

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**VINICIUS LOBO DE JESUS**

**ANÁLISE DE ESTACAS EM RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR: COMPARAÇÃO ENTRE  
CAPACIDADE DE CARGA REAL E CALCULADA.**

**CAMPO MOURÃO**

**2023**

**VINICIUS LOBO DE JESUS**

**ANÁLISE DE ESTACAS EM RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR: COMPARAÇÃO ENTRE  
CAPACIDADE DE CARGA REAL E CALCULADA.**

**Pile analysis in single-family residence: comparison between actual and  
calculated load capacity.**

Trabalho de conclusão de curso de graduação  
apresentada como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).  
Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Jucelia Kuchla Vieira.  
Coorientador: Prof. Dr. Douglas Fukunaga Surco.

**CAMPO MOURÃO**

**2023**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es) e que licenciem as novas criações sob termos idênticos. Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**VINICIUS LOBO DE JESUS**

**ANÁLISE DE ESTACAS EM RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR: COMPARAÇÃO ENTRE  
CAPACIDADE DE CARGA REAL E CALCULADA.**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 16/novembro/2023

---

Jucelia Kuchla Vieira  
Doutorado  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Douglas Fukunaga Surco  
Doutorado  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Fabiana Goia Rosa de Oliveira  
Doutorado  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Vera Lúcia Barradas Moreira  
Doutorado  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

**CAMPO MOURÃO**

**2023**

Dedico este trabalho a Deus, que me trouxe sabedoria e resiliência para o seu desenvolvimento, e à minha família. Dedico também aos meus familiares queridos, que sempre me apoiaram durante todo o processo de criação deste trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de expressar o meu eterno agradecimento a todos que contribuíram, em pequena ou grande escala, para a realização deste trabalho.

À Professora Doutora Jucelia Kuchla Viera, minha orientadora, e ao Professor Doutor Douglas Fukunaga Surco, meu coorientador, agradeço a paciência, disposição, dedicação e indispensável suporte ao longo do trabalho. A orientação de vocês foi crucial para o desenvolvimento e finalização deste trabalho, e serei eternamente grato.

Agradeço também aos meus pais, irmãos, tia, avós e namorada, Claudineia; Edevaldo; Lucas; Bruno; Gabriel; Rosangela; Maria José; Santana, Geraldo e Laura, pelo empenho, suporte emocional e amor, pelos grandes exemplos de dedicação e resiliência. Vocês foram peças fundamentais em toda a minha trajetória na graduação; sem vocês, não teria sido possível chegar tão longe.

Enfim, a todos os meus amigos que estiveram presentes nessa trajetória, agradeço a amizade, risadas, apoio e companheirismo. Vocês foram peças-chave para tornar essa jornada mais leve.

Novamente, meus mais sinceros e puros agradecimentos a todos que me ajudaram.

## RESUMO

A indústria da Construção Civil desempenha um papel de destaque na economia brasileira, exercendo considerável influência no crescimento do Produto Interno Bruto e na geração de empregos. No entanto, à medida que o setor se expande, um desafio persistente se apresenta: a ocorrência de novas residências que carecem de projetos de fundação. Nesse contexto, este estudo investigou a capacidade de carga das estacas em uma residência unifamiliar, destacando a importância crucial de um projeto de fundação adequado na Engenharia Civil. O estudo abordou a obtenção do projeto arquitetônico, a elaboração da planta de cargas, a aplicação de diferentes metodologias para calcular a capacidade de carga e a comparação com as estacas executadas. Os resultados revelaram que a maioria das estacas não atenderam às capacidades de carga calculadas, gerando riscos à segurança e custos adicionais em concreto e escavação. Em resumo, a pesquisa enfatizou a grande importância de investir em projetos de fundação de alta qualidade para garantir estabilidade, segurança e eficiência econômica em projetos de construção.

Palavras-chave: fundações; capacidade de carga; avaliação comparativa; segurança estrutural.

