.1.1 Broca

A NBR 6122:2022 define broca como fundação profunda empregada em construções de pequeno porte, com cargas limitadas a 100 kN; escavada com trado manual e posteriormente concretada, com comprimento mínimo de 3 m. Na Figura 15 estão ilustrados os tipos de trados manuais utilizados para realização da escavação no terreno.

Figura 15 – Tipos de trado manual



Fonte: BOTELHO, 2015.

Embora a NBR 6122:2022 não classifique a broca como um tipo de estaca, alguns autores a classificam assim. Como exemplo, Danziger e Lopes (2022) definem broca como um tipo de estaca escavada com trado manual, utilizada nos casos em que a base se encontra acima do lençol freático ou nos casos em que a secagem do furo anterior à concretagem é assegurada.

Para Botelho (2015) o lençol freático alto pode dificultar, ou até mesmo impossibilitar o emprego da broca, embora existam meios de se contornar este problema (BOTELHO, 2015).

Guimarães e Peter (2018) também classificam a broca como um tipo de estaca perfurada manualmente com trado, sendo essa concretada *in loco* após a escavação. Os autores sugerem o emprego de brocas com diâmetro de 20 a 40 cm, sendo que o espaçamento entre essas estacas deve ser, no mínimo, três vezes o valor de seu diâmetro; além de ressaltarem que todas as brocas necessitam ser armadas em ambas as direções (transversal e longitudinal), sendo a armação estendida até o bloco de coroamento.

Embora a estaca tipo broca seja a solução menos onerosa dentre as fundações profundas e com facilidade de execução, seu uso é limitado às edificações de pequeno porte, onde geralmente as cargas a serem transmitidas para o solo são menores (REBELLO, 2008). Botelho (2015) complementa ao afirmar que as brocas são opções para residências e prédios de um, dois, ou, no máximo, três pavimentos.

4.5.1.2 Estaca Strauss

A estaca broca é escavada manualmente por meio do trado, o que limita seu diâmetro e profundidade em razão da capacidade do esforço humano. Quando a escavação é realizada com um equipamento mecânico, pode-se aumentar o diâmetro e a profundidade do elemento, surgindo então a super broca, isto é, a Estaca Strauss (BOTELHO E CARVALHO, 2007). Similarmente, Botelho (2015) afirma que a estaca Strauss advém do desenvolvimento das brocas, possibilitando o atendimento às condições de fundação para prédios com mais andares e, conseqüentemente, cargas superiores transmitidas ao solo.

Segundo a NBR 6122:2022, a estaca Strauss é concebida através da escavação do solo por meio de uma sonda (também denominada piteira) e revestimento total com camisa metálica, efetuando-se gradualmente o lançamento e apiloamento do concreto, com remoção simultânea do revestimento. Embora a qualidade deste tipo de estaca moldada no solo seja muito dependente do trabalho da equipe responsável pela execução, o equipamento utilizado é relativamente simples: essencialmente um tripé com guincho, um pequeno pilão, um instrumento para escavação e tubos de revestimento (VELLOSO E LOPES, 2010). Os equipamentos empregados durante a execução da estaca Strauss são apresentados na Figura 16.

Figura 16 – Execução da estaca Strauss

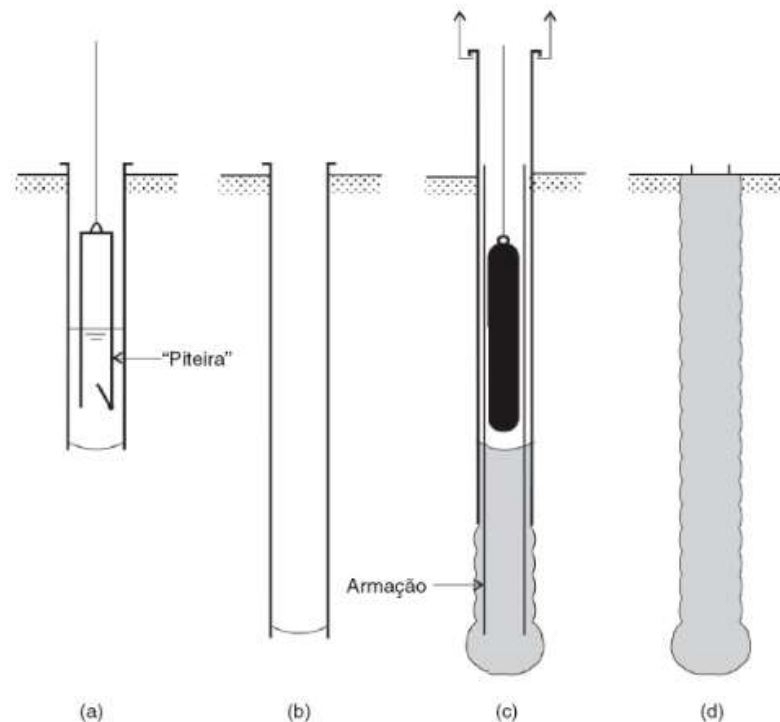


Fonte: TEC GEO. [Execução da estaca Strauss. Fotografia. Disponível em: <https://www.tecgeo.com.br/galeria-de-fotos>. Acesso em: 17 maio 2025.

Vale ressaltar que o revestimento metálico integral é muito importante na execução da estaca Strauss, visto que garante a estabilidade da escavação da estaca e assegura as condições para que o concreto não se misture com o solo ou o fuste da estaca não seja submetido ao estrangulamento (ABNT NBR 6122, 2022).

Velloso e Lopes (2010) apresentam resumidamente o processo de execução da Estaca Strauss. Segundo os autores, a execução desta estaca se inicia com a descida de um tubo de revestimento, cujo diâmetro define o da estaca, por procedimento similar ao das sondagens a percussão ou por perfuração do interior do tubo com a sonda. Ao atingir a cota pretendida, enche-se o tubo com aproximadamente 75 cm de concreto úmido, que se apiloa à medida que se vai removendo o tubo. Repete-se esse movimento até que o concreto atinja a cota de arrasamento ou uma cota um pouco acima, visando garantir que, até essa cota, se tenha concreto de boa qualidade. Barbosa (2015) complementa ao afirmar que a escavação é realizada com baixa vibração e utiliza-se água para favorecer a perfuração, contudo, em solos argilosos, a geração de lama em excesso pode ocorrer. Na Figura 17 estão ilustradas as diferentes etapas executivas da estaca Strauss.

Figura 17 – Estaca Strauss: a) Escavação; b) Limpeza do furo; c) Concretagem após colocação da armadura; d) Estaca pronta



Fonte: VELLOSO E LOPES, 2010.

Como vantagem do uso deste tipo de estaca, Joppert Junior (2007) ressalta a leveza e simplicidade do equipamento utilizado na execução, o que permite o uso em terrenos acidentados, locais confinados, ou até mesmo no interior de edificações existentes, com pé-direito reduzido. Guimarães e Peter (2018) complementam, destacando que, embora não possua grande capacidade de carga, a estaca Strauss oferece um excelente custo-benefício devido à facilidade de mobilização e à simplicidade dos equipamentos utilizados.

Por outro lado, Botelho (2015) afirma que a estaca Strauss, assim como a broca, apresenta objeção quando necessita ser em condições de alto nível do lençol freático, chegando até mesmo a inviabilizar o seu emprego. Velloso e Lopes (2010) corroboram com o autor ao afirmarem que a execução da estaca Strauss requer muito cuidado quando se opera abaixo do lençol freático, consistindo em um tipo de estaca desaconselhável neste caso.

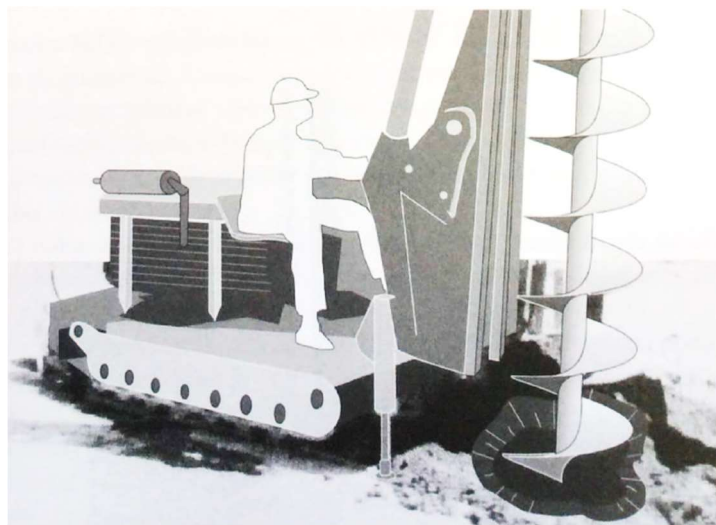
4.5.1.3 Estaca escavada com trado mecânico helicoidal

Semelhante à estaca Strauss em relação à capacidade de carga e comportamento, todavia, extremamente distinta quanto à forma de execução (REBELLO, 2008); a estaca escavada com trado mecânico helicoidal é denominada pela NBR 6122:2022 como: estaca

escavada mecanicamente e definida como o tipo de estaca moldada *in loco*, em que a execução ocorre por meio da perfuração do solo com emprego de trado mecânico, sem utilização de revestimento ou fluido estabilizante.

Utilizando-se de uma haste metálica helicoidal montada sobre uma base acoplada a caminhões ou a chassi metálico sobre rodas, é possível executar o furo da estaca ao efetuar o giro desta haste, conforme apresentado na Figura 18. A cada 2 m, coloca-se a haste para girar no sentido contrário, para remoção do solo (REBELLO, 2008).

Figura 18 – Estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal



Fonte: REBELLO, 2008.

Guimarães e Peter (2018) identificam a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal como um tipo de fundação que se destaca por sua elevada resistência e baixa deformabilidade. Além disso, eles ressaltam as principais vantagens de sua aplicação, que incluem a eficiente transmissão de cargas para camadas mais profundas, a capacidade de atravessar camadas de alta resistência e a agilidade na execução do processo.

Vale ressaltar que, embora o uso da estaca escavada com trado mecânico tenha várias vantagens, seu emprego é restrito à solos estáveis e com ausência de lençol freático, devido ao modo que a fundação é executada (REBELLO, 2008). Sob o mesmo ponto de vista, Joppert Junior (2007) afirma que pelo fato de a escavação do furo ocorrer sem revestimento, a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal é limitada ao lençol freático e solos suscetíveis a desbarrancamentos, como por exemplo areias puras. Ademais, a NBR 6122:2022 corrobora com os autores supracitados ao afirmar que este tipo de estaca é utilizado nos locais onde o perfil do subsolo possui propriedades tais que o furo permaneça estável sem necessidade

de revestimento ou fluido estabilizante e, no decorrer de toda execução, da escavação à concretagem, a profundidade do furo é limitada à inexistência de água.

Não obstante, contratempos podem ocorrer durante a execução de qualquer tipo de estaca. Sendo assim, Joppert Junior (2007) apresenta os principais problemas para a estaca escavada mecanicamente, as possíveis causas correspondentes e as providências a serem tomadas. No Quadro 6 estão descritos dois casos possíveis de problemas executivos comuns para este tipo de estaca.

Quadro 6 – Estaca escavada mecanicamente: Problemas, possíveis causas e providências

Problemas executivos	Prováveis causas	Providências
Perfuração intercepta o lençol freático	Posição do lençol freático não identificada na sondagem ou erro de projeto	- Concretar a estaca e executar reforço com estacas mais curtas, desprezando a anterior; - Averiguar se existe a possibilidade de esgotamento da água com uso de bomba submersa e concretar a estaca imediatamente, considerando-a com carga reduzida (válido se não ocorrer desbarrancamento).
Desbarrancamento do furo durante ou posterior a escavação	Solo não coesivo ou colapsível	- Alterar a solução de fundações.

Fonte: Adaptado de: JOPERT JUNIOR, 2007.

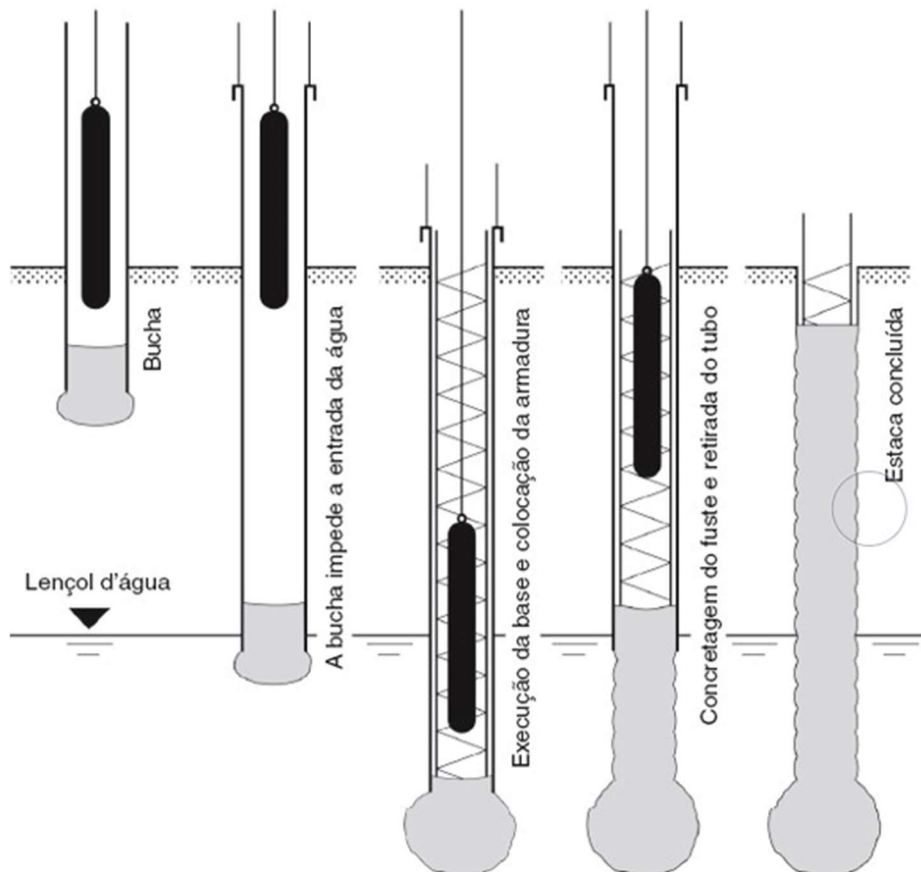
4.5.1.4 Estaca Franki

A estaca cravada denominada Franki, classificada por Campos (2015) como uma estaca de deslocamento, é definida pela NBR 6122:2022 como um tipo de estaca moldada *in loco*, com base alargada e armada integralmente, cuja execução consiste na cravação de um tubo mediante sucessivos golpes de um pilão em uma bucha seca composta por pedra e areia, aderida ao tubo por atrito. Já Rebello (2008) afirma que a bucha se refere a um volume de concreto bem seco, que possui grande atrito com a parede do tubo. Esta bucha faz com que a água e o solo não entrem no tubo, de modo que, quando a cravação é encerrada, o interior do tubo encontra-se seco (DANZIGER E LOPES, 2022).

A estaca do tipo Franki foi empregada no Brasil pela primeira vez em 1935. Sua execução, para ser bem-sucedida depende do uso de equipamentos adequados, da observação do método executivo e adoção de mão de obra especializada e experiente (HACHICH *et al.*, 1998). Dentre as principais vantagens do processo executivo da estaca Franki apresentadas por Berberian (2015), vale citar: as estacas podem ser concebidas com inclinações de até 25°; os materiais empregados são simples e universais e; em virtude da base alargada, a estaca demanda um comprimento menor que as estacas que não as possuem.

Embora este tipo de estaca possa ser empregado em qualquer tipo de solo e abaixo do nível da água, devido sua forma de execução; essa é comumente adotada em obras com altas cargas nos pilares, sendo sua capacidade mínima, economicamente viável, de 45 tf. (REBELLO, 2008). Para Danziger e Lopes (2022), o processo original de execução da estaca Franki denominado tipo *Standard* e ilustrado na Figura 19, por produzir vibrações no terreno; fez com que a referida estaca perdesse espaço nos centros urbanos. Guimarães e Peter (2018) complementam ao afirmar que a execução deste tipo de estaca pode ocasionar danos em edificações vizinhas devido às vibrações excessivas.

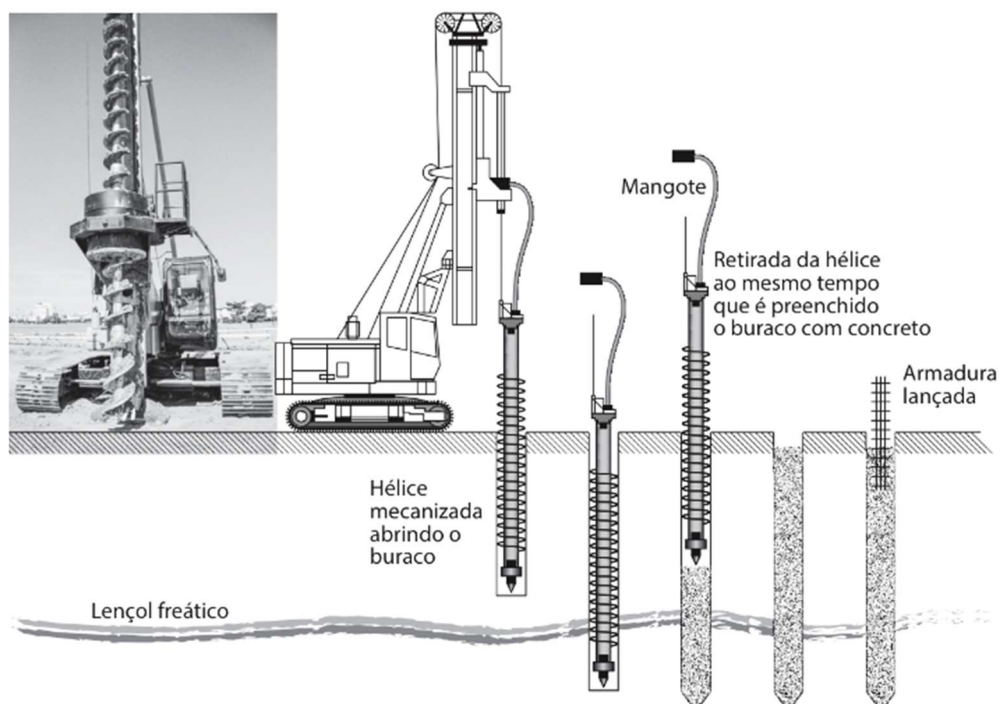
Figura 19 – Estaca Franki *standard*



4.5.1.5 Estaca hélice contínua

Este tipo de fundação é definido pela NBR 6122:2022 como uma estaca de concreto moldada in loco, concebida com o uso de um trado mecânico helicoidal contínuo introduzido no terreno, por rotação e concretagem realizada pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a colocação da armadura realizada após a concretagem da estaca. Na Figura 20 está ilustrada a execução da estaca hélice contínua.

Figura 20 – Estaca hélice contínua



Fonte: BOTELHO, 2015.

Velloso e Lopes (2010) afirmam que a estaca hélice contínua é empregada nos Estados Unidos e na Europa desde a década de 1970, foi adotada no Brasil no final da década de 1980 e possui uma grande aceitação, visto suas vantagens principais: nível de vibração irrelevante e alta produtividade. Botelho (2015) complementa ao alegar que a estaca hélice contínua é um dos tipos de fundações mais empregadas devido à sua velocidade de execução e alta capacidade de carga. Para Melo (2019), as vantagens deste tipo de estaca são consideráveis, porém o elevado custo pode tornar sua execução inviável em determinados projetos.

Segundo Velloso e Lopes (2010) os equipamentos mais comuns para a execução da estaca hélice contínua, viabilizam a produção de elementos com diâmetros de 30 a 100 cm e comprimentos de 15 a 30 m. Vale ressaltar que sua execução pode ocorrer abaixo do nível da

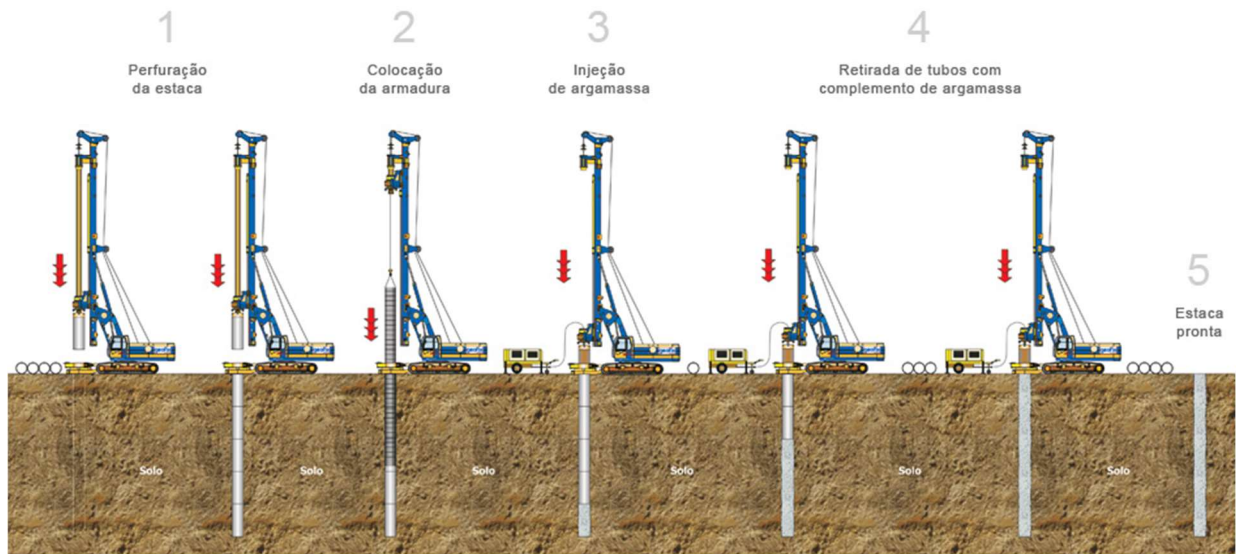
água e é monitorada eletronicamente, permitindo a obtenção de informações, a qualquer momento, em relação a inclinação da haste, profundidade da escavação, torque, velocidade de rotação da hélice, pressão de bombeamento do concreto, bem como o consumo e perda do material (REBELLO, 2008). Embora a tecnologia utilizada nestes equipamentos possibilite o contínuo monitoramento da execução, a experiência da equipe executora da estaca e uma tomada de decisão ágil no decorrer do processo executivo continuam sendo essenciais para se obter um elemento de fundação bem executado e com a capacidade de carga almejada (BERBERIAN, 2015).