## **ABSTRACT**

The Construction industry plays a prominent role in the Brazilian economy, exerting a significant influence on the growth of the Gross Domestic Product and job creation. However, as the sector expands, a persistent challenge arises: the occurrence of new residences lacking proper foundation projects. In this context, this study investigated the bearing capacity of piles in a single-family residence, highlighting the crucial importance of an adequate foundation project in Civil Engineering. The study addressed the acquisition of the architectural design, the development of the load plan, the application of various methodologies to calculate the bearing capacity, and the comparison with the executed piles. The results revealed that the majority of the piles did not meet the calculated bearing capacities, leading to safety risks and additional costs in concrete and excavation. In summary, the research underscored the significant importance of investing in high-quality foundation projects to ensure stability, safety, and economic efficiency in construction projects.

Keywords: foundations; load capacity; comparative evaluation; structural safety.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Caminho das cargas na estrutura .....	20
Figura 2 - Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	25
Figura 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. ....	26
Figura 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o comprimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ . ....	26
Figura 5 - Fundação superficial (a) e profunda (b) .....	29
Figura 6 - Exemplo de laudo de sondagem para um ponto genérico .....	31
Figura 7 - Exemplo da identificação dos pontos de furo de sondagem em planta .....	32
Figura 8 - Transferência de carga de uma estaca isolada .....	33
Figura 9 – Metodologia separada em etapas .....	38
Figura 10 – Majoração das cargas .....	39
Figura 11 – Combinações de cargas utilizadas na fundação .....	40
Figura 12 - Demarcação das estacas em planta .....	43
Figura 13 - 3D da estrutura lançada no Eberick .....	44
Figura 14 - Planta de cargas .....	45
Figura 15 – Planilha de estaca com diâmetro de 25 centímetros, método Décourt-Quaresma .....	46
Figura 16 – Planilha de estaca com diâmetro de 25 centímetros, método Aoki-Velloso.....	47
Figura 17 - Planilha de estaca com diâmetro de 30 centímetros, método Décourt-Quaresma .....	48
Figura 18 – Planilha de estaca com diâmetro de 30 centímetros, método Aoki-Velloso.....	49
Figura 19 – Resultado do cálculo da capacidade das estacas através da metodologia de Décourt-Quaresma.....	50
Figura 20 – Locação das estacas quanto o atendimento ao cálculo da capacidade de carga .....	51
Figura 21 - Resultado do cálculo da capacidade das estacas, através da metodologia Aoki-Velloso .....	52
Figura 22 - Locação das estacas quanto o atendimento ao cálculo da capacidade de carga .....	53
Figura 23 – Cálculo da profundidade adequada quanto a capacidade de carga, por meio da metodologia de Décourt-Quaresma .....	54
Figura 24 – Diferença da profundidade calculada com a executada, por meio da metodologia de Décourt-Quaresma.....	55
Figura 25 - Cálculo da profundidade adequada quanto a capacidade de carga, por meio da metodologia de Aoki-Velloso .....	56
Figura 26 - Diferença da profundidade calculada com a executada, por meio da metodologia de Aoki-Velloso .....	57
Figura 27 – Volume de concreto das estacas que foram executadas .....	58
Figura 28 - Volume de concreto das estacas pela metodologia do Décourt-Quaresma.....	59
Figura 29 - Volume de concreto das estacas pela metodologia do Aoki-Velloso .....	60
Figura 30 – Síntese dos resultados obtidos .....	61

**Figura 31 - Resultado de um furo do laudo de sondagem.....68**

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Fatores de correção F1 e F2.....	34
Quadro 2 - Coeficiente K e Razão de atrito $\alpha$ .....	34
Quadro 3 - Coeficiente característico do solo C.....	36
Quadro 4 - Valores do fator $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e tipo de solos	37