Como principais limitações desse tipo de estaca, Andrade *et al.* (2021) destacam a necessidade de um controle rigoroso durante a execução e a utilização de maquinário mais sofisticado e robusto para sua implantação. Rebello (2008) aponta a necessidade de áreas planas para movimentação do equipamento executivo e o expressivo acúmulo de solo escavado, demandando remoção constante. Já na visão de Joppert Júnior (2007), a maior parte dos inconvenientes relacionados à execução das estacas hélice contínua está associada ao concreto incompatível com a especificação, bombas com capacidade de bombeamento inferior ao declarado pelo fornecedor e excepcionalmente problemas de operacionalidade do equipamento.

4.5.1.6 Estaca raiz

A estaca raiz é definida pela NBR 6122:2022 como um tipo de estaca moldada *in loco*, com argamassa de cimento e areia, e armada em todo seu comprimento. Sua execução ocorre através de perfuração rotativa ou rotopercussiva com revestimento integral no trecho em contato com o solo, utilizando tubos metálicos recuperáveis, que vão sendo rosqueados conforme executa-se a perfuração. A abertura do furo é efetuada através da rotação proporcionada por uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva ao revestimento, que avança em profundidade com o emprego de circulação direta de água introduzida com pressão pelo seu interior. Segundo Campos (2015), a estaca raiz tem sido empregada para consolidar maciços rochosos, uma vez que, por possuir diâmetro considerado pequeno (entre 100 e 410 mm), pode ser executada de forma inclinada e em todas as direções. O processo executivo deste tipo de estaca está representado na Figura 21.

Figura 21 – Processo executivo estaca raiz



Fonte: GEOFIX. Estaca raiz. Disponível em: <https://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php>. Acesso em: 28 maio 2025.

Segundo Danziger e Lopes (2022), a argamassa utilizada no processo de execução da estaca raiz é adensada com auxílio de pressão, geralmente possibilitada pela injeção de ar comprimido, que adensa a mistura de cimento e areia e proporciona o contato com o solo, contribuindo para o atrito lateral. Rebello (2008) corrobora com os autores supracitados ao afirmar que a utilização de ar comprimido por meio de golpes aplicados por compressor de ar, enquanto o tubo metálico de revestimento é retirado, objetiva garantir o total preenchimento do furo com argamassa.

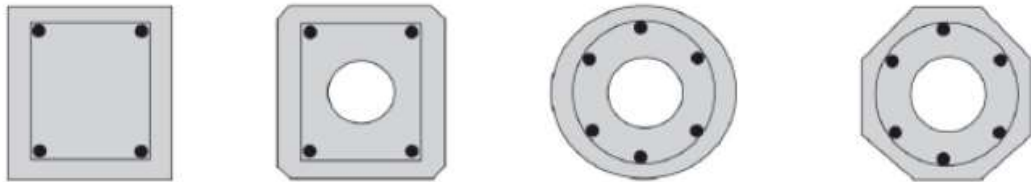
Dentre as principais vantagens construtivas e funcionais apresentadas por Andrzejewski (2015), vale citar: Possibilidade de execução praticamente em qualquer tipo de massa solo, mesmo na existência de obstáculos, ausência de produção de ruídos e vibrações excessivas, o que viabiliza a execução em áreas muito povoadas e alta capacidade de carga em relação aos demais tipos de estaca escavada de mesmo diâmetro. Como desvantagem, o autor destaca que o fator econômico é o mais desfavorável ao emprego da estaca raiz. Além do elevado custo ser um dos principais motivos do não uso deste tipo de estaca, a baixa produtividade também é um fator que vale ressaltar, visto não ser comum situações em que são executadas mais do que três estacas por dia, utilizando-se uma única máquina.

4.5.1.7 Estaca pré-moldada de concreto

Para fins estritamente geotécnicos, a NBR 6122:2022 não distingue estaca pré-moldada e pré-fabricada. Segundo a norma, é um tipo de estaca composta por segmentos de

pré-moldado ou pré-fabricado de concreto e inserida no solo através de golpe de martelo de gravidade, hidráulico, de explosão ou por martelo vibratório. O concreto empregado neste tipo de estaca pode ser armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com forma geométrica da seção transversal indeterminada, carecendo possuir resistência compatível com os esforços de projeto e advindos do transporte, manejo e cravação e possíveis solos agressivos. Vale ressaltar que as estacas são moldadas em comprimentos pretendidos, sendo comum possuírem de 10 a 15 m e que a cura do concreto é realizada antes do transporte destes elementos para o local da obra (DAS, 2016). Na Figura 22, são mostradas algumas seções típicas das estacas pré-moldadas de concreto.

Figura 22 – Estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: DANZIGER E LOPES, 2022.

Danziger e Lopes (2022) afirmam que a principal vantagem deste tipo de estaca em relação às estacas moldadas *in loco* encontra-se no concreto de boa qualidade que se pode alcançar, resistente aos agentes agressivos dos solos e na água. A segurança que a estaca pré-moldada de concreto proporciona ao avançar em camadas muito moles de solo, nas quais a concretagem *in loco* pode gerar algum contratempo, também é uma vantagem a ser considerada. Já como desvantagens, os autores supracitados ressaltam o fato de que a manipulação e a cravação destas estacas carecem de cuidados especiais e os casos de perdas em terrenos com alta variabilidade horizontal.

O dimensionamento estrutural da estaca pré-moldada de concreto deve ser realizado com bases nas normas: ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, ABNT NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento, e ABNT NBR 16258: Estacas pré-fabricadas de concreto – Requisitos; limitando o f_{ck} a 40,0 MPa (ABNT NBR 6122, 2022).

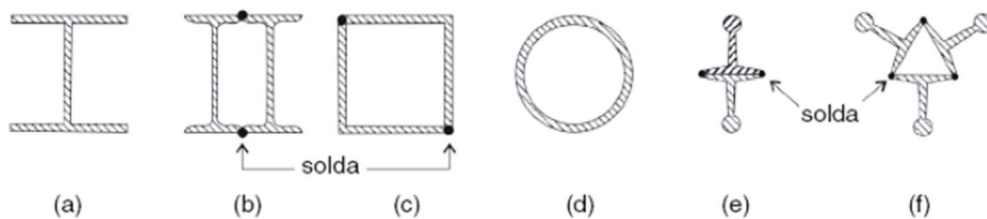
4.5.1.8 Estaca metálica

A estaca metálica ou de aço é definida pela NBR 6122:2022 como um tipo de estacava cravada, concebida por elemento estrutural metálico fabricado industrialmente, e deve

ser dimensionada segundo a ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, levando em conta a seção reduzida das estacas. Seu comprimento comum varia entre 15 e 60 m, sendo unida por soldagem ou rebites, quando necessário (DAS, 2016).

Esse tipo de estaca pode ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos (ABNT NBR 6122, 2022). Segundo Danziger e Lopes (2022), as estacas metálicas são encontradas com seções transversais de diversas formas e dimensões, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Estacas metálicas: (a) perfil de chapas soldadas; (b) perfis I laminados, associados (duplo); (c) perfis tipo cantoneira, associados (duplo); (d) tubo; (e) trilhos associados (duplo); e (f) trilhos associados (triplo).



Fonte: DANZIGER E LOPES, 2022.

O sistema de cravação destas estacas, que pode ser por percussão, prensagem ou vibração, necessita estar sempre bem ajustado e com todos seus componentes, tanto estruturais quanto acessórios, sem defeitos, com o intuito de proteger as estacas de possíveis danos durante o processo de cravação, e precisa ser mensurado de maneira que a estaca alcance a profundidade prevista sem avarias (ABNT NBR 6122, 2022). Para Danziger e Lopes (2022), devido à alta resistência do aço, as estacas metálicas são mais fáceis de cravar do que as estacas de concreto pré-moldado, sendo capaz de avançar por camadas compactas ou admitir o embutimento nesses materiais.

Assim como outros tipos de fundação, existem prós e contras quanto ao emprego de estaca metálicas. Como vantagens deste tipo de fundação, Das (2016) cita a facilidade de manuseio no que se refere ao corte e ao prolongamento para o comprimento almejado, a capacidade de suporte de altas tensões de cravação, a possibilidade de penetração em camadas duras de solo e a elevada capacidade de suporte de cargas. Já como desvantagens o autor supracitado apresenta o custo relativamente alto, o expressivo nível de ruído no decorrer da cravação e o fato das estacas metálicas estarem sujeitas à corrosão.

4.5.1.9 Estaca de madeira

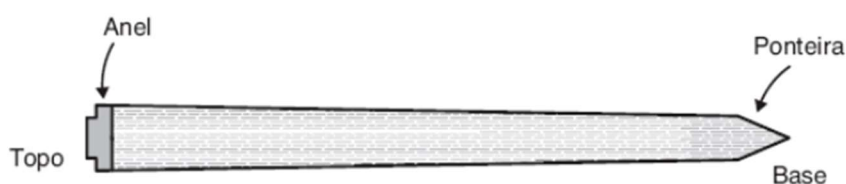
Um outro tipo de estaca cravada é a estaca de madeira. Para Andrade (2003) é um dos mais antigos elementos de fundação, empregado em grande escala até um passado recente. Definida por Das (2016) como troncos de árvores cujos ramos e casca foram cuidadosamente podados, com comprimento comum de 5 a 15 m, a estaca de madeira não pode suportar a tensão de uma cravação difícil; conseqüentemente, sua capacidade de carga é geralmente limitada.

Segundo a NBR 6122:2022 as estacas de madeira geralmente são usadas em obras provisórias. Se caso forem empregadas em obras permanentes, necessitam ser protegidas contra ação de fungos, bactérias, dentre outros. Andrade (2003) afirma que a durabilidade desse tipo de estaca deve ser contestada constantemente, uma vez que, abaixo do lençol freático, a estaca de madeira resiste quase indefinidamente. Por outro lado, se ficar alternadamente submersa, enterrada ou exposta ao ar, pode ou não apodrecer, dependendo das condições do solo, da espécie da madeira e do eventual tratamento aplicado ao material.

A madeira utilizada nestes elementos de fundação precisa atender às condições estabelecidas na ABNT NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira. Conforme especificado nesta referida norma, a carga estrutural admissível das estacas de madeira é calculada sempre em função da seção transversal mínima e considerando a tensão admissível compatível com o tipo e qualidade da madeira empregada (ABNT NBR 6122, 2022).

A cravação deste tipo de fundação é usualmente realizada com martelo de queda livre, na qual a relação entre o peso do martelo e o peso da estaca deve ser a maior possível, obedecendo-se a relação mínima de 1,0 (ABNT NBR 6122, 2022). No decorrer do processo de cravação, a cabeça da estaca deve ser protegida através de um anel cilíndrico de aço, com o intuito de evitar eventuais danos na madeira da estaca decorrentes dos golpes do bate-estacas. Sua ponta também necessita de proteção, a qual ocorre utilizando-se uma ponteira metálica. (ALBUQUERQUE E GARCIA, 2020). Essas proteções encontram-se ilustradas na Figura 24.

Figura 24 – Estaca de madeira

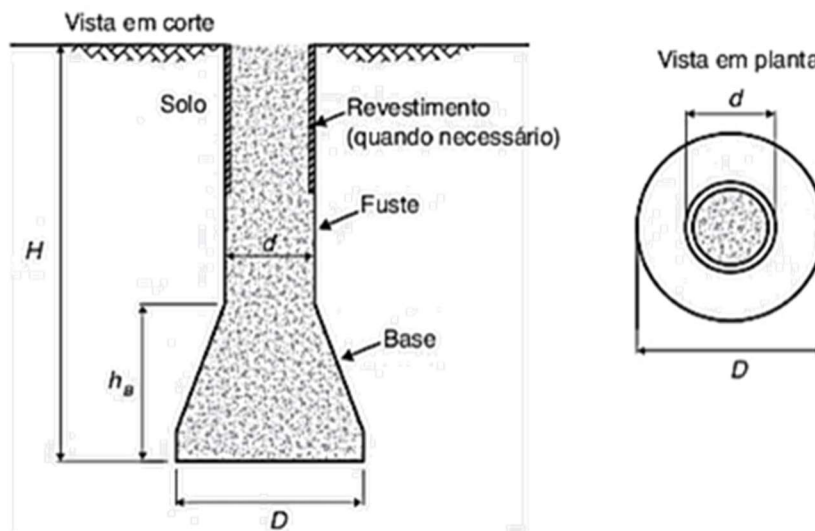


Fonte: ALBUQUERQUE E GARCIA, 2020.

4.5.2 Tubulões

A NBR 6122:2022 define tubulão como elemento de fundação profunda no qual pelo menos na finalização da perfuração utiliza-se trabalho manual em profundidade para execução do alargamento da base ou limpeza do fundo da escavação, visto que neste tipo de fundação a transferência de carga para o terreno acontece predominantemente pela ponta, ou seja, a transmissão das cargas ocorre essencialmente da base para uma camada de solo de resistência considerável. Para Albuquerque e Garcia (2020) a diferença da estaca para o tubulão consiste na necessidade de limpeza da base do tubulão, que pode ser alargada ou não, e na indispensabilidade da descida de um especialista geotécnico para aferição da tensão de suporte e verificação da geometria do elemento. Rebello (2008) afirma que o tubulão é preferencialmente recomendado para obras de grande porte, especialmente na construção de pontes e viadutos. Na Figura 25, são representadas esquematicamente as vistas usuais de um tubulão.

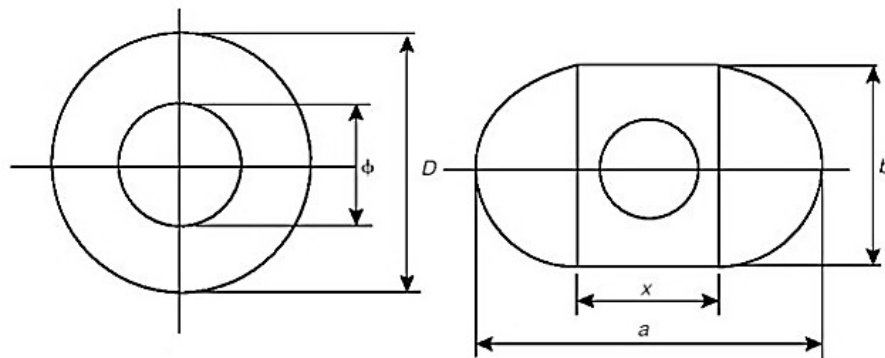
Figura 25 – Tubulão: vista em corte e em planta



Fonte: ALBUQUERQUE E GARCIA, 2020.

Segundo Alonso (2019) o fuste do tubulão geralmente é de seção circular, devendo seu diâmetro mínimo ser de 70 cm para possibilitar a entrada e saída de operários. Já a projeção da base do elemento pode ser circular ou em forma de falsa elipse, sendo que neste caso a relação a/b deverá ser menor ou igual a 2,5. É possível visualizar, na Figura 26, a projeção do fuste e da base do tubulão normalmente projetadas.

Figura 26 – Projeções do tubulão



Fonte: ALONSO, 2019.

A escavação do fuste pode ser executada de forma manual por poceiros ou por meio do uso de perfuratrizes até a profundidade calculada em projeto. Na colocação da armadura do fuste, deve-se tomar o cuidado de não permitir que, nesta etapa, fragmentos de solo caiam dentro do tubulão. Quanto a base do elemento, também é executável manualmente ou mecanicamente. Se mecanicamente, é obrigatório que o solo solto, o qual o equipamento não consegue remover durante a escavação, seja removido através da descida de um poceiro (ABNT NBR 6122, 2022).

Dentre as diversas vantagens do emprego de tubulão apontadas por Das (2016), vale citar: possibilidade de utilizar um único tubulão em substituição à um conjunto de estacas e blocos de coroamento, viabilidade da inspeção visual da superfície sobre a qual a base do tubulão é executada e alta resistência do elemento às cargas laterais. Por outro lado, o autor apresenta uma desvantagem considerável que se refere à possibilidade de adiamento da concretagem devido à condições climáticas adversas, além da necessidade de uma supervisão cuidadosa da execução deste elemento de fundação. Esta desvantagem relacionada ao adiamento da concretagem corrobora com a NBR 6122:2022, que informa que a concretagem do tubulão deve ser realizada imediatamente após a finalização da escavação do mesmo.

Em 10 de fevereiro de 2020 foi aprovada a Portaria nº 3.733, que conferiu nova redação à NR (Norma Regulamentadora) nº 18: Segurança e Saúde no Trabalho na Indústria da Construção. Com essa alteração na NR 18, algumas considerações e definições relacionadas aos tubulões sofreram mudanças, as quais vale destacar:

Quanto ao tubulão escavado manualmente:

- Necessita ser encamisado em toda sua extensão;
- Deve ser executado seguido de sondagem ou estudo geotécnico local, para profundidade superior a 3 m;

- Ficou proibido seu emprego para profundidades superiores a 15 m;
- Deve possuir diâmetro mínimo de 90 cm;
- Sua escavação carece ser precedida de plano de resgate e remoção;
- Sua escavação acima do nível d'água ou abaixo dele, só poderá ocorrer nos casos em que o solo se mantenha estável, sem risco de desmoronamento e com a possibilidade de controle da água no seu interior.

Quanto ao tubulão com ar comprimido, definido por Berberian (2015) como um tipo de tubulão revestido por camisa de aço ou concreto, na qual sua escavação ocorre abaixo do nível d'água, perante pressão de ar comprimido, com a finalidade de expulsar a água no interior do furo; segundo a NR 18, tornou-se proibida a execução por meio deste tipo de fundação.

4.6 Capacidade de carga

Sendo à perda da capacidade de carga um dos principais modos de colapso de uma fundação, se faz necessário compreender o cálculo desta resistência. Para Alonso (2019), a capacidade de carga de uma estaca, é calculada obtendo-se o menor dos dois valores:

- Resistência estrutural do material da estaca;
- Resistência do solo que lhe sustenta.

Embora o termo “capacidade de carga” seja predominantemente empregado na literatura geotécnica, outras expressões também são encontradas, como por exemplo: capacidade de suporte, carga de ruptura e carga última (CINTRA E AOKI, 2010). A NBR 6122:2022 define a carga de ruptura como sendo a força resistente última (geotécnica) da fundação ou ainda, o carregamento que, se destinado à fundação, ocasiona perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem seu desempenho ou segurança.

Cintra e Aoki (2010) compreendem que o termo “ruptura” ao ser empregado na expressão carga de ruptura, deve ser restrito à definição de capacidade de carga da fundação em termos geotécnicos, na qual considera o material constituinte da estaca com resistência suficiente para não ocorrer ruptura da própria estaca. Todavia em alguns casos, existe a possibilidade da capacidade de carga ser maior do que a resistência à compressão da estaca propriamente dita. Se isso acontecer, deve-se sobressair como valor limite a resistência da própria estaca, pois, deve-se considerar sempre o menor dos dois valores como princípio de projeto.

Para obtenção da resistência do solo que oferece suporte à estaca, Alonso (2019) afirma que os métodos de cálculo de transferência de carga, como os propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros, podem ser usados; sendo esses de conhecimento amplo no meio técnico e apresentados posteriormente. Quanto ao aspecto da resistência estrutural do material da estaca, o autor afirma que caso a estaca esteja submetida apenas a cargas de compressão que lhe ocasionem tensões médias abaixo de 5 MPa, não será necessário armá-la, a não ser que o processo de execução do elemento requeira alguma armação.

Na abordagem da NBR 6122:2022, as estacas ou tubulões moldadas *in loco*, quando submetidas a cargas de compressão e tensões limitadas aos valores do Quadro 7, apresentado a seguir, podem ser concebidas em concreto não armado, com exceção da armadura de ligação com o bloco de coroamento. Já nos casos em que as estacas ou tubulões sejam solicitados por tensões maiores que as indicadas no Quadro 7, esses devem ser providos de armadura, que deve ser calculada segundo a NBR 6118:2023.