## LISTA DE SÍMBOLOS

$r_p$	Resistência de ponta
$r_L$	Resistência lateral
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração
$q_c$	Resistência de ponta do cone
$f_s$	Atrito lateral unitário na luva
$F_1$ e $F_2$	Fatores de correção que levam em conta o efeito de escala
$K$	Fator estabelecido em função do tipo de solo
$\alpha$	Razão de atrito
$N_p$	Índice de resistência a penetração na cota de assentamento da estaca
$N_L$	Índice de resistência é promovido pelo atrito lateral
$\Delta_L$	Segmento de estaca na respectiva camada de solos
$R$	Capacidade de carga
$A_p$	Área de seção transversal da ponta do elemento
$U$	Perímetro da estaca
$C$	Coefficiente característico do solo
$N_p$	é a média de três valores do índice $N_{SPT}$
$\alpha$	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo
$\beta$	fator correlacionado com o tipo de estaca e tipo de solo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>16</b>
<b>4</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>17</b>
<b>4.1</b>	<b>Histórico do concreto armado.....</b>	<b>17</b>
<b>4.2</b>	<b>Elementos estruturais de concreto armado.....</b>	<b>19</b>
4.2.1	Vigas .....	20
4.2.2	Pilares .....	21
4.2.3	Lajes .....	21
<b>4.3</b>	<b>Vantagens e desvantagens no uso de concreto armado.....</b>	<b>22</b>
<b>4.4</b>	<b>Propriedades dos materiais do concreto armado .....</b>	<b>23</b>
4.4.1	Propriedade do concreto .....	23
4.4.2	Propriedade do aço .....	24
4.4.3	Qualidade e durabilidade.....	24
4.4.4	Segurança estrutural .....	27
<b>4.5</b>	<b>Projeto arquitetônico .....</b>	<b>27</b>
<b>4.6</b>	<b>Projeto estrutural.....</b>	<b>28</b>
<b>4.7</b>	<b>Fundação.....</b>	<b>28</b>
<b>4.8</b>	<b>Investigações geotécnicas .....</b>	<b>29</b>
4.8.1	Standart Penetration test (SPT).....	30
<b>4.9</b>	<b>Método semiempíricos.....</b>	<b>32</b>
4.9.1	Método de Aoki e Velloso apresentado em 1975 .....	33
4.9.2	Método de Décourt-Quaresma apresentado em 1978 .....	35
<b>5</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>38</b>
<b>5.1</b>	<b>Levantamento de dados da obra.....</b>	<b>38</b>
<b>5.2</b>	<b>Desenvolvimento da planta de cargas .....</b>	<b>39</b>
<b>5.3</b>	<b>Elaboração do cálculo da capacidade de carga utilizando planilha</b>	<b>40</b>
<b>5.4</b>	<b>Análise comparativa das estacas executadas com o cálculo .....</b>	<b>41</b>
<b>5.5</b>	<b>Identificação de divergências e elaboração de relatório .....</b>	<b>41</b>
<b>6</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>42</b>

<b>6.1</b>	<b>Obtenção da planta arquitetônica e informações dos elementos executados.....</b>	<b>42</b>
<b>6.2</b>	<b>Elaboração da planta de cargas utilizando o Eberick .....</b>	<b>43</b>
<b>6.3</b>	<b>Elaboração do cálculo da capacidade de carga utilizando planilha</b>	<b>46</b>
<b>6.4</b>	<b>Análise comparativa das estacas executadas com o cálculo .....</b>	<b>49</b>
<b>6.5</b>	<b>Identificação de divergências e elaboração de relatório .....</b>	<b>53</b>
<b>6.6</b>	<b>Síntese dos resultados .....</b>	<b>61</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>62</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>64</b>
	<b>ANEXO A - Laudo de sondagem SPT.....</b>	<b>67</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A área da Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC) desempenha um papel crucial no Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro, contribuindo significativamente para o desenvolvimento social e a redução do déficit habitacional no país. Dentre os segmentos da AEC, destaca-se a Construção Civil, que tem exercido um impacto positivo expressivo na economia. Isso fica evidente quando é observado o crescimento de 2,9% do PIB em 2022, impulsionado pelo desempenho positivo desse setor. Além disso, a Construção Civil foi responsável pela geração de 10% dos empregos formais no ano, contribuindo, assim, para a redução da taxa de desemprego para 9,3%, o menor nível desde 2015 (Associação Brasileira de Incorporadoras Imobiliárias, 2023).

Nesse contexto, o setor da construção civil tem vivenciado um crescimento notável ao longo dos anos. Esse avanço se reflete tanto nos estudos direcionados ao aprimoramento dos conhecimentos adquiridos no passado quanto no desenvolvimento de tecnologias avançadas para otimizar os equipamentos utilizados. Essa evolução tem permitido a adoção de métodos construtivos eficientes, traduzindo-se na realização de obras de alta qualidade dentro de prazos reduzidos (Moreira *et al.*, 2019).

Ao abordar a construção de fundações em uma edificação, é importante considerar que, embora não seja o item mais dispendioso da obra, ela possui um custo estimado entre 3% e 7% do custo total do empreendimento. No entanto, é essencial ressaltar que erros conceituais no projeto e problemas na execução podem acarretar custos diretos e indiretos consideravelmente elevados. Isso inclui despesas relacionadas a reforços e recuperação estrutural, bem como possíveis implicações jurídicas com consequências imprevisíveis. Portanto, a correta elaboração e execução da fundação assumem um papel crucial para a viabilidade econômica e técnica de um projeto de construção. Ao garantir a solidez desde a base, é possível evitar problemas onerosos e garantir a segurança e o sucesso da edificação como um todo (Joppert Junior, 2007).

A construção de fundações é uma vertente da geotécnica que combina conhecimentos da mecânica dos solos, engenharia estrutural, concreto, dimensionamento, geometria e manutenção. Esse campo é responsável por projetar e implementar as fundações em obras de construção civil (Schnaid; Obereght, 2012).

A gestão da qualidade das fundações inicia-se com a seleção da solução técnica e econômica mais adequada, seguida pela elaboração detalhada de um projeto executivo e, por fim, o controle de campo durante a execução. Nessa etapa, é comum ocorrer intervenções e ajustes no projeto devido a interferências subterrâneas, erros de locação ou variações nas características do solo, entre outros fatores. Esse processo de controle é essencial para assegurar a eficiência e confiabilidade das fundações ao longo da construção (Joppert Junior, 2007).

Neste estudo, foi realizado uma análise comparativa da capacidade de carga das estacas em uma residência unifamiliar. Esta análise foi feita em duas etapas: primeiro, considerando a execução sem um cálculo prévio de fundação; e, em seguida, comparando esse resultado com o valor obtido após a realização do cálculo da capacidade de carga.

## **2 OBJETIVOS**

Neste tópico será exposto o objetivo geral e delimitado os objetivos específicos, que guiaram este trabalho.

### **2.1 Objetivo geral**

Realizar uma análise comparativa entre a capacidade de carga das estacas executadas sem um projeto de fundação, com o valor de cálculo por meio da metodologia de Décourt-Quaresma e Aoki e Velloso.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Realizar levantamento com o responsável técnico pelo acompanhamento do empreendimento, a fim de identificar as dimensões dos elementos estruturais, posições e características das estacas executadas na edificação;
- Desenvolver a planta de cargas por meio do software Eberick, utilizando como referência o projeto arquitetônico;
- Apresentar a capacidade de carga calculada, através da metodologia de Décourt-Quaresma e Aoki e Velloso, para essa residência utilizando os dados obtidos;
- Elaborar uma análise individualizada de todas as estacas frente as suas características, comparando a estaca executada com o resultado do cálculo da capacidade carga das estacas;
- Relatar as divergências encontradas na análise.

### 3 JUSTIFICATIVA

O estudo das fundações é uma das etapas mais complexas no projeto de um edifício. Selecionar o tipo apropriado de fundação requer análises das características do solo, incluindo deformabilidade e resistência. Além disso, é fundamental que essa escolha seja compatível com as características da superestrutura, considerando sua capacidade de acomodação plástica e as cargas atuantes. (Araújo, 2014).

É notável que na Engenharia de Fundações, e na área mais abrangente da Geotecnia, o profissional se depara com um material natural no qual possui limitada capacidade de intervenção. Ou seja, ele deve aceitá-lo como é, com suas propriedades e comportamentos específicos (Velloso; Lopes, 2010).

Pode-se afirmar que a especialização em Fundações dentro da Engenharia Civil demanda uma ampla vivência e experiência. A vivência implica no profissional projetar ou executar inúmeras fundações de diferentes tipos e em variadas condições. Essa prática é baseada em suas próprias observações do comportamento de casos passados, sem necessariamente contar com dados quantitativos. Por outro lado, a experiência envolve a complementação dessa vivência com dados quantitativos que referenciam o desempenho da obra. Ambos os aspectos são essenciais para um especialista em Fundações na Engenharia Civil (Velloso; Lopes, 2010).