Quadro 7 – Armação de estacas ou tubulões moldados *in loco*

Tipo de estaca	Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) em MPa
Hélice / hélice de deslocamento / hélice com trado segmentado	6,0
Escavadas sem fluido	5,0
Escavadas com fluido	6,0
Strauss	5,0
Tubulões não encamisados	5,0

Fonte: Adaptado de: NBR 6122 da ABNT, 2022.

Na compreensão do problema físico da capacidade de carga, Cintra e Aoki (2010) constataram a presença de tensões resistentes ao longo do comprimento da estaca e junto à sua ponta, o que possibilitou a separação da resistência em duas parcelas, em unidades de força: a resistência de fuste, também chamada de resistência por atrito lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_P), conforme já ilustrado na Figura 14. Objetivando apresentar a expressão da capacidade de carga do elemento de fundação por estaca, os autores iniciaram o equacionamento matemático aplicando equilíbrio de forças, conforme Equação 1.

$$R = R_L + R_p \quad \text{Equação 1}$$

A parcela da resistência de ponta (R_p) foi obtida multiplicando a resistência de ponta, em unidades de tensão (r_p) pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca (A_p), como demonstrado na Equação 2. Já a resistência por atrito lateral (R_L) é obtida através da multiplicação do perímetro do fuste (U) pelo somatório das forças resistentes por atrito lateral em cada segmento da estaca, sendo (r_L) a resistência lateral para cada segmento considerado, em unidades de tensão, e (Δ_L) o comprimento de cada segmento em questão, como evidenciado na Equação 3. Substituindo a Equação 2 e a Equação 3 na Equação 1, os autores alcançaram a expressão da capacidade de carga desejada: Equação 4, em que pode-se observar tanto variáveis geométricas da estaca (U, Δ_L, A_p), quanto variáveis geotécnicas (r_L, r_p).

$$R_p = r_p A_p \quad \text{Equação 2}$$

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad \text{Equação 3}$$

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad \text{Equação 4}$$

Diversos são os métodos destinados ao cálculo da capacidade de carga (R) de uma estaca ou tubulão. Para Velloso e Lopes (2010) os principais são:

- a) Métodos estáticos: formulados com os trabalhos de Terzaghi na primeira metade do século XX, os quais analisam a estaca em equilíbrio estático. Nestes métodos são empregadas fórmulas que avaliam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, sendo essa obtida através de ensaios de laboratório ou *in situ*. Os métodos estáticos se subdividem em métodos:
- Racionais ou teóricos, em que são empregadas fórmulas teóricas de capacidade de carga e fatores do solo;
 - Semiempíricos, os quais se fundamentam em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT) e;

- Empíricos, através dos quais a capacidade de carga da estaca é estimada de maneira grosseira baseando-se apenas na classificação das camadas de solo atravessadas.
- b) Métodos dinâmicos, apresentados no século XIX, baseiam-se na observação da cravação de uma estaca e na resposta da mesma a esse fenômeno dinâmico, que pode ser através de percussão, prensagem (utilizando macacos hidráulicos) ou vibração (com uso de vibradores).

Os métodos estáticos teóricos para previsão da capacidade de carga de fundações por estaca são pouco empregados em projetos, uma vez que ainda não são um tema em aberto na geotecnia, carecem de novos estudos e as fórmulas teóricas não são confiáveis. Diante disso os métodos estáticos semiempíricos são mais utilizados, visto que diversos autores têm proposto metodologias fundamentadas em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e refinados através da realização de provas de carga (CINTRA E AOKI, 2010). Velloso e Lopes (2010) corroboram com essa afirmação, ao declararem que, devido a sondagem a percussão (com execução do SPT) ser a investigação geotécnica mais propagada e empregada no Brasil, há muito tempo, os engenheiros de fundações se preocupam em estipular metodologias de cálculo da capacidade de carga de estacas que considerem os resultados dos ensaios de sondagem a percussão.

Os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978), que levam em consideração os resultados do ensaio de sondagem SPT, tornaram-se clássicos no meio geotécnico e são considerados de uso corrente na prática de engenharia de fundações no Brasil (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Para Hachich *et al.* (1998) os dois métodos são os mais empregados no dimensionamento de fundações por estacas.

4.6.1 Método Aoki e Velloso (1975)

Proposto em 1975 a partir de uma análise comparativa entre resultados de provas de carga em estacas e de resultados do ensaio SPT, o método estático semiempírico Aoki-Velloso pode ser utilizado com dados obtidos no ensaio CPT (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo Cintra e Aoki (2010), por este método, as variáveis geotécnicas da Equação 4 (r_L , r_P) são inicialmente associadas com ensaios de penetração estática CPT através dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s), conforme apresentado na Equação 5 e Equação 6, respectivamente.

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 5}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação 6}$$

Os fatores de correção F_1 e F_2 são usados para considerar o efeito escala, isto é, a discrepância de comportamento entre a estaca (protótipo) e cone do CPT (modelo), bem como, o impacto do método de execução específico de cada tipo de estaca. No entanto, devido ao fato do CPT não ser tão comum no Brasil quanto o SPT, é possível substituir o valor de q_c por uma correlação com o índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (N):

$$q_c = KN \quad \text{Equação 7}$$

O coeficiente K varia conforme o tipo de solo. Também é possível expressar o atrito lateral em termos de N_{SPT} , utilizando a razão de atrito (α):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação 8}$$

Logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha KN \quad \text{Equação 9}$$

O fator α varia conforme o tipo de solo. Assim, é possível reescrever as Equações 5 e 6:

$$r_P = \frac{KN_P}{F_1} \quad \text{Equação 10}$$

$$r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad \text{Equação 11}$$

Os termos N_P e N_L se referem, respectivamente ao índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L , sendo os dois valores determinados a partir da sondagem SPT mais

próxima do local onde será executado o elemento. Dessa forma, é possível calcular a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação usando a seguinte fórmula semiempírica:

$$R = \frac{KN_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad \text{Equação 12}$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), os valores de K e α , apresentados no Quadro 8, foram sugeridos por Aoki e Velloso com base na experiência e em dados encontrados na literatura.

Quadro 8 – Valores de K e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Siltearenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: AOKI E VELLOSO¹, 1975 *apud* CINTRA E AOKI, 2010.

¹ AOKI, N.; e VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.** In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.

Com o passar dos anos, após a publicação do método Aoki-Velloso, os valores de F_1 e F_2 foram aprimorados. No Quadro 9, são apresentados os valores atualizados, sendo D o diâmetro, em metros, das estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro (CINTRA E AOKI, 2010).

Quadro 9 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
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	$2 F_1$
Strauss	4,0	3,0

Fonte: Adaptado de AOKI E VELLOSO¹, 1975 *apud* CINTRA E AOKI, 2010 e BERBERIAN, 2015.

4.6.2 Método Décourt e Quaresma (1978)

Em 1978, Décourt e Quaresma apresentaram um método para avaliação da capacidade de carga de estacas baseando-se nos valores de N, obtidos no ensaio SPT (HACHICH *et al.*, 1998). As parcelas de resistência lateral e de ponta (R_L e R_P) da capacidade de carga (R) apresentadas na Equação 1 são calculadas no Método Décourt Quaresma através das Equações 15 e 16 (CINTRA E AOKI, 2010).

$$R_L = r_L UL \quad \text{Equação 13}$$

$$R_P = r_P A_P \quad \text{Equação 14}$$

Cintra e Aoki (2010) afirmam que o cálculo da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) é realizado com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), de acordo com uma tabela fornecida pelos autores do método, sem considerar qualquer diferenciação entre os tipos de solo. Na estimativa de N_L , eles estabelecem os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e desconsideram os valores que serão usados para avaliar a resistência de ponta. Em 1982, Décourt transformou os valores tabelados na Equação 15 e para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita estenderam o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$. Já para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, mantiveram $N_L \leq 15$.

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (kPa) \quad \text{Equação 15}$$

Alonso (2019) vai de encontro à definição de Cintra e Aoki (2010), ao não considerar N_L como o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, nem desconsiderar os índices utilizados na avaliação da resistência de ponta. Para o autor, considera-se para N_L o próprio valor do índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (N) a cada metro de profundidade, desconsiderando valores inferiores a 3 e superiores a 50.

Para a parcela de resistência de ponta (R_L), será necessário estimar a capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca (r_p) (CINTRA E AOKI, 2010). A Equação 16 permite este cálculo.

$$r_p = CN_p \quad \text{Equação 16}$$

Em que:

N_p – Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, determinado a partir da média entre três valores: o valor correspondente ao nível da ponta ou base, o valor imediatamente anterior e o valor imediatamente posterior;

C – Coeficiente característico do solo, refinado através de 41 provas de cargas efetuadas em estacas pré-moldadas de concreto. Conforme ilustrado no Quadro 10, os valores do coeficiente variam conforme o tipo de solo.

Quadro 10 – Valores do coeficiente característico do solo (C)

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso *	200
Silte arenoso	250
Areia	400
* Alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: DÉCOURT E QUARESMA², 1978 *apud* CINTRA E AOKI, 2010.

² DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro, 1978. v. 1. p.45-54.

Em 1996, Décourt acrescentou fatores α e β nas parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, resultando na Equação 17, que calcula a capacidade de carga. Esse acréscimo de fatores teve como objetivo a aplicabilidade do método a estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral (inclusive tubulões a céu aberto), estacas hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões (CINTRA E AOKI, 2010).

$$R = \alpha CN_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad \text{Equação 17}$$

A proposição de valores para α e β por Décourt em 1996 são apresentados no Quadro 11 e Quadro 12. Para as estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, permanece o método original, sendo $\alpha = \beta = 1$.

Quadro 11 – Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*
* valores apenas orientativos diante do número reduzido de dados disponíveis.					

Fonte: DÉCOURT³, 1996 *apud* CINTRA E AOKI, 2010.

Quadro 12 – Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*
* valores apenas orientativos diante do número reduzido de dados disponíveis.					

Fonte: DÉCOURT³, 1996 *apud* CINTRA E AOKI, 2010.

³ DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas: estacas**. In: HACHICH *et al.* (eds.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996. p. 265-301.

4.7 Carga admissível

Definida pela NBR 6122:2022 como a carga máxima aplicada em uma estaca ou tubulão isolados que, considerando os fatores de segurança pré-estabelecidos, atende aos limites últimos (ruptura) e de serviço (vibrações, recalque etc.), a carga admissível é uma grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estacas nos casos em que são considerados valores característicos para as ações e fator de segurança global. Para determinação desta grandeza a partir do Estado Limite Último (ELU), utiliza-se a carga de ruptura ou capacidade de carga, que pode ser calculada através de métodos estáticos ou dinâmicos, conforme já apresentado anteriormente.

Ainda segundo a norma NBR 6122:2022, a carga admissível de estacas ou tensão admissível de sapatas e tubulões (P_{adm}) pode ser determinada a partir do método de valores admissíveis, em que a condição de verificação da segurança é apresentada na Equação 18, em que R_k equivale às forças ou tensões características de ruptura (últimas), S_k às solicitações características e FS_g ao fator de segurança global.

$$P_{adm} = \frac{R_k}{FS_g} \text{ e } P_{adm} \geq S_k \quad \text{Equação 18}$$

O princípio deste método de projeto é assegurar que a carga atuante em cada estaca não seja maior que à carga admissível. Vale enfatizar que a definição de carga admissível não é pertinente a uma estaca isoladamente, mas sim a todas as estacas (de mesma seção transversal) do estaqueamento. A confusão decorre do fato de que cada elemento de fundação por estaca tem seu próprio fator de segurança, estabelecido pela relação entre a sua capacidade de carga e a carga admissível, e desse modo, o fator de segurança global constitui o fator de segurança médio de todos os elementos de fundação por estaca (CINTRA E AOKI, 2010).

No que diz respeito ao fator de segurança global (FS_g), Cintra e Aoki (2010) destacam que, em 1975, Aoki e Velloso estabeleceram o fator global normatizado de 2,00 para o cálculo da carga admissível das estacas; conforme apresentado na Equação 19. Já Décourt e Quaresma, em 1978 consideraram como fator global valores distintos (que se diferem dos fatores de segurança parciais) para as parcelas de resistência de ponta e de atrito, consoante à Equação 20.

$$P_{adm} = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{Equação 19}$$

$$P_{adm} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad \text{Equação 20}$$

Quando o projeto de fundações envolve estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante, assim como estacas hélice contínua, é necessário que o projetista mencione explicitamente a contribuição da resistência de ponta, sempre que considerada. Antes de iniciar a execução, é fundamental que o responsável assegure a aplicação dos procedimentos operacionais mínimos descritos nos Anexos J e N da NBR 6122:2022, de maneira que a ponta da estaca entre em contato eficaz com o solo competente ou rocha. Sob essas circunstâncias, durante a verificação do ELU, a resistência na ponta não excederá a resistência de atrito lateral, conforme Equação 21. Caso o responsável pela execução das estacas não possa assegurar o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha, o projeto deve ser revisado, ajustando os comprimentos das estacas na verificação do ELU para considerar a condição de resistência nula na ponta, conforme Equação 22 (ABNT NBR 6122, 2022).

$$R_P < R_L \text{ e } P_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{Equação 21}$$

$$R_P = 0 \text{ e } P_{adm} = \frac{R_L}{2} \quad \text{Equação 22}$$

4.8 Carga de catálogo

Uma outra análise do ELU considera a estaca isoladamente, cada tipo em particular, sem considerar o aspecto geotécnico. Essa análise avalia a carga admissível da estaca (P_e), muitas vezes confundida com a carga admissível da fundação (P_{adm}), que leva em consideração a condição geotécnica. Para evitar essa confusão, sugere-se intitular P_e como carga de catálogo, pois representa o valor de carga apresentado no catálogo do fabricante ou executor da estaca, com base na seção transversal do fuste e do tipo de estaca. Na prática de projeto, a carga de catálogo é inicialmente definida, o que implica que passa a ser considerada como o limite superior para a carga admissível da fundação, conforme Equação 23 (CINTRA E AOKI, 2010).

$$P_{adm} \leq P_e$$

Equação 23

Uma vez determinado o tipo de estaca e o diâmetro ou a seção transversal do fuste, é possível obter a carga de catálogo correspondente obtida através da multiplicação da tensão admissível do material da estaca pela área da seção transversal do fuste. Diante disso, Cintra e Aoki (2010) apresentam as cargas de catálogo citadas na literatura brasileira, referentes aos tipos mais comuns de estacas. O Quadro 13 exibe os valores das cargas de catálogo para as estacas escavadas obtidas pela perfuração com remoção do solo, seguida da concretagem *in loco* sem qualquer oportunidade de melhoria do solo circundante, bem como para outros tipos de estacas comuns.

Quadro 13 – Carga de catálogo (P_e) para estacas

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Broca $\sigma_e = 4 \text{ MPa}$ (Velloso e Lopes, 2002)	Ø 20	150
	Ø 25	200
Strauss* $\sigma_e = 4 \text{ MPa}$ (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	Ø 22	200
	Ø 27	300
	Ø 32	400
	Ø 42	700
	*Diâmetro externo do revestimento. Ø 42	1070
Escavada com trado helicoidal (a seco) $\sigma_e = 4 \text{ MPa}$ (Falconi, Souza Filho e Fígaro, 1998)	Ø 25	250
	Ø 30	360
	Ø 35	490
	Ø 40	640
	Ø 45	810
	Ø 50	1000
Apiloadada $\sigma_e = 4 \text{ MPa}$	Ø 20	150
	Ø 25	200
Franki* $\sigma_e = 6 \text{ MPa}$	Ø 30	450
	Ø 35	550

(Maia, 1998)	Ø 40	800
* Ø final, em vez do Ø do tubo. A carga de catálogo depende da armadura utilizada.	Ø 52	1300
	Ø 60	1700
Raiz*	Ø 10	100-150
(Alonso, 1998b)	Ø 12	100-250
	Ø 15	100-350
* Ø final, em vez do Ø do tubo. A carga de catálogo depende da armadura utilizada.	Ø 16	100-450
	Ø 20	100-600
	Ø 25	250-800
	Ø 31	300-1100
	Ø 41	500-1500
Hélice contínua $\sigma_e = 6 MPa$ (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1250
	Ø 60	1800
	Ø 70	2450
	Ø 80	3200
	Ø 90	4000
	Ø 100	5000

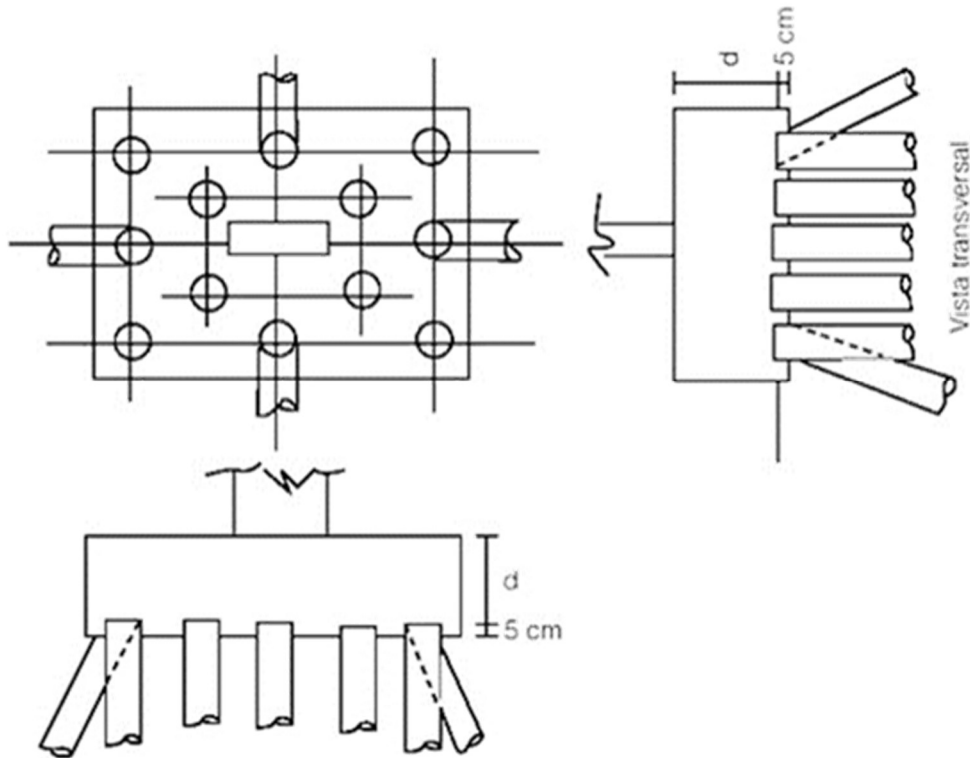
Fonte: Adaptado de: CINTRA E AOKI, 2010.

4.9 Determinação do estaqueamento

Também definidos como “blocos sobre estacas”, os blocos de coroamento são, de acordo com a NBR 6118:2023, estruturas de volume empregadas para transmitir as cargas dos pilares às estacas e tubulões. Alonso (2019) corrobora com a definição apresentada na norma, ao afirmar que para a distribuição das ações provenientes da estrutura às estacas, se faz necessário construir um bloco de coroamento. Ainda de acordo com o autor, denomina-se “estaqueamento” o termo utilizado para descrever o conjunto de estacas unidas pelo bloco de

coroamento, podendo ser esse conjunto composto por estacas verticais, inclinadas, ou por ambas, conforme apresentado na Figura 27.

Figura 27 – Exemplo de estaqueamento



Fonte: ALONSO, 2019.

Segundo Campos (2015), para determinação do estaqueamento, ou seja, do número de estacas necessárias (n_E), é necessário determinar o tipo de estaca e conhecer previamente as cargas, suas direções e sentidos. Para o caso de atuação de apenas carga vertical, considera-se no cálculo a carga vertical aplicada somada ao peso próprio do bloco de coroamento, o qual inicialmente será estimado em 5% a 10% da carga vertical, conforme Equação 24. Vale ressaltar que esse método de cálculo é aplicável apenas quando as cargas estão centralizadas, coincidindo com o centro de carga do estaqueamento e todas as estacas são do mesmo tipo e diâmetro. Caso exista momentos aplicados ou excentricidade da carga, o cálculo deve ser realizado levando em conta esses efeitos.

$$n_E = \frac{(1,05 \text{ a } 1,1) \text{ Carga do pilar}}{\text{Carga admissível da estaca}} = \frac{(1,05 \text{ a } 1,1)N_S}{P_{adm,E}} \quad \text{Equação 24}$$

5 MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 Materiais

5.1.1 Edificação analisada

Para este estudo de caso, foi considerada uma residência unifamiliar de dois pavimentos, localizada na região central da cidade de Pimenta-MG, cuja execução foi concluída em 2023. Na Figura 28, observa-se a localização da edificação, destacando-se também as edificações térreas vizinhas, que são bem antigas, bem como um ponto de referência situado nas proximidades.