Este estudo buscou destacar a relevância da elaboração de um projeto de fundação, enfatizando a diferença entre uma residência construída sem a devida concepção de projeto de fundação daquela que segue um projeto estruturado para a fundação.

## 4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, serão apresentadas as referências bibliográficas que embasam a evolução da pesquisa, contemplando uma gama de autores que expõem conceitos e definições fundamentais da literatura que orientam o estudo.

### 4.1 Histórico do concreto armado

Desde a emergência da espécie humana, houve a demanda por abrigo e proteção por parte do homem, que encontrava refúgio em ambientes naturais como cavernas. Posteriormente, ao invés de simplesmente aproveitar as oportunidades oferecidas pela natureza, o homem passou a desenvolver técnicas construtivas e adaptar os recursos naturais disponíveis para atender às suas necessidades habitacionais. Há muitos séculos antes da era cristã, na Europa, a utilização da pedra como material estrutural já era prática comum (Kaefer, 1998).

Para Teatini (2016) a pedra é um material com resistência elevada à compressão e baixa à tração, alta durabilidade e desafios inerentes ao transporte e à moldagem dos mesmos.

Dessa forma, as civilizações antigas do Oriente Próximo identificaram a necessidade de dispor de materiais mais moldáveis e versáteis do que a pedra, capazes de serem transformados em diferentes formatos. Para suprir essa demanda, o barro cozido, um material maleável, passou a ser utilizado na fabricação de tijolos. No entanto, apesar de representar uma solução viável, esse material é caracterizado por uma resistência limitada e baixa capacidade de suporte, o que acarreta uma vida útil reduzida para as construções edificadas (Kaefer, 1998).

Depois da pedra e barro, outros materiais foram utilizados na construção civil, como a madeira, parte substancial delas tem resistências à compressão e à tração deficientes para fins estruturais, e ligas metálicas, que tem resistências elevadas à tração e à compressão, mas com problemas sérios de durabilidade em vista da corrosão, com exigência de proteção em face de condições adversas (Teatini, 2016).

O desenvolvimento e o aprimoramento dos materiais ao longo do tempo não são os únicos fatores que contribuem para a evolução da construção civil. A complexidade dos sistemas estruturais também tem aumentado progressivamente. Em Atenas, no ano de 473 a.C., as edificações já contavam com estruturas projetadas em sistemas de vigas e pilares, evidenciando a busca por soluções cada vez mais

elaboradas e eficientes para a construção de edifícios e outras estruturas. (Kaefer, 1998).

Em 1770, na cidade de Pantheon, em Paris, a Igreja de Santa Genoveva já demonstrava a busca por soluções estruturais eficientes e inovadoras. Como a fachada possuía poucas colunas, foram necessárias vigas de grandes dimensões, contendo barras longitudinais retas na zona de tração e barras transversais de cisalhamento. Essas barras longitudinais foram inseridas em furos artesanais nas pedras e os vazios foram preenchidos com argamassa e cal, demonstrando o uso de técnicas construtivas elaboradas para atender às demandas estruturais. (Kaefer, 1998).

Uma evolução significativa na indústria da construção civil foi alcançada com o surgimento de materiais "aglomerantes" que endurecem em contato com a água. Esses materiais permitiram a criação de uma "pedra artificial" conhecida como "concreto" ou "betão", que é produzida adicionando-se materiais inertes para aumentar o volume, garantir estabilidade físico-química e reduzir custos. Essa técnica não é nova e já foi utilizada pelos romanos com a utilização de cal e pozolana, obtida tanto naturalmente quanto como subproduto de outros materiais (Teatini, 2016). De acordo com Carvalho (2017), um dos objetivos do uso de agregados é reduzir os custos, uma vez que o cimento possui maior valor.

Carvalho (2017) destaca que o concreto, em si, não é uma opção adequada para resistir a esforços de tração, sendo indicado apenas para compressão. Entretanto, como a maioria das estruturas de construção requer resistência tanto à compressão quanto à tração, tornou-se necessário encontrar uma combinação de materiais que se complementassem. Surgiu então o concreto armado, que une o concreto e o aço de maneira solidária, graças às forças de aderência entre a superfície do aço e o concreto. Teatini (2016, p. 21), afirma que "a solidariedade é uma condição básica para que o conjunto se comporte como uma peça monolítica; ou seja, é indispensável a aderência eficiente entre os materiais".