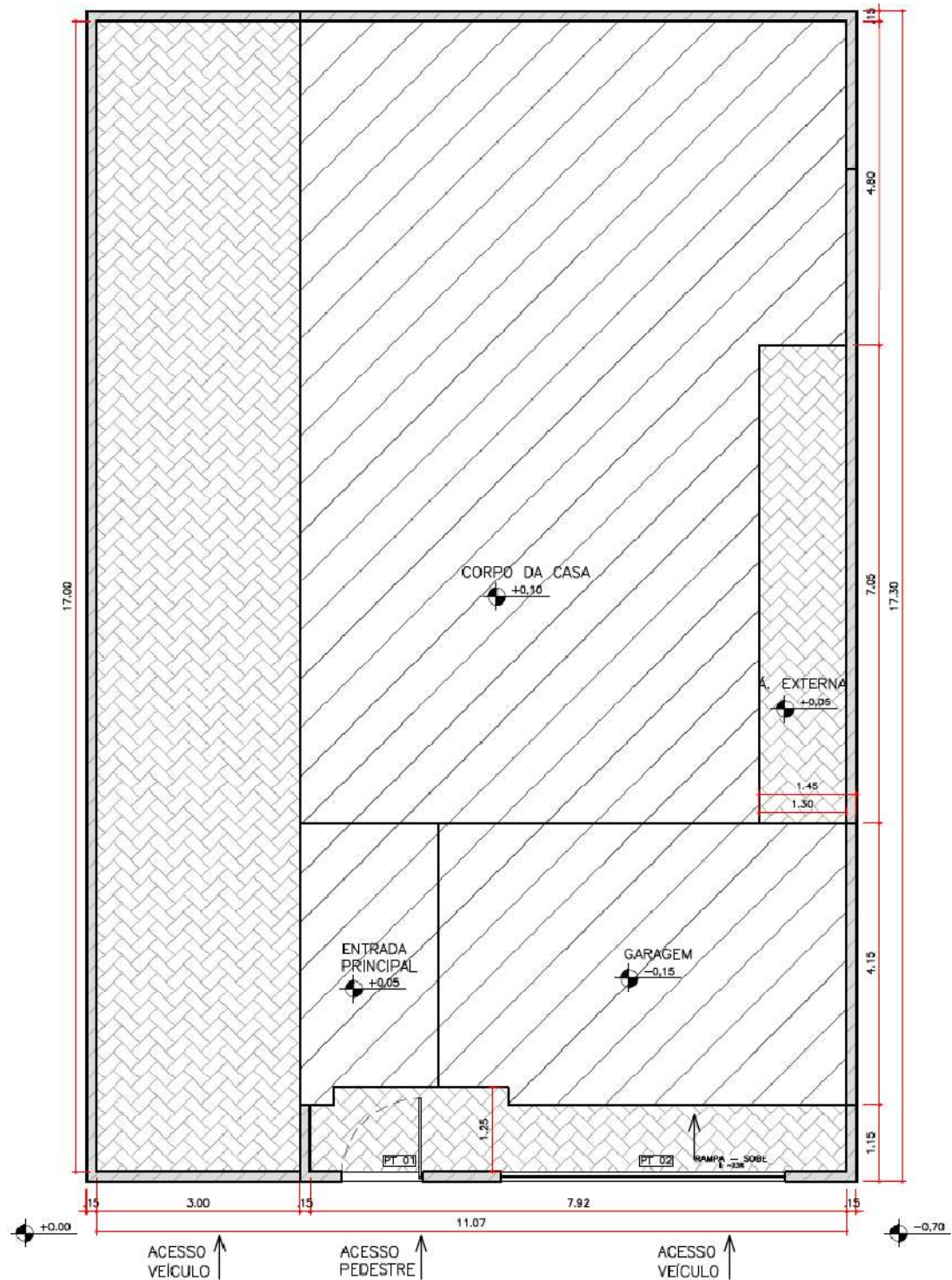
Figura 28 – Localização da edificação



Fonte: Google Earth Pro, 2024.

O arquiteto responsável pela elaboração forneceu o projeto arquitetônico executivo completo para este estudo, sendo a área total construída prevista de 203,05 m². Na Figura 29, é apresentada a planta de locação da edificação, a qual ilustra o posicionamento da construção no respectivo terreno.

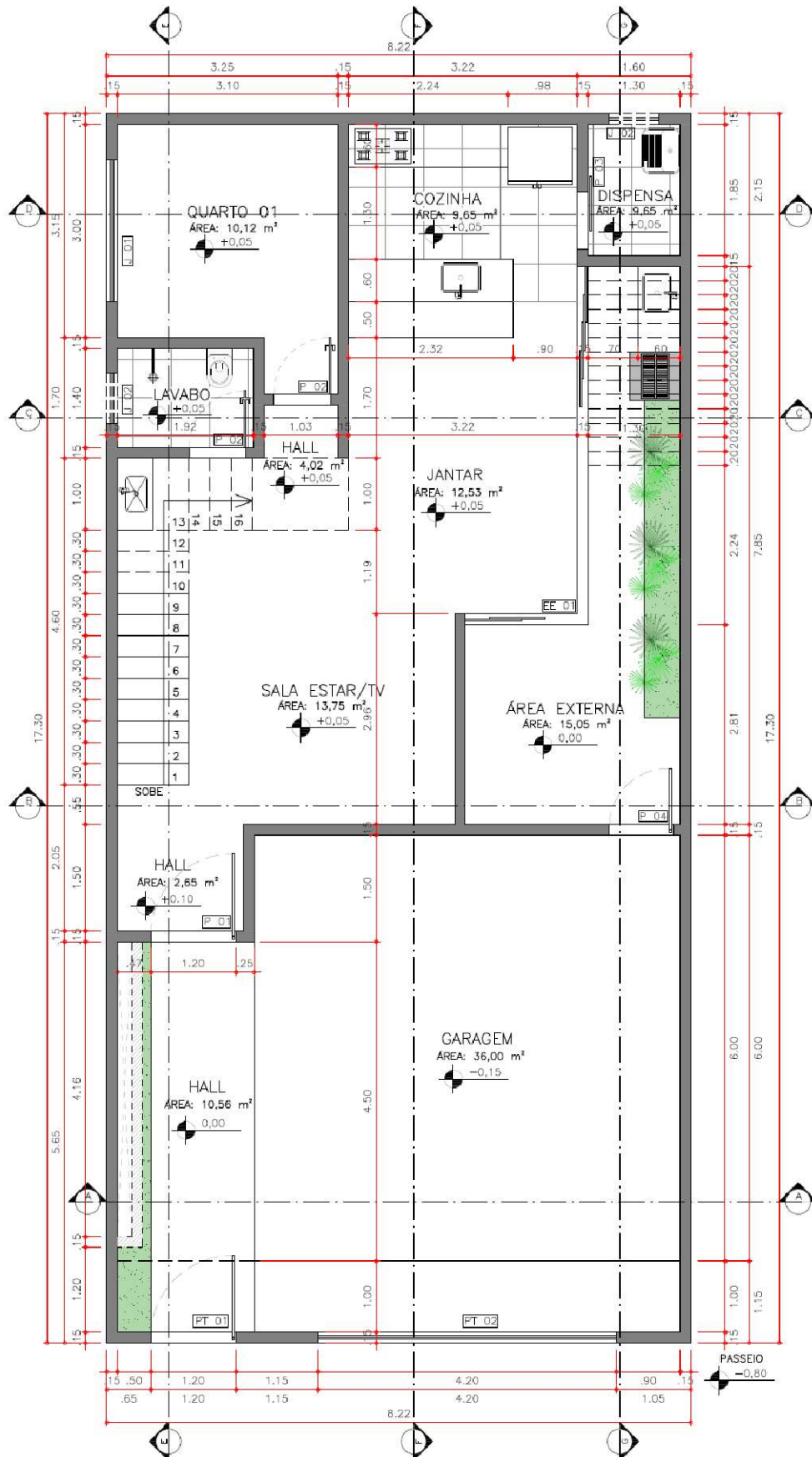
Figura 29 – Planta de locação



Fonte: Arquivo pessoal, 2021.

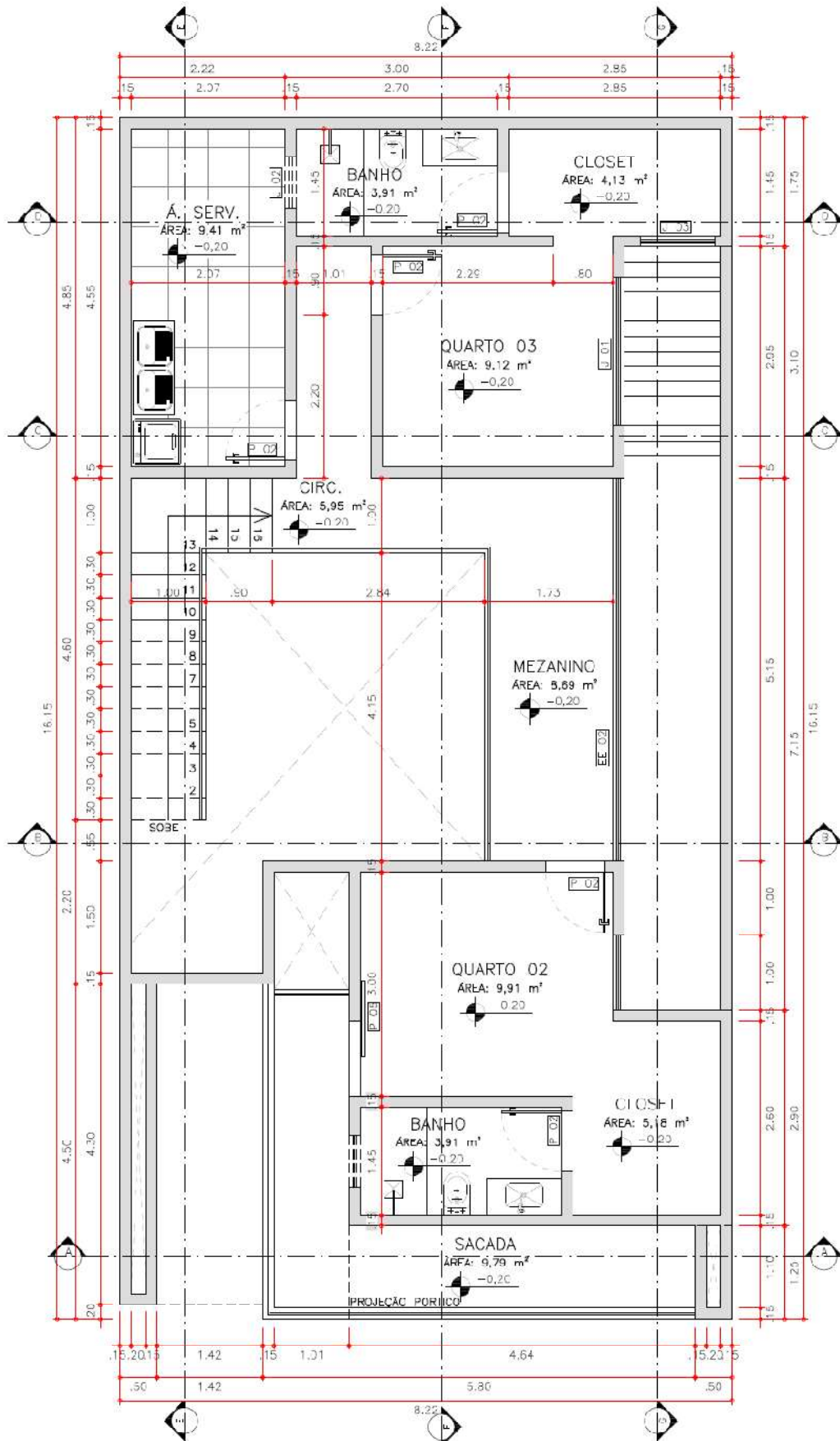
A planta baixa do pavimento térreo é apresentada na Figura 30, enquanto a planta baixa do 1º pavimento da edificação está ilustrada na Figura 31.

Figura 30 – Planta baixa: Térreo



Fonte: Arquivo pessoal, 2021.

Figura 31 – Planta baixa: 1º pavimento



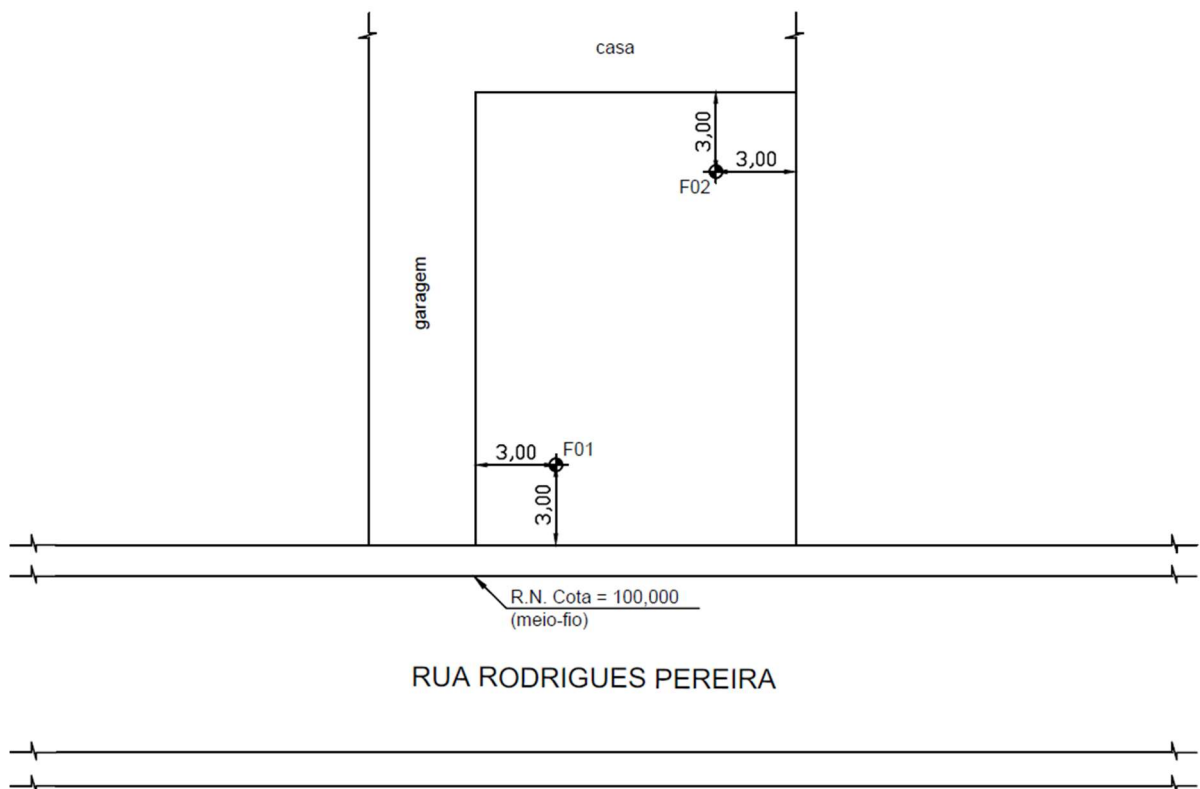
Fonte: Arquivo pessoal, 2021.

5.1.2 Investigação geotécnica

A empresa responsável pela investigação geotécnica utilizou o ensaio de campo SPT, fornecendo relatório que contempla a planta de localização dos furos de sondagem, informação sobre o nível do lençol freático, bem como os perfis de sondagem que apresentam as condições das camadas do solo em estudo.

Foram executados dois furos de sondagem cuja localização está apresentada na Figura 32. As cotas dos furos foram definidas em relação ao ponto de referência RN também apresentado na Figura 32.

Figura 32 – Localização dos furos de sondagem



Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

Na Figura 33, é apresentado o equipamento utilizado no ensaio de sondagem SPT manual, posicionado no local previsto para execução do furo denominado F02. A cravação do amostrador no solo ocorreu com o uso do martelo erguido manualmente através de um cabo têxtil que transcorreu por uma roldana situada na parte superior do tripé de sondagem.

Figura 33 – Equipamento de sondagem SPT manual

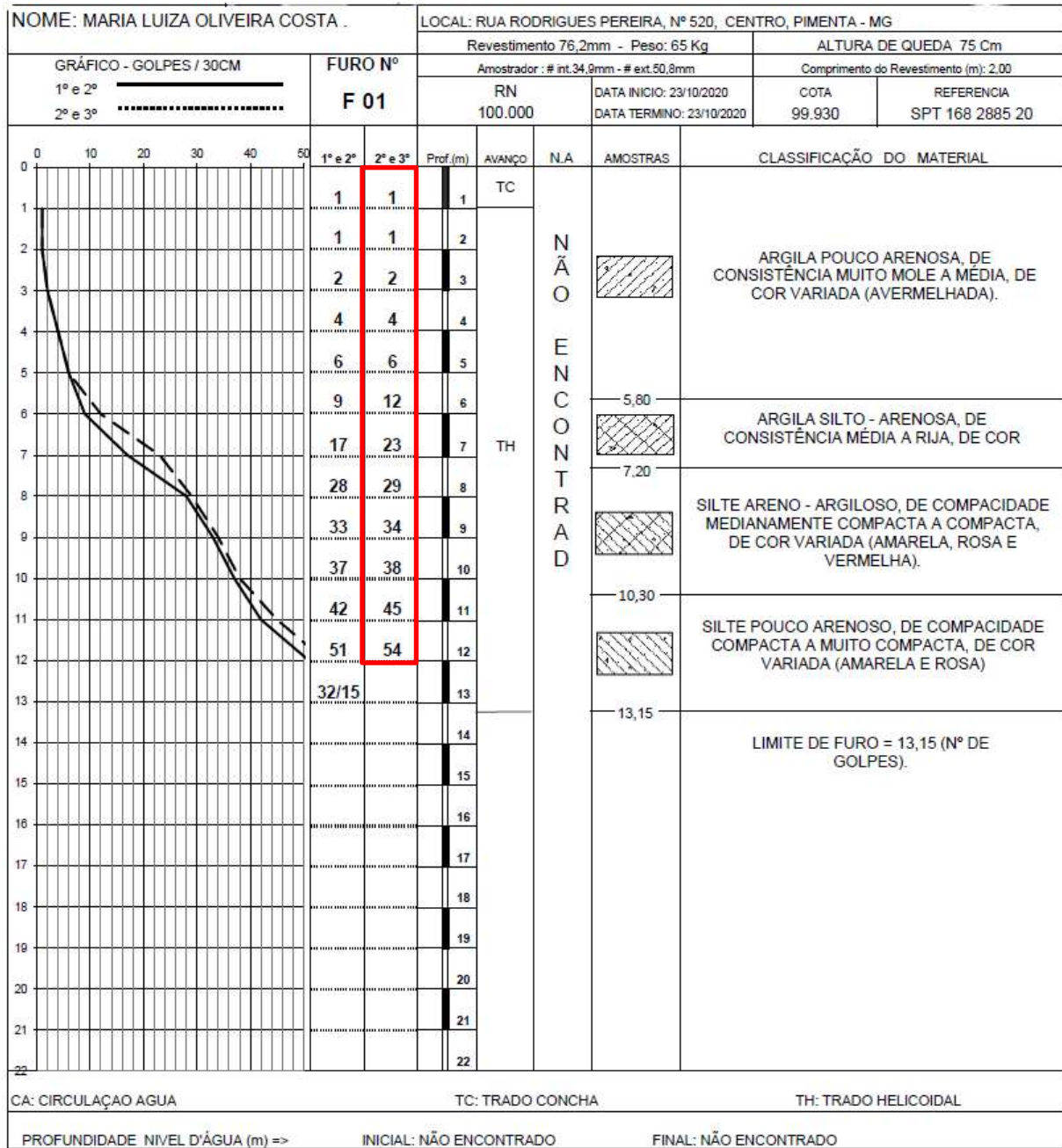


Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

A área da projeção em planta da edificação em questão é de 142,21 m². Logo, a quantidade de furos necessárias está de acordo com a determinação da NBR 8036:1983, uma vez que essa prevê duas sondagens para área de 0 a 200 m². Pôde-se perceber também que os furos foram igualmente distribuídos na área em questão, visando uma maior representatividade do solo.

O perfil de sondagem, graduado de metro em metro, foi fornecido pela empresa executora do ensaio para cada um dos furos e estão ilustrados na Figura 34 e Figura 35. O índice de resistência à penetração obtido no ensaio SPT (N) foi indicado em cada um dos perfis de sondagens apresentados.

Figura 34 – Perfil de sondagem: F01



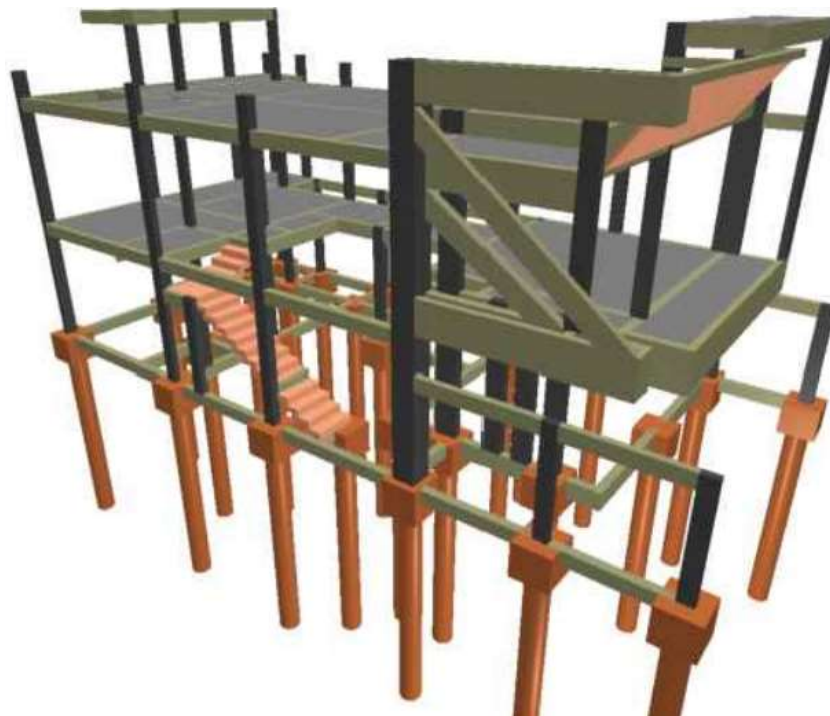
Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

5.1.3 Quadro de cargas

A empresa de engenharia responsável pela elaboração do projeto estrutural e acompanhamento da execução da edificação em estudo forneceu o projeto estrutural completo para esta pesquisa. Dentre as diversas informações contempladas no projeto estrutural, a planta de locação dos pilares e o quadro de cargas são indispensáveis para o dimensionamento das fundações. Ambos estão apresentados no Anexo A.

Para o dimensionamento das estruturas, a empresa responsável utilizou o *software* Eberick. O modelo 3D permite uma melhor visualização de como foram distribuídos os elementos estruturais: lajes, vigas e pilares, conforme Figura 36.

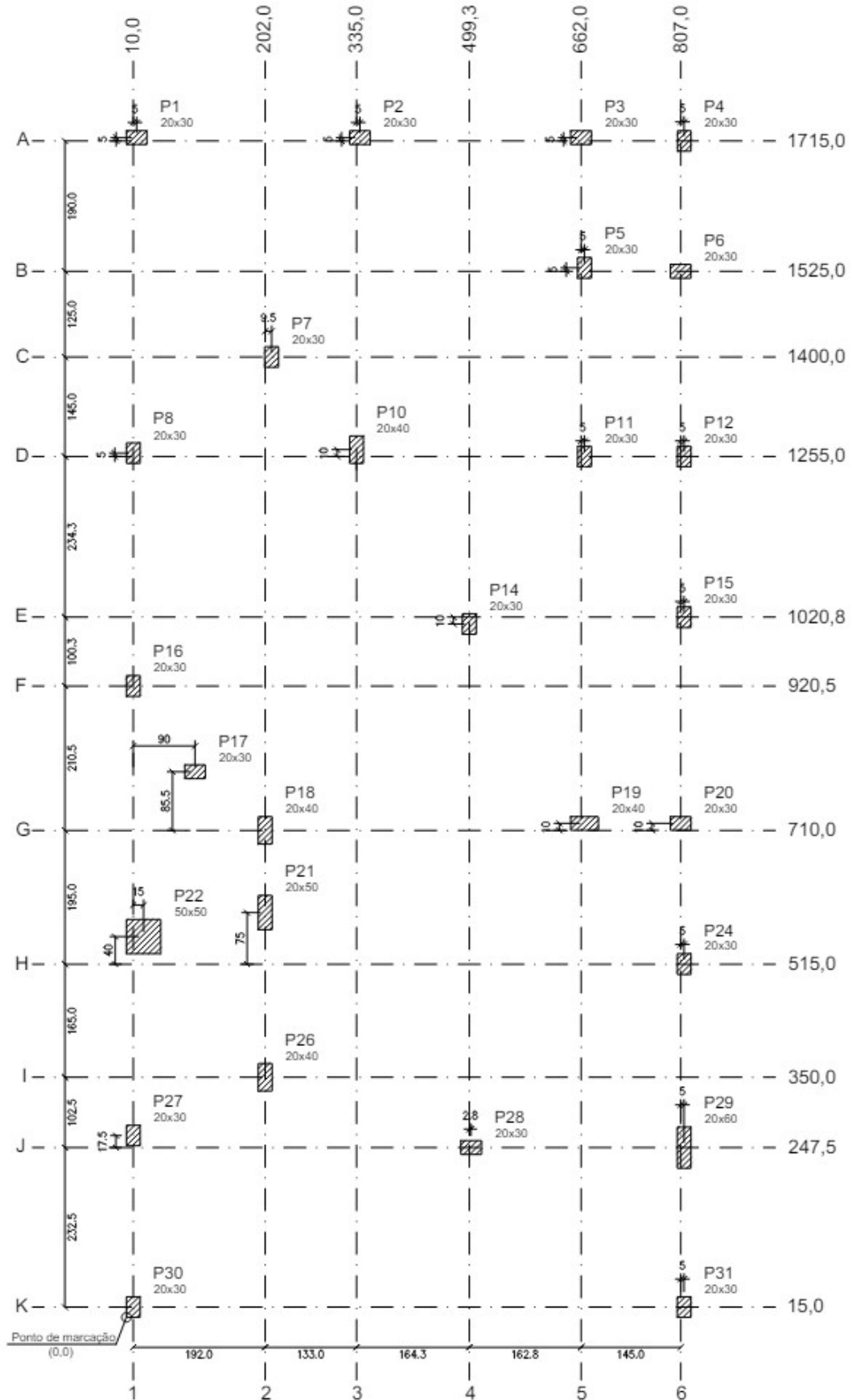
Figura 36 – Modelagem estrutural



Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

Por meio da planta de locação dos pilares da edificação disponibilizado foi possível localizar cada pilar da estrutura e as dimensões de sua respectiva seção, conforme apresentado na Figura 37 e indicado no Quadro 14.

Figura 37 – Planta de localização dos pilares



Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

Quadro 14 – Dados dos pilares

Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)
P1	20x30	15,0	1720,0
P2	20x30	340,0	1720,0
P3	20x30	662,0	1720,0
P4	20x30	812,0	1715,0
P5	20x30	667,0	1530,0
P6	20x30	807,0	1525,0
P7	20x30	211,5	1400,0
P8	20x30	10,0	1260,0
P10	20x40	335,0	1265,0
P11	20x30	667,0	1255,0
P12	20x30	812,0	1255,0
P14	20x30	499,3	1010,8
P15	20x30	812,0	1020,8
P16	20x30	10,0	920,5
P17	20x30	100,0	795,5
P18	20x40	202,0	710,0
P19	20x40	667,0	720,0
P20	20x30	807,0	720,0
P21	20x50	202,0	590,0
P22	50x50	25,0	555,0
P24	20x30	812,0	515,0
P26	20x40	202,0	350,0
P27	20x30	10,0	265,0
P28	20x30	502,0	247,50
P29	20x60	812,0	247,50
P30	20x30	10,0	15,0
P31	20x30	812,0	15,0

Fonte: Elaborado pela autora, 2024.

Em posse dos resultados obtidos nos dois furos de sondagem e a localização de cada pilar da edificação, para determinação da capacidade de carga das fundações, adotou-se para

cada pilar o resultado do furo mais próximo e a sua respectiva carga máxima atuante, conforme apresentado no Quadro 15.

Quadro 15 – Furo de sondagem x Pilar x Carga

F01		F02	
Pilar	Carga (tf)	Pilar	Carga (tf)
P17	0,2	P1	8,5
P18	2,6	P2	19,4
P19	26,1	P3	7,7
P20	1,1	P4	1,8
P21	14,2	P5	25,0
P22	32,2	P6	4,2
P24	6,3	P7	13,5
P26	23,8	P8	13,4
P27	2,4	P10	25,3
P28	0,6	P11	0,8
P29	31,8	P12	2,2
P30	0,9	P14	6,9
P31	1,4	P15	2,8
		P16	10,2

Fonte: Elaborado pela autora, 2024.

Analisando o Quadro 15, verifica-se que as cargas consideradas no dimensionamento das fundações foram somente de esforços verticais. Com isso, pode-se concluir que os vínculos de apoio das fundações adotados pelo projetista foram do tipo rotulado, os quais restringem os deslocamentos verticais e horizontais, porém permitem a rotação. Além disso, pela ausência de esforços horizontais, verifica-se que não foram empregadas cargas referentes às ações de vento e nenhum outro tipo de solicitação horizontal.

Vale destacar que, para este estudo, considerou-se apenas as cargas fornecidas pelo Engenheiro Estrutural responsável pela obra. Em nenhum momento, durante a realização deste trabalho, foi feita a concepção e análise estrutural para obtenção dos esforços, nem foram escolhidos os tipos de vínculo de apoio das fundações. Todas as ações aplicadas na estrutura e

os esforços obtidos foram exclusivamente obtidos pelo Engenheiro Estrutural responsável pelo projeto.

5.2 Métodos

Gil (2002) define o estudo de caso como sendo o estudo que permite um amplo e detalhado conhecimento de um ou poucos objetos, ao estudá-los profundamente e exaustivamente. Dessa forma, este trabalho pode ser considerado um estudo de caso, visto que foi realizado um estudo aprofundado a respeito da infraestrutura do edifício em análise, na qual foi apontado tipos de fundação adequados para o caso, bem como realizado o dimensionamento e comparação da solução proposta com a solução executada.

A primeira etapa do trabalho consistiu no desenvolvimento de uma pesquisa bibliográfica sobre fundações, buscando informações sobre os diferentes tipos existentes, as variáveis que interferem na escolha do melhor tipo de fundação, fórmulas e métodos de dimensionamento, ou seja, os aspectos indispensáveis à realização de um bom projeto. Para isso foram consultados livros, normas, artigos, trabalhos acadêmicos, entre outros. A pesquisa bibliográfica deu ênfase às fundações profundas, tendo em vista que o relatório de sondagem revelou a presença de solo mole nas camadas superficiais, o que comprometeu o uso de fundações rasas e levou ao emprego de fundações profundas.

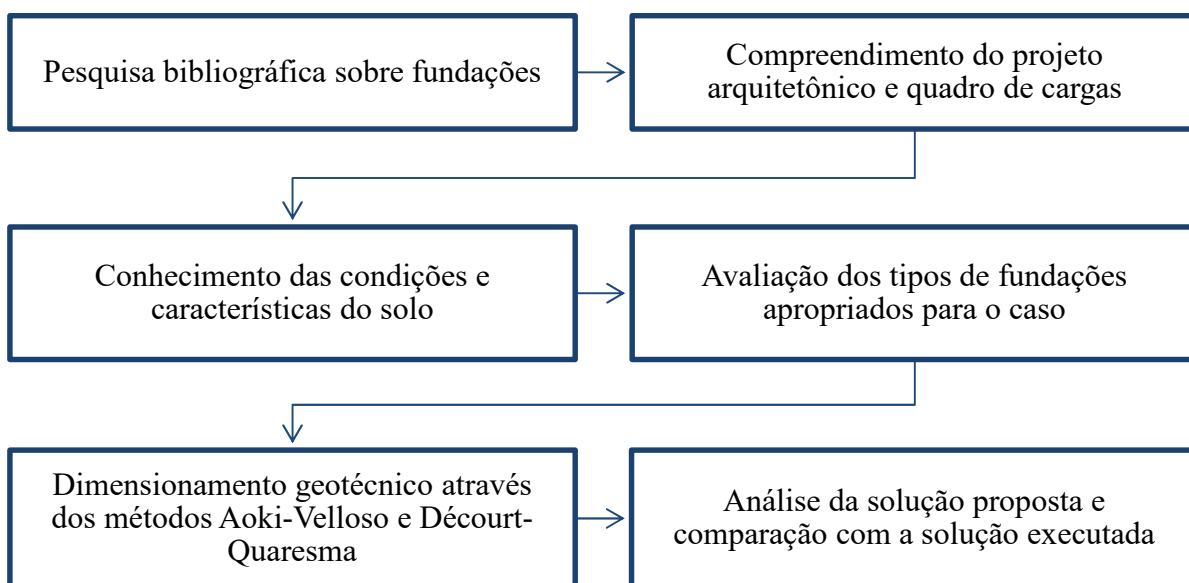
Conforme já apresentado, foram disponibilizados para este estudo o projeto arquitetônico da edificação, o relatório de sondagem e o projeto estrutural contendo quadro de cargas e dimensionamento das fundações. O conhecimento do quadro de cargas é indispensável, uma vez que as forças solicitantes precisam ser avaliadas no dimensionamento dos elementos de fundação. Além disso, foram realizadas visitas à edificação para conhecimento acerca do terreno e das condições das obras vizinhas.

Com base nos dados coletados e na fundamentação teórica, avaliou-se opções para a fundação do sobrado residencial e dois tipos de fundação com potencial relevante para o caso foram apontados. Posteriormente, para fins de comparação, efetuou-se o dimensionamento geotécnico considerando os dois métodos: Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Os cálculos foram automatizados por meio de uma planilha eletrônica, seguindo as disposições normativas e as prescrições teóricas da bibliografia corrente. Logo, foram analisadas as diferenças encontradas no dimensionamento geométrico por meio dos dois métodos distintos, bem como as diferenças obtidas para os dois tipos de estaca.

Na etapa final, realizou-se o levantamento quantitativo de concreto para a alternativa considerada mais adequada ao caso, a qual foi comparada com a solução já

executada. Na Figura 38, está ilustrado de maneira resumida, o caminho seguido para obtenção dos objetivos propostos neste estudo, objetivando facilitar o entendimento das etapas compreendidas neste trabalho.

Figura 38 – Etapas do trabalho



Fonte: Elaborada pela autora, 2024.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 Fundações com potencial relevante para o caso

Para a definição de fundações com potencial relevante para o caso, alguns pontos importantes foram considerados:

- A edificação estudada está localizada entre duas edificações térreas muito antigas, que não possuem projeto de fundação;
- Nos estudos do solo, o nível do lençol freático não foi encontrado;
- O terreno do local da obra não é acidentado e não possui restrições quanto ao acesso de equipamentos;
- A cidade onde a obra está localizada é pequena e possui algumas limitações, como por exemplo, a disponibilidade de equipamentos para execução das fundações e a disponibilidade de mão de obra especializada e experiente.

Tendo em vista as considerações expostas e, após analisar criteriosamente as particularidades dos tipos de fundações disponíveis, conclui-se que a fundação profunda é a opção mais adequada para o caso estudado. Essa conclusão se deve ao fato de que por meio do resultado de sondagem, foi possível perceber que o solo, logo em suas primeiras camadas, possui baixa resistência. Além disso, existem situações em que a fundação rasa ou direta não é recomendada, incluindo o caso de argila mole, que foi identificada na sondagem do local estudado até a profundidade de 5,70 m.

Dentre as opções de fundações profundas existentes: estacas e tubulões, as estacas se fazem mais interessante para o caso, visto que seu emprego é mais comum em obras da cidade se comparado ao uso de tubulões e seu processo executivo geralmente não demanda trabalho manual em profundidade.

Diante da ampla variedade de estacas disponível no mercado, analisou-se cada tipo, suas características, pontos positivos e objeções. A broca não foi considerada com potencial relevante para o caso devido sua escavação ser manual, o que limita seu diâmetro e profundidade em razão da capacidade do esforço humano e também, por ser uma opção empregada em construções de pequeno porte. A estaca Strauss, citada por Botelho (2015) como uma opção advinda do desenvolvimento da broca, é uma opção a ser considerada como adequada para a edificação estudada, visto que o equipamento utilizado na execução é

relativamente leve e simples. Em virtude da facilidade de mobilização e da simplicidade dos equipamentos, esse tipo de estaca apresenta um custo-benefício considerável.

A estaca tipo Franki, geralmente utilizada em obras com cargas consideráveis nos pilares, pode, durante o processo de execução, provocar danos a edificações vizinhas devido a vibrações excessivas. Assim, considerando que as cargas na maioria dos pilares não são significativamente elevadas e que as construções vizinhas à obra em análise são bastante antigas e estão próximas, optou-se por não avaliar seu uso neste caso.

Da mesma forma, as estacas cravadas de concreto pré-moldado, estaca metálica e de madeira também foram desconsideradas, visto que seus processos executivos podem gerar vibrações consideráveis no solo. Além disso, a estaca metálica possui um custo relativamente elevado, um nível de ruído considerável durante a cravação e susceptibilidade à corrosão ao longo do tempo. No caso da estaca de madeira, vale destacar seu uso predominante em obras provisórias, bem como sua capacidade de carga, geralmente limitada. Sua performance é fortemente influenciada por fatores como as características do solo, a qualidade da madeira utilizada e o tipo de tratamento aplicado ao material, que podem afetar diretamente sua durabilidade e eficiência.

A estaca raiz não apresenta potencial relevante para o caso devido seu custo relativamente elevado, baixa produtividade na execução, bem como sua aplicação, em geral, restrita às obras em solos com maciços rochosos.

No que tange à estaca hélice contínua, apesar de ser amplamente empregada por sua alta produtividade e capacidade de carga, não foi considerada como uma alternativa viável para o presente estudo. Isso se deve à necessidade de um monitoramento e controle rigorosos durante a execução, além da necessidade de um maquinário mais robusto e sofisticado para sua implantação, o que pode gerar custos significativos tanto de mobilização quanto de execução, devido ao porte da perfuratriz.

Quanto à estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal, pode-se considerar uma boa opção para este caso, visto que através do relatório de sondagem não foi identificado a presença do lençol freático, sua execução é considerada rápida, além de ser um tipo de estaca comumente empregada nas obras que necessitam de estacas profundas na cidade.

Vale ressaltar que a cidade de Pimenta-MG ainda não conta com empresas que disponham de mão de obra especializada e equipamentos necessários para execução da perfuração dos dois tipos de estacas considerados de alto potencial de aplicabilidade para o caso: estaca Strauss e estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal. Assim, se faz

necessário a contratação de empresa de cidades vizinhas para realizar a perfuração, em ambos os casos.

6.2 Capacidade de carga

Para o cálculo da capacidade de carga axial das estacas apontadas com potencial relevante para este estudo, utilizou o método Aoki-Velloso e o método Décourt-Quaresma, por meio de uma planilha eletrônica formulada através do *Microsoft Excel* (2013), apresentada no Apêndice A. O diâmetro de 30 cm adotado para as estacas foi definido com base na análise das cargas de catálogo indicadas no Quadro 13 e as cargas máximas atuantes em cada pilar, evidenciadas no Quadro 15. A carga de catálogo da estaca Strauss com diâmetro de 27 cm é de 30 tf e a carga de catálogo da estaca escavada com diâmetro de 30 cm é de 36 tf. Considerando que a maior carga atuante neste projeto é de 32,2 tf, ambas as soluções atenderiam tecnicamente ao dimensionamento. No entanto, adotou-se o diâmetro de 30 cm para o dimensionamento de ambos os tipos de estacas.

A planilha utilizada para o cálculo da carga admissível das estacas Strauss e estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal, bem como os resultados obtidos, apresenta-se no Apêndice A. Os cálculos foram realizados para os dois tipos de estaca, considerando os resultados do F01 e F02 de sondagem e utilizando tanto o método Aoki e Velloso, quanto o método Décourt Quaresma.

Os dados de entrada da planilha devem ser fornecidos nas células com preenchimento na cor verde: geometria da estaca, diâmetro considerado, tipo de estaca, fator de segurança, índice de resistência à penetração do solo para cada profundidade e o respectivo tipo de solo que são fornecidos no relatório de sondagem. Na planilha, também há a possibilidade de definir qual a porcentagem da resistência de ponta deseja-se considerar no cálculo. Neste trabalho, considerou-se a resistência de ponta integral, uma vez que o critério limitante para a resistência de ponta se aplica apenas a estacas escavadas com uso de fluido estabilizante ou executadas com hélice contínua. Ademais, durante a execução das estacas, foram realizados os procedimentos de limpeza e apiloamento do fundo da escavação, de modo a assegurar o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo de apoio.

Após o preenchimento de todos esses dados de entrada, a planilha, elaborada com base nas equações apresentadas neste trabalho, fornece a resistência lateral, resistência de ponta, capacidade de carga e a carga admissível para cada metro de profundidade da estaca. Logo, é possível definir a melhor profundidade a ser considerada para cada estaca, de modo que a carga

atuante não seja maior que à carga admissível encontrada (P_{adm}). No Quadro 16 são apresentados, de forma resumida, os resultados obtidos na planilha apresentada no Apêndice A, para a carga admissível (P_{adm}) das estacas Strauss, considerando os dois métodos analisados e o diâmetro de 30 cm.

Quadro 16 – Resultados estacas Strauss

Pilar	Aoki-Velloso		Décourt-Quaresma	
	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)
P1	7	11,62	6	9,14
P2	8	19,48	8	22,57
P3	7	11,62	6	9,14
P4	4	2,78	4	3,59
P5	9	27,81	9	28,77
P6	6	7,10	5	5,94
P7	8	19,48	7	13,63
P8	8	19,48	7	13,63
P10	9	27,81	9	28,77
P11	4	2,78	4	3,59
P12	4	2,78	4	3,59
P14	6	7,10	6	9,14
P15	5	4,19	4	3,59
P16	7	11,62	7	13,63
P17	4	1,76	4	2,46
P18	5	2,91	5	4,42
P19	9	26,27	9	26,71
P20	4	1,76	4	2,46
P21	8	18,54	8	20,36
P22	10	34,59	10	33,94
P24	7	10,14	6	7,30
P26	9	26,27	9	26,71
P27	5	2,91	4	2,46
P28	4	1,76	4	2,46
P29	10	34,59	10	33,94
P30	4	1,76	4	2,46
P31	4	1,76	4	2,46

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

Como pode-se observar, foram adotadas profundidades distintas para as estacas, visto a grande variação observada na capacidade de carga do solo ao longo das profundidades escavadas. A adoção de estacas com diferentes profundidades teve como objetivo otimizar a distribuição das cargas da estrutura, direcionando as estacas mais profundas para regiões onde foi necessário alcançar camadas mais resistentes do solo, enquanto estacas menos profundas

foram utilizadas em trechos nos quais a capacidade de carga do solo superficial se mostrou suficiente.