Em 1849, foi desenvolvido o primeiro objeto em "cimento armado" pelo francês Joseph-Louis Lambot - um barco feito de telas de fios finos de ferro preenchidas com argamassa de cimento. No ano seguinte, o paisagista Joseph Mounier fabricou tubos, vasos de flores e armaduras de arame usando a mesma técnica. Mais tarde, ele construiu reservatórios, escadas e uma ponte com vão de 16,5 metros, marcando o início do que hoje é conhecido como concreto armado (Bastos, 2019).

Outros grandes marcos para a história do concreto armado, conforme apontado por Bastos (2019):

- Em 1880, foi desenvolvida a primeira laje armada com barras de aço de seção circular.
- Em 1897, foi ministrado o primeiro curso sobre Concreto Armado.
- Em 1902, Mörsch publicou seu primeiro livro sobre o tema.
- De 1902 a 1908, foram publicados os trabalhos experimentais elaborados por Wayss e Freytag.

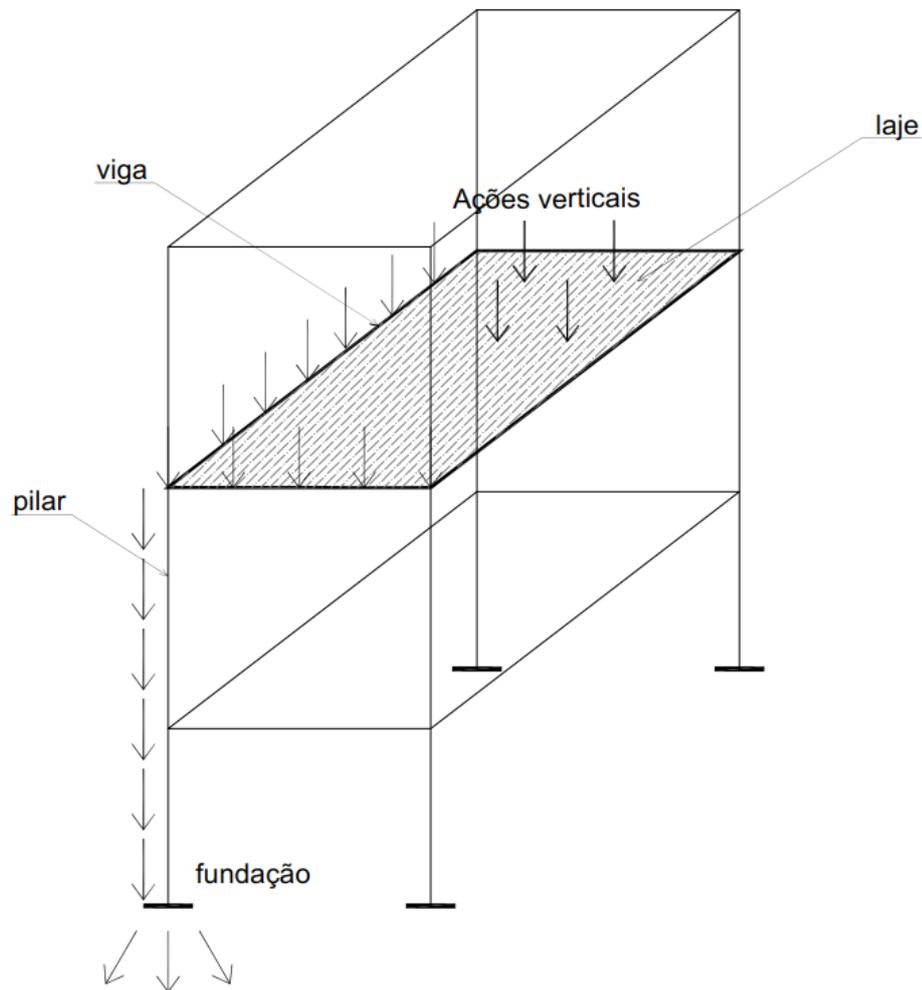
A utilização do concreto armado teve início no Brasil em 1901, na cidade do Rio de Janeiro, com a construção de galerias de água, e em 1904, com a edificação de casas e sobrados. A primeira ponte com nove metros de vão foi construída em 1908, e em 1910, na cidade de São Paulo, foi erguida uma ponte com 28 metros de comprimento. Em relação aos edifícios, o mais antigo do Brasil em "cimento armado" data de 1907, possuindo três pavimentos e situado em São Paulo. A partir de 1924, a maioria dos cálculos estruturais passou a ser realizada no Brasil, com destaque para o engenheiro estrutural Emílio Baumgart (Bastos, 2019).