De maneira análoga, no Quadro 17 estão apresentados, de forma resumida, os resultados obtidos por meio da planilha apresentada no Apêndice A, para a carga admissível (P_{adm}) das estacas escavadas mecanicamente com trado, considerando os dois métodos analisados e o diâmetro de 30 cm.

Quadro 17 – Resultados estacas escavadas com trado mecânico

Pilar	Aoki-Velloso		Décourt-Quaresma	
	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)
P1	7	11,64	6	9,14
P2	9	25,5	8	22,57
P3	7	11,64	6	9,14
P4	4	2,94	4	3,59
P5	9	25,5	9	28,77
P6	6	7,16	5	5,94
P7	8	19,02	7	13,63
P8	8	19,02	7	13,63
P10	10	31,09	9	28,77
P11	4	2,94	4	3,59
P12	4	2,94	4	3,59
P14	6	7,16	6	9,14
P15	4	2,94	4	3,59
P16	7	11,64	7	13,63
P17	4	1,91	4	2,46
P18	5	3	5	4,42
P19	10	29,88	9	26,71
P20	4	1,91	4	2,46
P21	8	18,88	8	20,36
P22	11	42,66	10	33,94
P24	7	10,66	6	7,30
P26	9	24,4	9	26,71
P27	5	3	4	2,46
P28	4	1,91	4	2,46
P29	11	42,66	10	33,94
P30	4	1,91	4	2,46
P31	4	1,91	4	2,46

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

6.3 Comparação entre os métodos de cálculo

6.3.1 Estaca Strauss

No Quadro 18, estão apresentadas, para cada pilar, a variação percentual entre os valores de carga admissível obtidos pelo método de Décourt-Quaresma em relação aos resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso.

Quadro 18 – Percentual de variação da carga admissível nas estacas Strauss

Pilar	Carga (tf)	Aoki-Velloso		Décourt-Quaresma		Variação P_{adm} Décourt-Quaresma / Aoki-Velloso (%)
		Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	
P1	8,5	7	11,62	6	9,14	-21,34
P2	19,4	8	19,48	8	22,57	15,86
P3	7,7	7	11,62	6	9,14	-21,34
P4	1,8	4	2,78	4	3,59	29,14
P5	25	9	27,81	9	28,77	3,45
P6	4,2	6	7,10	5	5,94	-16,34
P7	13,5	8	19,48	7	13,63	-30,03
P8	13,4	8	19,48	7	13,63	-30,03
P10	25,3	9	27,81	9	28,77	3,45
P11	0,8	4	2,78	4	3,59	29,14
P12	2,2	4	2,78	4	3,59	29,14
P14	6,9	6	7,10	6	9,14	28,73
P15	2,8	5	4,19	4	3,59	-14,32
P16	10,2	7	11,62	7	13,63	17,30
P17	0,2	4	1,76	4	2,46	39,77
P18	2,6	5	2,91	5	4,42	51,89
P19	26,1	9	26,27	9	26,71	1,67
P20	1,1	4	1,76	4	2,46	39,77
P21	14,2	8	18,54	8	20,36	9,82
P22	32,2	10	34,59	10	33,94	-1,88

P24	6,3	7	10,14	6	7,30	-28,01
P26	23,8	9	26,27	9	26,71	1,67
P27	2,4	5	2,91	4	2,46	-15,46
P28	0,6	4	1,76	4	2,46	39,77
P29	31,8	10	34,59	10	33,94	-1,88
P30	0,9	4	1,76	4	2,46	39,77
P31	1,4	4	1,76	4	2,46	39,77

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

Ao analisar o Quadro 18, observou-se que, de maneira geral, os resultados de carga admissível apresentaram pequenas variações, sobretudo nos pilares mais carregados, nos quais os métodos mostraram-se próximos. Contudo, nos pilares com menores solicitações de carga, o método de Décourt-Quaresma indicou valores de carga admissível superiores, chegando a diferenças de até 51,89%.

Quanto aos resultados obtidos para as profundidades das estacas Strauss, em 19 pilares (P2, P4, P5, P10, P11, P12, P14, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P26, P28, P29, P30 e P31) dentre os 27 propostos para a edificação obteve-se fundações com a mesma profundidade no cálculo através dos dois métodos. Para os outros 8 pilares (P1, P3, P6, P7, P8, P15, P24 e P27), o método de Aoki-Velloso recomendou profundidades de estacas ligeiramente maiores que o método de Décourt-Quaresma, evidenciando um caráter mais conservador no dimensionamento.

Carboni (2021), em seu estudo comparativo sobre métodos de previsão da capacidade de carga para o dimensionamento de fundações profundas, constatou que, no caso de camadas de solo argiloso, os maiores valores de resistência total foram obtidos pelo método de Décourt-Quaresma. De acordo com o relatório de sondagem deste trabalho, observa-se a presença de uma camada de solo argiloso com espessura aproximada de 7 metros. Dos 27 pilares previstos para a edificação, 17 apresentaram profundidades de estacas calculadas menores ou iguais a essa espessura (P1, P3, P4, P6, P11, P12, P14, P15, P16, P17, P18, P20, P24, P27, P28, P30 e P31) em ambos os métodos de cálculo. Em aproximadamente 65% desses pilares, os valores de resistência total obtidos pelo método de Décourt-Quaresma foram superiores aos obtidos pelo método de Aoki-Velloso. Dessa forma, os resultados encontrados neste trabalho corroboram a constatação apresentada por Carboni (2021).

6.3.2 Estaca escavada com trado mecânico

Assim como calculado para as estacas Strauss, no Quadro 19 estão apresentadas, para cada pilar, a variação percentual entre os valores de carga admissível obtidos pelo método de Décourt-Quaresma em relação aos resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso, considerando as estacas escavadas com trado mecânico.

Quadro 19 – Percentual de variação da carga admissível nas estacas escavadas com trado mecânico

Pilar	Carga (tf)	Aoki-Velloso		Décourt-Quaresma		Variação P_{adm} Décourt-Quaresma / Aoki-Velloso (%)
		Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	
P1	8,5	7	11,64	6	9,14	-21,48
P2	19,4	9	25,5	8	22,57	-11,49
P3	7,7	7	11,64	6	9,14	-21,48
P4	1,8	4	2,94	4	3,59	22,11
P5	25,0	9	25,5	9	28,77	12,82
P6	4,2	6	7,16	5	5,94	-17,04
P7	13,5	8	19,02	7	13,63	-28,34
P8	13,4	8	19,02	7	13,63	-28,34
P10	25,3	10	31,09	9	28,77	-7,46
P11	0,8	4	2,94	4	3,59	22,11
P12	2,2	4	2,94	4	3,59	22,11
P14	6,9	6	7,16	6	9,14	27,65
P15	2,8	4	2,94	4	3,59	22,11
P16	10,2	7	11,64	7	13,63	17,10
P17	0,2	4	1,91	4	2,46	28,80
P18	2,6	5	3	5	4,42	47,33
P19	26,1	10	29,88	9	26,71	-10,61
P20	1,1	4	1,91	4	2,46	28,80
P21	14,2	8	18,88	8	20,36	7,84
P22	32,2	11	42,66	10	33,94	-20,44

P24	6,3	7	10,66	6	7,30	-31,52
P26	23,8	9	24,4	9	26,71	9,47
P27	2,4	5	3	4	2,46	-18,00
P28	0,6	4	1,91	4	2,46	28,80
P29	31,8	11	42,66	10	33,94	-20,44
P30	0,9	4	1,91	4	2,46	28,80
P31	1,4	4	1,91	4	2,46	28,80

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

De forma semelhante aos resultados obtidos para a Estaca Strauss, a análise do Quadro 19 mostra que, de modo geral, as cargas admissíveis calculadas pelos dois métodos distintos apresentaram variações discretas para as estacas escavadas mecanicamente com trado, especialmente nos pilares com maiores solicitações, onde os valores obtidos foram bastante próximos entre si. Contudo, para os pilares submetidos às menores solicitações de carga, o método de Décourt-Quaresma apresentou valores de carga admissível mais elevados, com diferenças que chegaram a até 28,8%.

Em relação às profundidades estimadas para as estacas escavadas mecanicamente com trado, verificou-se que, assim como nas estacas Strauss, em 15 pilares (P4, P5, P11, P12, P14, P15, P16, P17, P18, P20, P21, P26, P28, P30 e P31) dos 27 analisados, ambos os métodos de cálculo resultaram em fundações com profundidades idênticas. Para os 12 pilares restantes (P1, P2, P3, P6, P7, P8, P10, P19, P22, P24, P27 e P29), o método de Aoki-Velloso indicou profundidades ligeiramente superiores às obtidas pelo método de Décourt-Quaresma, o que evidencia uma abordagem mais conservadora em seu dimensionamento.

De forma análoga à análise realizada para as estacas do tipo Strauss, observa-se que, em 15 dos 27 pilares analisados (P4, P5, P11, P12, P14, P15, P16, P17, P18, P20, P21, P26, P28, P30 e P31), os maiores valores de resistência total foram obtidos pelo método de Décourt-Quaresma. Em 80% desses casos, a profundidade das estacas é de, no máximo, 7 metros, o que, de acordo com o relatório de sondagem, indica a predominância de solos argilosos nessas regiões. Assim, os resultados obtidos neste estudo corroboram as conclusões apresentadas por Carboni (2021).

6.4 Estaqueamento

Com o objetivo de garantir a segurança, adotou-se tanto para a estaca Strauss, quanto para a estaca escavada com trado, o menor valor de carga admissível obtido entre os dois métodos, na determinação do estaqueamento, ou seja, do número de estacas necessárias (n_E) para cada pilar e conseqüente bloco de coroamento. O cálculo foi realizado utilizando a Equação 24 e considerando 5% da carga vertical aplicada nos pilares, sendo essa majoração referente ao peso próprio do bloco de coroamento. Os resultados estão apresentados no Quadro 20.

Quadro 20 – Estaqueamento: estacas Strauss e escavadas com trado mecânico

Pilar	Ø estaca (cm)	Estacas Strauss			Estacas escavadas com trado mecânico		
		Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	n_E	Profundidade (m)	P_{adm} (tf)	n_E
P1	30	6	9,14	1,0	6	9,14	1,0
P2	30	8	19,48	1,0	8	22,57	0,9
P3	30	6	9,14	0,9	6	9,14	0,9
P4	30	4	2,78	0,7	4	2,94	0,6
P5	30	9	27,81	0,9	9	25,50	1,0
P6	30	5	5,94	0,7	5	5,94	0,7
P7	30	7	13,63	1,0	7	13,63	1,0
P8	30	7	13,63	1,0	7	13,63	1,0
P10	30	9	27,81	1,0	9	28,77	0,9
P11	30	4	2,78	0,3	4	2,94	0,3
P12	30	4	2,78	0,8	4	2,94	0,8
P14	30	6	7,10	1,0	6	7,16	1,0
P15	30	4	3,59	0,8	4	2,94	1,0
P16	30	7	11,62	0,9	7	11,64	0,9
P17	30	4	1,76	0,1	4	1,91	0,1
P18	30	5	2,91	0,9	5	3,00	0,9
P19	30	9	26,27	1,0	9	26,71	1,0
P20	30	4	1,76	0,7	4	1,91	0,6
P21	30	8	18,54	0,8	8	18,88	0,8
P22	30	10	33,94	1,0	10	33,94	1,0
P24	30	6	7,30	0,9	6	7,30	0,9
P26	30	9	26,27	1,0	9	24,40	1,0
P27	30	4	2,46	1,0	4	2,46	1,0
P28	30	4	1,76	0,4	4	1,91	0,3
P29	30	10	33,94	1,0	10	33,94	1,0
P30	30	4	1,76	0,5	4	1,91	0,5
P31	30	4	1,76	0,8	4	1,91	0,8

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

Observa-se no Quadro 20 que em todos os pilares, nos dois tipos de estaca, obtiveram-se valores menores ou iguais a 1,0 para n_E . Logo, considerou-se uma estaca para cada pilar.

6.4.1 Comparação entre os tipos de estaca

Ao analisar o Quadro 20, verifica-se que, em todos os 27 pilares da edificação, os dois tipos de estacas analisados apresentaram a mesma profundidade. Quanto as cargas admissíveis, em 9 pilares (P1, P3, P6, P7, P8, P16, P21, P24 e P29) dentre os 27, os resultados para as cargas admissíveis das estacas Strauss e estacas escavadas com trado mecânico foram idênticos. Essa equivalência decorre do fato de que o método Décourt-Quaresma forneceu as mesmas profundidades e cargas admissíveis para ambos os tipos de fundações analisados, considerando que a estaca Strauss é classificada neste método de cálculo como estaca "escavada em geral" e que os parâmetros α e β utilizados nos cálculos são os mesmos.

Na maioria dos pilares (aproximadamente 83%) dentre os 18 restantes, as estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal apresentaram cargas admissíveis superiores às estimadas para as estacas Strauss. Diante desse desempenho, a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal foi considerada a solução de maior potencial para este estudo de caso, uma vez que, com igual profundidade, oferece maior capacidade de carga, proporcionando maior segurança à estrutura.

Além disso, a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal é mais comumente utilizada na cidade de Pimenta-MG do que a estaca Strauss. Embora sua execução dependa de empresas terceirizadas de municípios vizinhos que dispõem do equipamento necessário, trata-se de uma solução já consolidada na região, o que favorece sua viabilidade técnica e logística.

Outro fator que justifica a preferência pela estaca escavada com trado mecanizado, em detrimento da estaca Strauss neste caso, é que, apesar de o equipamento utilizado na execução da Strauss ser relativamente simples, a qualidade desse tipo de fundação depende diretamente da competência da equipe responsável pela sua execução. Além disso, devido ao uso de água para facilitar a perfuração em solos argilosos, na execução da estaca Strauss pode haver a formação excessiva de lama, resultando em grandes volumes de resíduos.

Ademais, a solução adotada na obra em questão foi a utilização de estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal, o que motivou ainda mais a escolha por esse tipo de estaca. Inclusive, acompanhou-se a execução da perfuração da estaca, conforme apresentado na Figura 39.

Figura 39 – Execução estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal



Fonte: Arquivo pessoal, 2020.

6.5 Comparação entre a solução proposta e a solução executada

Efetuuou-se o levantamento quantitativo do volume de concreto necessário para a execução da solução considerada de maior relevância para este estudo de caso, e os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 21. Da mesma forma, realizou-se o levantamento correspondente para a solução executada, com base nos dados fornecidos no Anexo A. Para fins de comparação, o Quadro 22 contém os resultados obtidos para a solução executada.

Quadro 21 – Volume de concreto: Solução proposta

Pilar	Ø estaca (m)	Estacas escavadas com trado mecânico		
		Profundidade = P (m)	n_E (Adotado)	$V = \pi (D/2)^2 p n_E$ (m ³)
P1	0,3	6	1,0	0,42
P2	0,3	8	1,0	0,64
P3	0,3	6	1,0	0,49
P4	0,3	4	1,0	0,28
P5	0,3	9	1,0	0,57
P6	0,3	5	1,0	0,28
P7	0,3	7	1,0	0,49
P8	0,3	7	1,0	0,57
P10	0,3	9	1,0	0,57
P11	0,3	4	1,0	0,28
P12	0,3	4	1,0	0,28

P14	0,3	6	1,0	0,35
P15	0,3	4	1,0	0,28
P16	0,3	7	1,0	0,42
P17	0,3	4	1,0	0,28
P18	0,3	5	1,0	0,28
P19	0,3	9	1,0	0,71
P20	0,3	4	1,0	0,28
P21	0,3	8	1,0	0,49
P22	0,3	10	1,0	0,78
P24	0,3	6	1,0	0,49
P26	0,3	9	1,0	0,57
P27	0,3	4	1,0	0,28
P28	0,3	4	1,0	0,28
P29	0,3	10	1,0	0,64
P30	0,3	4	1,0	0,28
P31	0,3	4	1,0	0,28
Total				11,80

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

Quadro 22 – Volume de concreto: Solução executada

Pilar	Ø estaca (m)	Estacas escavadas com trado mecânico		
		Profundidade = P (m)	n_E (Adotado)	$V = \pi (D/2)^2 p n_E$ (m ³)
P1	0,5	6	1,0	1,18
P2	0,5	8	1,0	1,57
P3	0,5	6	1,0	1,18
P4	0,5	4	1,0	0,79
P5	0,5	8	1,0	1,57
P6	0,5	4	1,0	0,79
P7	0,5	6	1,0	1,18
P8	0,5	6	1,0	1,18
P10	0,5	8	1,0	1,57
P11	0,5	4	1,0	0,79
P12	0,5	4	1,0	0,79
P14	0,5	6	1,0	1,18
P15	0,5	4	1,0	0,79
P16	0,5	6	1,0	1,18
P17	0,5	4	1,0	0,79
P18	0,5	6	1,0	1,18
P19	0,5	8	1,0	1,57
P20	0,5	6	1,0	1,18
P21	0,5	8	1,0	1,57
P22	0,5	8	1,0	1,57
P24	0,5	6	1,0	1,18
P26	0,5	8	1,0	1,57
P27	0,5	4	1,0	0,79
P28	0,5	4	1,0	0,79

P29	0,5	8	1,0	1,57
P30	0,5	4	1,0	0,79
P31	0,5	4	1,0	0,79
Total				31,02

Fonte: Elaborado pela autora, 2025.

Embora o tipo de fundação seja o mesmo, observa-se que o volume total de concreto obtido para a solução executada foi aproximadamente 2,6 vezes maior que o volume encontrado na solução proposta neste trabalho. Isso se deve principalmente ao diâmetro de 50 cm adotado para as estacas executadas, sendo esse maior que o diâmetro de 30 cm considerado na solução proposta.

Apesar dos diâmetros distintos, a profundidade das estacas obtidas em aproximadamente 56% dos pilares (P1, P2, P3, P4, P11, P12, P14, P15, P17, P21, P24, P27, P28, P30 e P31) foi idêntica nas duas soluções analisadas. Nos demais pilares, a profundidade estimada para as estacas foi diferente, sendo que; nos pilares P5, P6, P7, P8, P10, P16, P19, P22, P26 e P29 a profundidade da solução proposta foi maior. Já nos pilares P18 e P20, a profundidade da solução executada foi maior.

Não é possível afirmar que a solução de fundação executada foi superestimada, uma vez que o memorial de cálculo das fundações não foi fornecido como referência para este trabalho. Dessa forma, não se tem conhecimento sobre o método e critérios considerados no dimensionamento, nem sobre os parâmetros e fatores de segurança adotados.

7 CONCLUSÃO

Após a análise dos dados e a discussão dos resultados obtidos, conclui-se que os objetivos estabelecidos no início deste estudo foram atingidos, o que permite afirmar que uma avaliação detalhada dos tipos de fundações disponíveis, aliada ao conhecimento das características da edificação, dos valores das cargas provenientes da superestrutura, das informações relativas às edificações adjacentes e ao relatório de sondagem, possibilita a formulação de uma solução de fundação adequada, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico.

O estudo não só permitiu compreender o processo de identificação do tipo de fundação mais adequado para cada obra, como também ofereceu a oportunidade de aplicar esse conhecimento de forma prática, por meio da recomendação fundamentada do tipo de fundação mais viável em uma obra real na cidade de Pimenta-MG.

Considerando os resultados obtidos no relatório de sondagem do terreno em questão, pode-se identificar um horizonte considerável de solo mole. Os solos moles apresentam desafios na prática da engenharia, em virtude de suas características, como baixa capacidade de suporte, reduzida permeabilidade e alta compressibilidade. Esses fatores reforçam a relevância de se realizar uma análise do solo antes do dimensionamento das estruturas de uma edificação, além da necessidade de um estudo rigoroso no processo de escolha de um tipo de fundação adequado às condições do solo presente.

O conhecimento sobre os diferentes tipos de fundação e suas particularidades permite a comparação de todas as opções disponíveis, analisando as condições de suas características, a fim de selecionar a melhor solução. Portanto, entre os diversos tipos de estacas disponíveis no mercado, pode-se afirmar que o mais adequado é aquele capaz de suportar com segurança as forças provenientes da superestrutura, ajustando-se às características do solo e considerando os aspectos técnicos e econômicos, o que proporciona uma execução eficiente, sem comprometer a integridade das edificações vizinhas. Por isso, se faz necessário uma análise específica para cada caso, levando em consideração todas as condicionantes e dados disponíveis.

Quanto aos métodos semiempíricos utilizados no dimensionamento das estacas, pode-se afirmar que são relativamente simples, porém baseados em experiência dos seus autores, o que demonstra a necessidade de aperfeiçoamento e análises criteriosas para cada região de aplicação, visto a grande variedade dos solos no país. Através dos resultados obtidos neste estudo, conclui-se que não existe um método que, em regra, sobressai ao outro. Logo, a

favor da segurança, considerou-se no estaqueamento o menor valor de carga admissível obtido entre os dois métodos distintos.

Em relação aos tipos de estaca, tanto a estaca Strauss quanto a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal demonstraram potencial relevante para o caso estudado. No entanto, após o dimensionamento e a análise dos resultados, constatou-se que, na maioria dos pilares, a estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal apresentou, em uma mesma profundidade, maior capacidade de carga em comparação à estaca Strauss, o que representa uma margem de segurança mais elevada frente às cargas atuantes. Além disso, sua execução é mais amplamente utilizada na cidade de Pimenta-MG e não gera formação excessiva de lama, como ocorre com a estaca Strauss.

A estaca escavada com trado mecânico, identificada como alternativa mais viável, corresponde ao mesmo tipo utilizado na execução da obra; entretanto, as estacas implantadas apresentam diâmetro de 50 cm, enquanto na solução proposta foi considerado um diâmetro de 30 cm. A solução implementada mostrou-se mais conservadora, demandando um maior volume de concreto.

Dessa forma, evidencia-se a importância do conhecimento sobre o tema abordado neste estudo, como um fator essencial para a segurança de cada obra e, de maneira equilibrada, para o controle de custos, uma vez que se busca o equilíbrio ideal que assegura a estabilidade da estrutura e evita o desperdício de recursos.

Por fim, acredita-se que este trabalho poderá auxiliar alunos de graduação e demais profissionais com interesse na área de investigação geotécnica aplicada a fundações uma vez que existem poucos estudos recentes sobre este tema. Ademais, surgem alguns tópicos relevantes relacionados ao tema, que podem ser considerados como possíveis direções para pesquisas futuras, entre os quais se destacam:

- Dimensionamento estrutural das estacas sugeridas, apresentando o cálculo da armadura necessária para as mesmas;
- Orçamento detalhado da solução proposta e solução executada para fins de comparação;
- Cálculo das estacas considerando diâmetros maiores;
- Cálculo para a previsão do recalque nas estacas;
- Análise estrutural com inclusão das ações horizontais, com posterior comparação dos resultados com a solução de fundação executada;

- Aprofundamento acerca do procedimento prático de implantação das estacas, bem como estudo detalhado sobre os métodos de investigação do subsolo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações**. 1 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

AGUIAR, Marcos Fábio Porto de. **Fundações Estudos | Geotécnicos: Investigação, Instrumentação e Monitoramento Geotécnico**. Fortaleza: INBEC, 2012. E-book. Disponível em: <https://inbec.com.br/portal/ebook-fundacoes-estudos-geotecnicos-investigacao-instrumentacao-e-monitoramento-geotecnico/>. Acesso em: 24 nov. 2022.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações: Uma introdução ao controle da qualidade em fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

ANDRADE, Alysson Rodrigo de. **Caracterização dos Elementos de Fundações aplicáveis em Edificações na região de Florianópolis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/84644?show=full>. Acesso em: 11 nov. 2023.

ANDRADE, *et al.* **Fundações e Obras de Contenção**. Porto Alegre: Sagah, 2021. E-book. pág. 118. ISBN 9786556902593. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9786556902593/>. Acesso em: 08 nov. 2024.

ANDRZEJEWSKI, Ivan Alberti. **Estudo e Dimensionamento de Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

ARARIPE, Mateus Alvarenga de Alencar. **Projeto Geotécnico e Estrutural de fundações de uma edificação**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. 4. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 4. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1997.

BARBOSA, Eduarda Pereira. **Fundações rasas e profundas**. 1 ed. São Paulo: Platos Soluções Educacionais S.A., 2021. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9786589965145>.

BARCELOS, Alice Muller. **Projeto de fundação de edifício comercial**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru: UNESP, 2019. Disponível em: https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm. Acesso em: 10 fev. 2023.

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de Fundações**. 2. ed. Brasília: UnB – Infrasolo, 2015.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; CARVALHO, Luis Fernando Meirelles. **Quatro edifícios, cinco locais de implantação, vinte soluções de fundações**. São Paulo: Blucher, 2007. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Princípios da Mecânica dos Solos e Fundações para a Construção Civil**. 1 ed. São Paulo: Blucher, 2015. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>.

BRASIL. Portaria nº 3.733, de 10 de fevereiro de 2020. Aprova a nova redação da Norma Regulamentadora nº 18 - Segurança e Saúde no Trabalho na Indústria da Construção. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 12 de fevereiro de 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/portaria-n-3.733-de-10-de-fevereiro-de-2020-242575828>. Acesso em: 16 nov. 2023.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

CARBONI, Leonardo Augusto. **Comparação entre métodos de previsão de capacidade de carga para cálculo de fundações profundas – Estudo de caso em Jurerê / Florianópolis-SC**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis, 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Volume 2**. São Paulo: Pini, 2009.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 16 nov. 2023.

CONCIANI, Wilson *et al.* **Manual do sondador**. Brasília: IFB, 2013.

DANZIGER, Bernadete Ragoni; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações em estacas**. 1 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2022. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595158122>.

DAS, Braja M. **Princípios de engenharia de fundações: Tradução e adaptação da 8ª edição norte-americana**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2016. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522124169/>.

GEOFIX. **Estaca raiz**. Fotografia. Disponível em: <https://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php>. Acesso em: 28 maio 2025.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GUIMARÃES, Diego; PETER, Eduardo Alcides; [revisão técnica: Rossana Piccoli].

Fundações. Porto Alegre: SAGAH, 2018. E-book. Disponível em:

<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595023536>.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

MELO, Bárbara Nardi. **Fundações**. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A., 2019.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. São Paulo: Blucher, 2016.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4 ed. São Paulo: Zigate, 2008.

SANTIAGO, José Eduardo Dallacqua. **Acidentes Estruturais na Construção Civil**. 2014. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2014.

SANTOS, João Paulo de Carvalho. **Dimensionamento de fundação profunda: estudo de caso de uma obra em Patos de Minas**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade do Noroeste de Minas, Patos de Minas, 2017.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNEIDER, Nelso. **Fundações rasas: Definição, quando são utilizadas e quais os tipos**. Rio do Sul/SC, 15 julho 2020. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/fundacoes-rasas/>. Acesso em: 29 abr. 2023.

SOUSA, Álvaro André de Sousa *et al.* **Discutindo o conceito de Fundações**. In: Anais Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar & Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar. 2018.

SOUZA, Luiz Humberto de Freitas; SANTOS, Maurílio dos. Execução de fundação rasa tipo sapata associada para cargas elevadas de um edifício residencial. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, Uberaba, v.6, n. 3, p. 1-17, dez. 2014.

TEC GEO. **[Execução da estaca Strauss]**. Fotografia. Disponível em: <https://www.tecgeo.com.br/galeria-de-fotos>. Acesso em: 17 maio 2025.

THIESEN, Stephanie. **Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau/SC.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/169911>. Acesso em: 7 maio 2023.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Apêndice A – Dimensionamento das estacas

Geometria da Estaca	
Circular	
Diâmetro (D) =	30 cm
Perímetro (U) =	0,942 m
Área Transversal (A _p) =	0,071 m ²
 Tipo Estaca	
Strauss	
 Fator de Segurança	
Aoki - Velloso: Fator global =	2,0
% da carga de ponta =	100%

					MÉTODO AOKI-VELLOSO - FURO 01					
		F ₁ = 4,00		F ₂ = 3,00		Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)	Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
Prof. (m)	N	TIPO DE SOLO	K (MPa)	α (%)	Unit.	Acum.	Unit.			
					tf	tf	tf	tf		
1	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,26	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,26	0,53	0,62	0,88	0,88	0,44
3	2	Argila arenosa	0,35	2,40	0,53	1,06	1,24	1,76	1,76	0,88
4	4	Argila arenosa	0,35	2,40	1,06	2,11	2,47	3,53	3,53	1,76
5	6	Argila arenosa	0,35	2,40	1,58	3,69	3,71	5,82	5,82	2,91
6	12	Argila arenosa	0,35	2,40	3,17	6,86	7,42	11,12	11,12	5,56
7	23	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	7,15	14,01	13,41	20,27	20,27	10,14
8	29	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	11,48	25,49	23,06	37,08	37,08	18,54
9	34	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	13,46	38,95	27,04	52,53	52,53	26,27
10	38	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	15,04	53,99	30,22	69,17	69,17	34,59
11	45	Silte arenoso	0,55	2,20	17,11	71,10	43,74	97,73	97,73	48,87
12	54	Silte arenoso	0,55	2,20	20,53	91,63	52,48	123,58	123,58	61,79
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										

Pilar	Carga (tf)	Estaca Strauss	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P17	0,20	4	1,76
P28	0,60	4	1,76
P30	0,90	4	1,76
P20	1,10	4	1,76
P31	1,40	4	1,76
P27	2,40	5	2,91
P18	2,60	5	2,91
P24	6,30	7	10,14
P21	14,20	8	18,54
P26	23,80	9	26,27
P19	26,10	9	26,27
P29	31,80	10	34,59
P22	32,20	10	34,59

Geometria da Estaca

Circular

Diâmetro (D) = 30 cm

Perímetro (U) = 0,942 m

Área Transversal (A_F) = 0,071 m²

Tipo Estaca

Strauss

Fator de Segurança

Aoki - Veloso: Fator global = 2,0

% da carga de ponta = 100%

		MÉTODO AOKI-VELLOSO - FURO 02							
		F ₁ =	4,00	Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _P)		Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
		F ₂ =	3,00	Unit.	Acum.	Unit.			
Prof. (m)	N	Tipo de solo	K (MPa)	α (%)	tf	tf	tf	tf	tf
1	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,26	0,26	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila arenosa	0,35	2,40	0,53	0,79	1,24	1,50	0,75
3	4	Argila arenosa	0,35	2,40	1,06	1,85	2,47	3,27	1,63
4	6	Argila arenosa	0,35	2,40	1,58	3,43	3,71	5,56	2,78
5	8	Argila arenosa	0,35	2,40	2,11	5,54	4,95	8,38	4,19
6	14	Argila arenosa	0,35	2,40	3,69	9,24	8,66	14,20	7,10
7	24	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	7,46	16,70	14,00	23,23	11,62
8	28	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	11,08	27,78	22,27	38,97	19,48
9	35	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	13,85	41,64	27,83	55,62	27,81
10	39	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	15,44	57,08	31,01	72,65	36,33
11	44	Silte arenoso	0,55	2,20	16,73	73,80	42,76	99,84	49,92
12	53	Silte arenoso	0,55	2,20	20,15	93,95	51,51	125,31	62,66
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Pilar	Carga (tf)	Estaca Strauss	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P11	0,80	4	2,78
P4	1,80	4	2,78
P12	2,20	4	2,78
P15	2,80	5	4,19
P6	4,20	6	7,10
P14	6,90	6	7,10
P3	7,70	7	11,62
P1	8,50	7	11,62
P16	10,20	7	11,62
P8	13,40	8	19,48
P7	13,50	8	19,48
P2	19,40	8	19,48
P5	25,00	9	27,81
P10	25,30	9	27,81

Geometria da Estaca
Circular
 Diâmetro (D) = 30 cm
 Perímetro (U) = 0,942 m
 Área Transversal (A_p) = 0,071 m²

Tipo Estaca
Strauss

Fator de Segurança
 Fuste = 1,3
 Ponta = 4,0

% da carga de ponta = 100%

Prof. (m)	N	Tipo de solo	Posição p/ cálculo do N _p	C (kPa)	N _p	N _L	α	β	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA - FURO 01				
									Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)	Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
									Unit. tf	Acum. tf			
1	1	Argila arenosa	0	120	0,00	0,00	0,85	0,80	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00
2	1	Argila arenosa	1	120	1,50	0,00	0,85	0,80	0,75	1,51	1,08	1,84	0,85
3	2	Argila arenosa	2	120	2,33	0,00	0,85	0,80	0,75	2,26	1,68	3,19	1,58
4	4	Argila arenosa	3	120	4,00	4,00	0,85	0,80	1,76	4,02	2,88	5,15	2,46
5	6	Argila arenosa	4	120	7,33	6,00	0,85	0,80	2,26	6,28	5,29	9,31	4,42
6	12	Argila arenosa	5	120	13,67	12,00	0,85	0,80	3,77	10,05	9,85	16,14	7,30
7	23	Argila silto-arenosa	6	120	21,33	23,00	0,85	0,80	6,53	16,59	15,38	25,43	11,58
8	29	Silte areno-argiloso	7	250	28,67	29,00	0,60	0,65	6,53	23,12	30,39	46,98	20,36
9	34	Silte areno-argiloso	8	250	33,67	34,00	0,60	0,65	7,56	30,68	35,70	58,82	26,71
10	38	Silte areno-argiloso	9	250	39,00	38,00	0,60	0,65	8,37	39,05	41,35	72,03	33,94
11	45	Silte arenoso	10	250	45,67	45,00	0,60	0,65	9,80	48,85	48,42	87,47	42,14
12	54	Silte arenoso	11	250	49,50	0,00	0,60	0,65	0,61	49,46	52,48	101,34	50,70
13			12										
14			13										
15			14										
16			15										
17			16										
18			17										
19			18										
20			19										

Pilar	Carga (tf)	Estaca Strauss	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P17	0,20	4	2,46
P28	0,60	4	2,46
P30	0,90	4	2,46
P20	1,10	4	2,46
P31	1,40	4	2,46
P27	2,40	4	2,46
P18	2,60	5	4,42
P24	6,30	6	7,30
P21	14,20	8	20,36
P26	23,80	9	26,71
P19	26,10	9	26,71
P29	31,80	10	33,94
P22	32,20	10	33,94

Geometria da Estaca
 Circular
 Diâmetro (D) = 30 cm
 Perímetro (U) = 0,942 m
 Área Transversal (A_p) = 0,071 m²

Tipo Estaca
 Strauss

Fator de Segurança
 Fuste = 1,3
 Ponta = 4,0

% da carga de ponta = 100%

Prof. (m)	N	Tipo de solo	Posição p/ cálculo do N _p	C (kPa)	N _p	N _L	α	β	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA - FURO 02					
									Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)		Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
									Unit. tf	Acum. tf	Unit. tf	tf		
1	1	Argila arenosa	0	120	0,00	0,00	0,85	0,80	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	
2	2	Argila arenosa	1	120	3,00	0,00	0,85	0,80	0,75	1,51	2,16	2,92	1,12	
3	4	Argila arenosa	2	120	4,00	4,00	0,85	0,80	1,76	3,27	2,88	4,39	1,88	
4	6	Argila arenosa	3	120	6,00	6,00	0,85	0,80	2,26	5,53	4,33	7,59	3,59	
5	8	Argila arenosa	4	120	9,33	8,00	0,85	0,80	2,76	8,29	6,73	12,26	5,94	
6	14	Argila arenosa	5	120	15,33	14,00	0,85	0,80	4,27	12,57	11,06	19,35	9,14	
7	24	Argila silto-arenosa	6	120	22,00	24,00	0,85	0,80	6,79	19,35	15,86	28,43	13,63	
8	28	Silte areno-argiloso	7	250	29,00	28,00	0,60	0,65	6,33	25,68	30,75	50,10	22,57	
9	35	Silte areno-argiloso	8	250	34,00	35,00	0,60	0,65	7,76	33,44	36,05	61,73	28,77	
10	39	Silte areno-argiloso	9	250	39,33	39,00	0,60	0,65	8,58	42,02	41,70	75,15	36,15	
11	44	Silte arenoso	10	250	45,33	44,00	0,60	0,65	9,60	51,62	48,07	90,09	44,34	
12	53	Silte arenoso	11	250	48,50	0,00	0,60	0,65	0,61	52,23	51,42	103,04	52,56	
13			12											
14			13											
15			14											
16			15											
17			16											
18			17											
19			18											
20			19											

Pilar	Carga (tf)	Estaca Strauss	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P11	0,80	4	3,59
P4	1,80	4	3,59
P12	2,20	4	3,59
P15	2,80	4	3,59
P6	4,20	5	5,94
P14	6,90	6	9,14
P3	7,70	6	9,14
P1	8,50	6	9,14
P16	10,20	7	13,63
P8	13,40	7	13,63
P7	13,50	7	13,63
P2	19,40	8	22,57
P5	25,00	9	28,77
P10	25,30	9	28,77

Geometria da Estaca

Circular

Diâmetro (D) = 30 cm

Perímetro (U) = 0,942 m

Área Transversal (A_p) = 0,071 m²

Tipo Estaca

Escavada em geral

Fator de Segurança

Aoki - Velloso: Fator global = 2,0

% da carga de ponta = 100%

MÉTODO AOKI-VELLOSO - FURO 01									
Prof. (m)	N	TIPO DE SOLO	K (MPa)	α (%)	Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)	Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
					Unit.	Acum.			
					tf	tf	tf	tf	tf
1	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,13	0,13	0,00	0,00	0,00
2	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,13	0,26	0,82	0,96	0,48
3	2	Argila arenosa	0,35	2,40	0,26	0,53	1,65	1,91	0,96
4	4	Argila arenosa	0,35	2,40	0,53	1,06	3,30	3,83	1,91
5	6	Argila arenosa	0,35	2,40	0,79	1,85	4,95	6,00	3,00
6	12	Argila arenosa	0,35	2,40	1,58	3,43	9,90	11,74	5,87
7	23	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	3,58	7,01	17,88	21,31	10,66
8	29	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	5,74	12,75	30,75	37,76	18,88
9	34	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	6,73	19,48	36,05	48,80	24,40
10	38	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	7,52	27,00	40,29	59,77	29,88
11	45	Silte arenoso	0,55	2,20	8,55	35,55	58,32	85,31	42,66
12	54	Silte arenoso	0,55	2,20	10,26	45,81	69,98	105,53	52,76
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Pilar	Carga (tf)	Estaca escavada	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P17	0,20	4	1,91
P28	0,60	4	1,91
P30	0,90	4	1,91
P20	1,10	4	1,91
P31	1,40	4	1,91
P27	2,40	5	3,00
P18	2,60	5	3,00
P24	6,30	7	10,66
P21	14,20	8	18,88
P26	23,80	9	24,40
P19	26,10	10	29,88
P29	31,80	11	42,66
P22	32,20	11	42,66

Geometria da Estaca

Circular

Diâmetro (D) = 30 cm

Perímetro (U) = 0,942 m

Área Transversal (A_P) = 0,071 m²

Tipo Estaca

Escavada em geral

Fator de Segurança

Aoki - Velloso: Fator global = 2,0

% da carga de ponta = 100%

		MÉTODO AOKI-VELLOSO - FURO 02							
		F ₁ =	3,00	Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _P)		Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
		F ₂ =	6,00	Unit.	Acum.	Unit.			
Prof. (m)	N	Tipo de solo	K (MPa)	α (%)	tf	tf	tf	tf	tf
1	1	Argila arenosa	0,35	2,40	0,13	0,13	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila arenosa	0,35	2,40	0,26	0,40	1,65	1,78	0,89
3	4	Argila arenosa	0,35	2,40	0,53	0,92	3,30	3,69	1,85
4	6	Argila arenosa	0,35	2,40	0,79	1,72	4,95	5,87	2,94
5	8	Argila arenosa	0,35	2,40	1,06	2,77	6,60	8,31	4,16
6	14	Argila arenosa	0,35	2,40	1,85	4,62	11,55	14,32	7,16
7	24	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	3,73	8,35	18,66	23,28	11,64
8	28	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	5,54	13,89	29,69	38,04	19,02
9	35	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	6,93	20,82	37,11	51,00	25,50
10	39	Silte areno-argiloso	0,45	2,80	7,72	28,54	41,35	62,17	31,09
11	44	Silte arenoso	0,55	2,20	8,36	36,90	57,02	85,56	42,78
12	53	Silte arenoso	0,55	2,20	10,07	46,97	68,68	105,58	52,79
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

Pilar	Carga (tf)	Estaca escavada	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P11	0,80	4	2,94
P4	1,80	4	2,94
P12	2,20	4	2,94
P15	2,80	4	2,94
P6	4,20	6	7,16
P14	6,90	6	7,16
P3	7,70	7	11,64
P1	8,50	7	11,64
P16	10,20	7	11,64
P8	13,40	8	19,02
P7	13,50	8	19,02
P2	19,40	9	25,50
P5	25,00	9	25,50
P10	25,30	10	31,09

MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA - FURO 01

Prof. (m)	N	Tipo de solo	Posição p/ cálculo do N _p	C (kPa)	N _p	N _L	α	β	Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)		Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
									Unit.	Acum.	Unit.			
									tf	tf	tf	tf	tf	tf
1	1	Argila arenosa	0	120	0,00	0,00	0,85	0,80	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	
2	1	Argila arenosa	1	120	1,50	0,00	0,85	0,80	0,75	1,51	1,08	1,84	0,85	
3	2	Argila arenosa	2	120	2,33	0,00	0,85	0,80	0,75	2,26	1,68	3,19	1,58	
4	4	Argila arenosa	3	120	4,00	4,00	0,85	0,80	1,76	4,02	2,88	5,15	2,46	
5	6	Argila arenosa	4	120	7,33	6,00	0,85	0,80	2,26	6,28	5,29	9,31	4,42	
6	12	Argila arenosa	5	120	13,67	12,00	0,85	0,80	3,77	10,05	9,85	16,14	7,30	
7	23	Argila silto-arenosa	6	120	21,33	23,00	0,85	0,80	6,53	16,59	15,38	25,43	11,58	
8	29	Silte areno-argiloso	7	250	28,67	29,00	0,60	0,65	6,53	23,12	30,39	46,98	20,36	
9	34	Silte areno-argiloso	8	250	33,67	34,00	0,60	0,65	7,56	30,68	35,70	58,82	26,71	
10	38	Silte areno-argiloso	9	250	39,00	38,00	0,60	0,65	8,37	39,05	41,35	72,03	33,94	
11	45	Silte arenoso	10	250	45,67	45,00	0,60	0,65	9,80	48,85	48,42	87,47	42,14	
12	54	Silte arenoso	11	250	49,50	0,00	0,60	0,65	0,61	49,46	52,48	101,34	50,70	
13			12											
14			13											
15			14											
16			15											
17			16											
18			17											
19			18											
20			19											

Pilar	Carga (tf)	Estaca escavada	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P17	0,20	4	2,46
P28	0,60	4	2,46
P30	0,90	4	2,46
P20	1,10	4	2,46
P31	1,40	4	2,46
P27	2,40	4	2,46
P18	2,60	5	4,42
P24	6,30	6	7,30
P21	14,20	8	20,36
P26	23,80	9	26,71
P19	26,10	9	26,71
P29	31,80	10	33,94
P22	32,20	10	33,94

Geometria da Estaca
 Circular
 Diâmetro (D) = 30 cm
 Perímetro (U) = 0,942 m
 Área Transversal (A_p) = 0,071 m²

Tipo Estaca
 Escavada em geral

Fator de Segurança
 Fuste = 1,3
 Ponta = 4,0

% da carga de ponta = 100%

Geometria da Estaca
 Circular
 Diâmetro (D) = 30 cm
 Perímetro (U) = 0,942 m
 Área Transversal (A_p) = 0,071 m²

Tipo Estaca
 Escavada em geral

Fator de Segurança
 Fuste = 1,3
 Ponta = 4,0

% da carga de ponta = 100%

Prof. (m)	N	Tipo de solo	Posição p/ cálculo do N _p	C (kPa)	N _p	N _L	α	β	MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA - FURO 02				
									Resistência lateral (R _L)		Resistência de ponta (R _p)	Capacidade de carga (R)	Carga admissível (P _{adm})
									Unit.	Acum.	Unit.		
tf	tf	tf	tf	tf	tf								
1	1	Argila arenosa	0	120	0,00	0,00	0,85	0,80	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00
2	2	Argila arenosa	1	120	3,00	0,00	0,85	0,80	0,75	1,51	2,16	2,92	1,12
3	4	Argila arenosa	2	120	4,00	4,00	0,85	0,80	1,76	3,27	2,88	4,39	1,88
4	6	Argila arenosa	3	120	6,00	6,00	0,85	0,80	2,26	5,53	4,33	7,59	3,59
5	8	Argila arenosa	4	120	9,33	8,00	0,85	0,80	2,76	8,29	6,73	12,26	5,94
6	14	Argila arenosa	5	120	15,33	14,00	0,85	0,80	4,27	12,57	11,06	19,35	9,14
7	24	Argila silto-arenosa	6	120	22,00	24,00	0,85	0,80	6,79	19,35	15,86	28,43	13,63
8	28	Silte areno-argiloso	7	250	29,00	28,00	0,60	0,65	6,33	25,68	30,75	50,10	22,57
9	35	Silte areno-argiloso	8	250	34,00	35,00	0,60	0,65	7,76	33,44	36,05	61,73	28,77
10	39	Silte areno-argiloso	9	250	39,33	39,00	0,60	0,65	8,58	42,02	41,70	75,15	36,15
11	44	Silte arenoso	10	250	45,33	44,00	0,60	0,65	9,60	51,62	48,07	90,09	44,34
12	53	Silte arenoso	11	250	48,50	0,00	0,60	0,65	0,61	52,23	51,42	103,04	52,56
13			12										
14			13										
15			14										
16			15										
17			16										
18			17										
19			18										
20			19										

Pilar	Carga (tf)	Estaca escavada	
		Prof. (m)	Padm (tf)
P11	0,80	4	3,59
P4	1,80	4	3,59
P12	2,20	4	3,59
P15	2,80	4	3,59
P6	4,20	5	5,94
P14	6,90	6	9,14
P3	7,70	6	9,14
P1	8,50	6	9,14
P16	10,20	7	13,63
P8	13,40	7	13,63
P7	13,50	7	13,63
P2	19,40	8	22,57
P5	25,00	9	28,77
P10	25,30	9	28,77

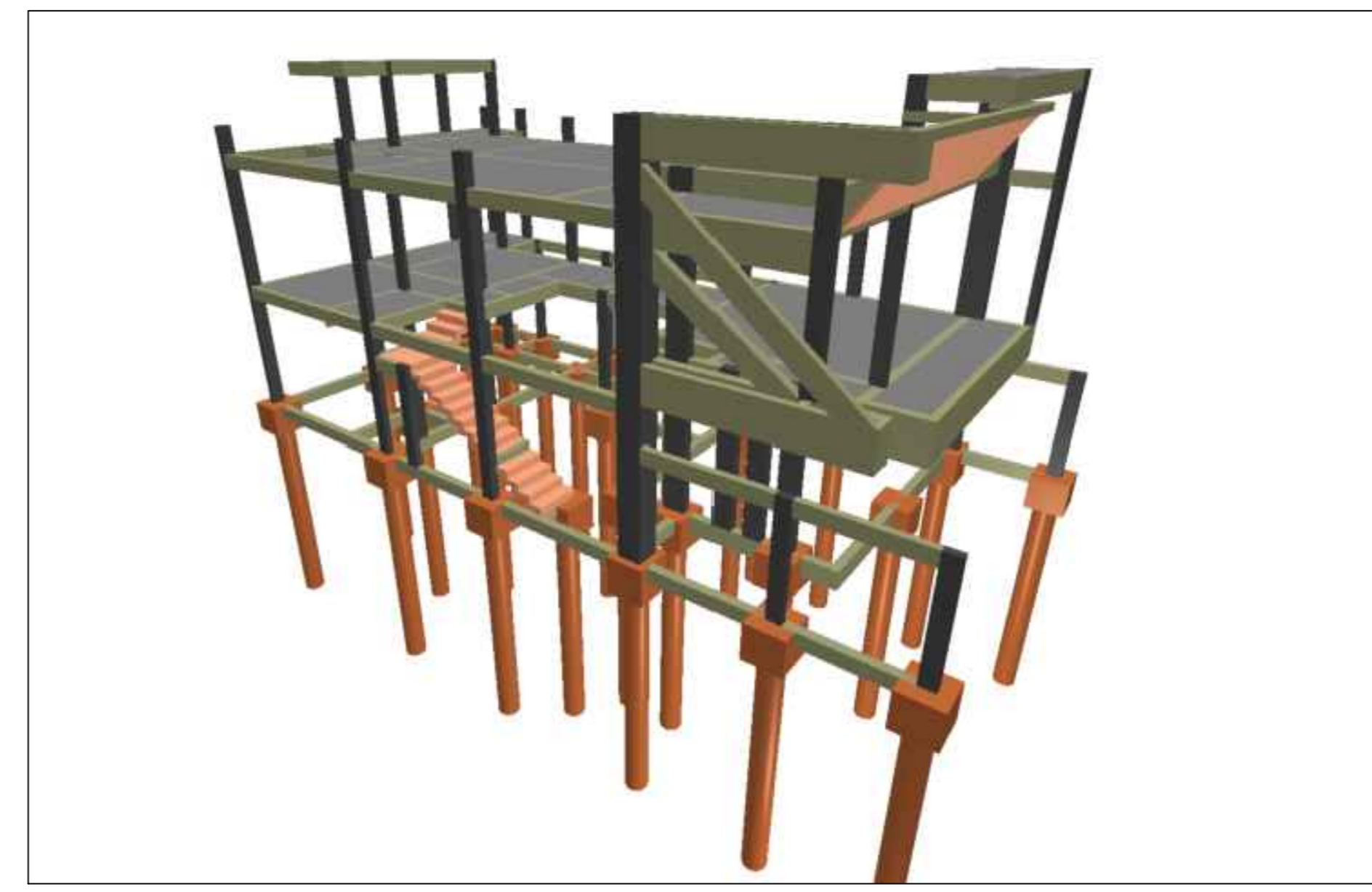
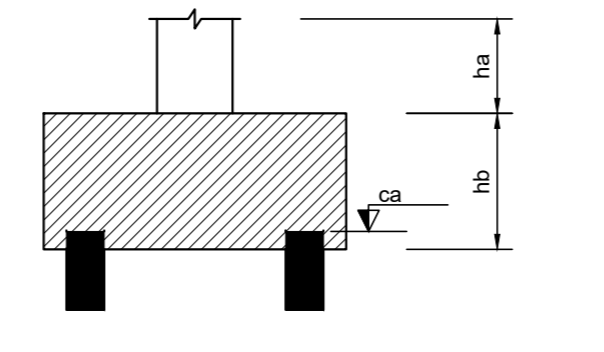
Anexo A - Locação, cortes e mapa de cargas da fundação executada (Em formato A0)



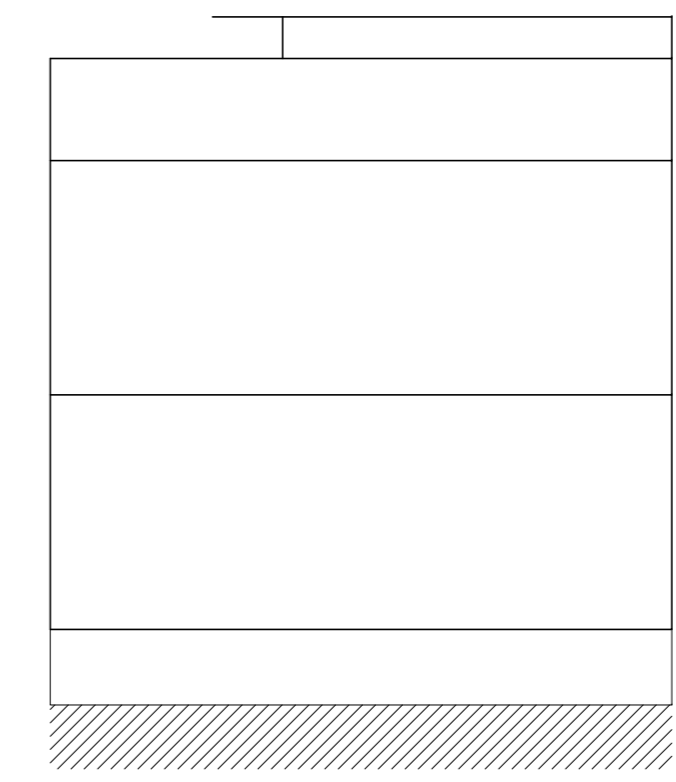
Planta de locação
escala 1:50

Pilar				Fundação				Bloco			
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Nome	Lado B (cm)	Lado H (cm)	H (cm)	ne	Estaca	ca	Bases tab (cm)
P1	20x30	15.0	1720.0	8.5	B1	80	80	0	F2	D50	C=4M
P2	20x30	340.0	1720.0	19.4	B2	80	80	0	F2	D50	C=4M
P3	20x30	662.0	1720.0	7.7	B3	80	80	0	F2	D50	C=4M
P4	20x30	812.0	1715.0	1.8	B4	80	80	0	F2	D50	C=4M
P5	20x30	667.0	1530.0	25.0	B5	80	80	0	F2	D50	C=4M
P6	20x30	807.0	1525.0	4.2	B6	80	80	0	F2	D50	C=4M
P7	20x30	211.5	1400.0	13.5	B7	80	80	0	F2	D50	C=4M
P8	20x30	10.0	1260.0	13.4	B8	80	80	0	F2	D50	C=4M
P9	20x30	335.0	1255.0	25.3	B9	80	80	0	F2	D50	C=4M
P10	20x30	667.0	1255.0	0.8	B10	80	80	0	F2	D50	C=4M
P11	20x30	812.0	1255.0	2.2	B11	80	80	0	F2	D50	C=4M
P12	20x30	812.0	1255.0	2.2	B12	80	80	0	F2	D50	C=4M
P13	20x30	499.3	1019.8	9.9	B14	80	80	0	F2	D50	C=4M
P14	20x30	812.0	1020.8	2.8	B15	80	80	0	F2	D50	C=4M
P15	20x30	10.0	803.3	19.2	B16	80	80	0	F1	D50	C=4M
P16	20x30	100.0	795.5	0.2	B17	80	80	0	F1	D50	C=4M
P17	20x30	202.0	710.0	2.6	B18	80	80	0	F1	D50	C=4M
P18	20x40	667.0	720.0	26.1	B19	80	80	0	F1	D50	C=4M
P19	20x30	807.0	720.0	1.1	B20	80	80	0	F1	D50	C=4M
P20	20x30	25.0	555.0	32.2	B22	80	80	0	F1	D50	C=4M
P21	20x30	812.0	515.0	6.3	B24	80	80	0	F1	D50	C=4M
P22	20x40	250.0	300.0	23.8	B26	80	80	0	F1	D50	C=4M
P23	20x30	10.0	265.0	2.4	B27	80	80	0	F1	D50	C=4M
P24	20x30	667.0	247.5	0.8	B28	80	80	0	F1	D50	C=4M
P25	20x40	812.0	247.5	31.8	B29	80	80	0	F1	D50	C=4M
P26	20x30	10.0	15.0	0.9	B30	80	80	0	F1	D50	C=4M
P27	20x30	812.0	15.0	1.4	B31	80	80	0	F1	D50	C=4M

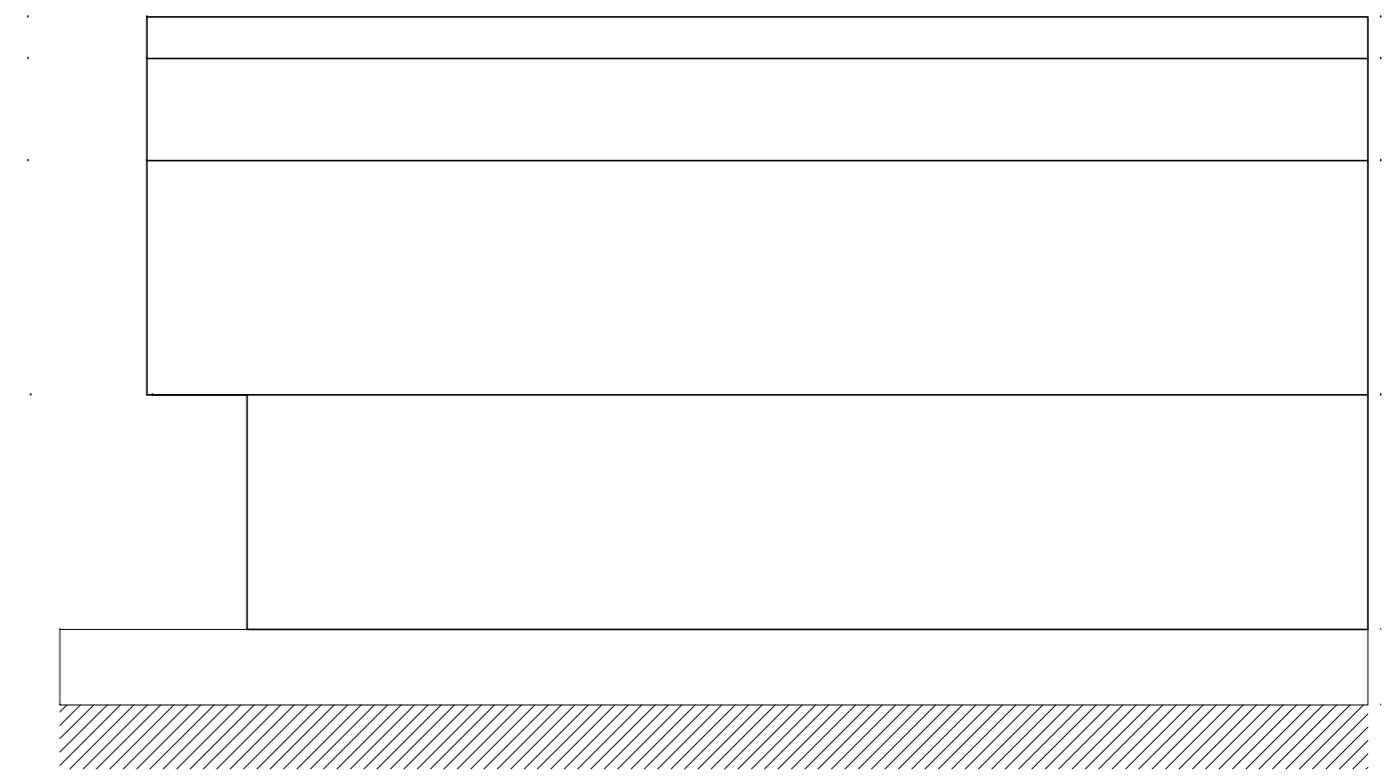
Simbologia	Nome	d (cm)	Quantidade
⊕	F1 D50 C=4M	50.00	5
⊖	F1 D50 C=4M	50.00	4
⊕	F1 D50 C=4M	50.00	5
⊖	F2 D50 C=4M	50.00	5
⊕	F2 D50 C=4M	50.00	5
⊖	F2 D50 C=4M	50.00	3



Vistas 3D Estrutural

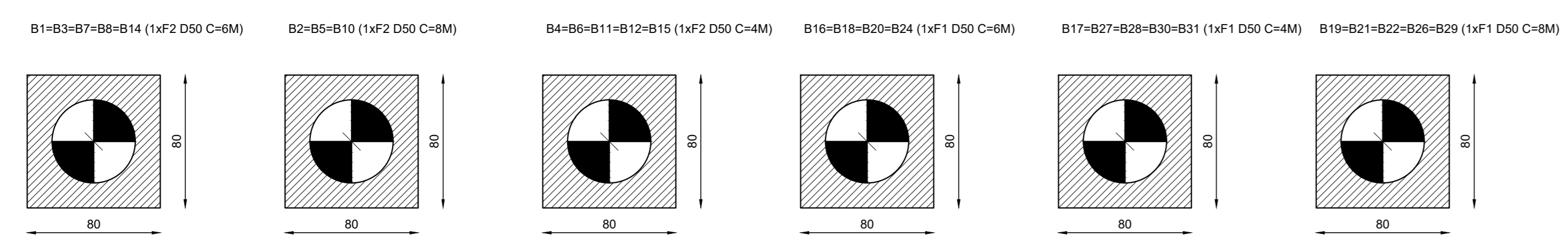


Corte X-X
escala 1:100



Corte Y-Y
escala 1:100

- 810 - Apoio Caixa D'água 5
- 755 - Detalhe laje inclinada 4
- 620 - Segunda Laje 3
- 310 - Primeira Laje 2
- 0 - Fundação 1



Legenda dos blocos
escala 1:25

- NOTAS GERAIS:
- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
 - 2 - O CONCRETO UTILIZADO DEVE TER FOK MÍNIMO = 25MPA.
 - 3 - AS MEDIDAS DEVERÃO SER CONFERIDAS NO LOCAL.
 - 4 - A INDICAÇÃO DE MEDIDAS NAS COTAS PREVALECE SOBRE A ESCALA.
 - 5 - AS COTAS DE IMPLANTAÇÃO DA OBRA, AS COTAS E OS NÍVEIS DAS FORMAS DEVERÃO SER VERIFICADAS E ACEITAS PELO RESPONSÁVEL TÉCNICO DA OBRA ANTES DA EXECUÇÃO.
 - 6 - RECOMENDAMOS QUE TODOS OS PONTOS NECESSÁRIOS AO PROJETO ESTRUTURAL SEJAM LOCADOS E CONFERIDOS PELO RESPONSÁVEL TÉCNICO DA OBRA ANTES DA EXECUÇÃO.
 - 7 - AS DOBRAS E OS DIÂMETROS DE CURVATURA DOS GANCHOS DEVERÃO ATENDER O PRESCRITO NOS ITENS ESPECÍFICOS DA NBR 6118:2014.
 - 8 - FICA PROIBIDA A ADIÇÃO DE PEDRAS MAIORES QUE BRITA 2 NO CONCRETO DE QUALQUER ELEMENTO ESTRUTURAL.
 - 9 - USAR ESPACIADORES PARA GARANTIR O COBRIMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.
 - 10 - NENHUMA ARMADURA PODERÁ ESTAR EM CONTATO COM O SOLO ESCAVADO DURANTE A CONCRETAGEM.
 - 11 - QUALQUER MODIFICAÇÃO, DÚVIDA OU DIVERGÊNCIA ENTRE DETALHES GENÉRICOS E OS DESENHOS ESPECÍFICOS NAS PLANTAS DEVERÁ SER IMEDIATAMENTE COMUNICADA POR ESCRITO AO PROJETISTA ESTRUTURAL.
 - 12 - QUALQUER ALTERAÇÃO NESTE PROJETO SEM A PRÉVIA AUTORIZAÇÃO POR ESCRITO DO RESPONSÁVEL TÉCNICO, EXIME O MESMO DE QUALQUER RESPONSABILIDADE OU CULPA.

114

Titulo: PROJETO ESTRUTURAL

Finalidade: PROJETO ESTRUTURAL PARA CONSTRUÇÃO RESIDENCIAL

Detalhes: PLANTA DE LOCAÇÃO E CORTES

Endereço Obra/Serviço: RUA RODRIGUES PEREIRA, N° 520, CENTRO – PIMENTA-MG

Proprietários: _____

Resp. Técnico: _____

Escala: INDICADA Desenho: _____ Data: NOV./2020 Revisão: 00 Prancha: 01/17