#### **4.2 Elementos estruturais de concreto armado**

Os elementos estruturais, compostos por peças com dimensões predominantes em uma ou duas direções, tais como vigas, lajes e pilares, são componentes fundamentais de uma estrutura. O sistema estrutural é definido pela organização desses elementos, cujo comportamento pode ser influenciado pelo arranjo e distribuição de cargas. É importante ressaltar que, em alguns casos, o desempenho estrutural pode ser determinado somente pelo sistema estrutural, independente do material utilizado na confecção dos elementos (Carvalho, 2017).

Para Barboza (2008), A distribuição das cargas provenientes do uso do edifício é realizada pelas lajes do pavimento, que as conduzem até as bordas, onde são transferidas para as vigas de apoio, geralmente dispostas nas quatro bordas de lajes retangulares e quadradas. As vigas são responsáveis por receber e transmitir as cargas tanto provenientes das lajes quanto aquelas que atuam diretamente nelas. Essas cargas são transmitidas para os pilares, que fazem a transmissão vertical das cargas até as fundações, e estas, finalmente, as conduzem para o solo, como é ilustrado na Figura 1.

**Figura 1 – Caminho das cargas na estrutura**



**Fonte: Adaptado de Alva (2007)**

De acordo com as especificações da NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2014), os elementos estruturais elementares são classificados como:

- Elementos lineares, também conhecidos como barras, cujo comprimento longitudinal é pelo menos três vezes maior que a maior dimensão da seção transversal, a exemplo de vigas e pilares.
- Elementos de superfície ou bidimensionais, que são elementos com duas dimensões substancialmente maiores que uma dimensão, geralmente referida como espessura, como é o caso das vigas.

#### 4.2.1 Vigas

Para Bastos (2019), as vigas são elementos lineares utilizados para transpor vãos e transmitir cargas para os apoios, que geralmente são pilares. Elas possuem

como característica predominante a flexão e podem apresentar curvaturas em seu eixo longitudinal em algumas aplicações. As cargas são provenientes de lajes, outras vigas, paredes de alvenaria e pilares, e podem gerar momentos de torção e forças normais de compressão ou tração. É importante destacar que a função básica das vigas é suportar as cargas aplicadas em sua extensão e distribuí-las aos elementos de suporte, garantindo a estabilidade estrutural.

Segundo Parizotto (2017), os esforços predominantes nas vigas decorrem de cargas de flexão, em razão da distância entre o carregamento e o apoio, bem como de esforços de cisalhamento, resultantes da reação do pilar ao carregamento próximo aos apoios, tendendo ao corte. Essas ações, por sua vez, são recebidas de forma linear e perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

#### 4.2.2 Pilares

Conforme a NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023), os pilares são elementos posicionados verticalmente, na qual as forças de compressão são dominantes.

Para Bastos (2019) os pilares são considerados como os elementos estruturais mais relevantes em uma construção, tanto em relação à sua capacidade resistente quanto à segurança. Por se tratar de elementos verticais, desempenham um papel fundamental na estabilidade global das edificações, integrando o sistema de contraventamento juntamente com as vigas e lajes.

De acordo com Parizotto (2017), os pilares desempenham um papel crucial na transmissão dos carregamentos de pavimento a pavimento, até que sejam finalmente absorvidos pelas fundações. Nesse sentido, os pilares recebem as reações pontuais das vigas e, possivelmente, de outros pilares dos pavimentos superiores, gerando principalmente solicitações de compressão e momentos fletores em virtude da descontinuidade das vigas.

#### 4.2.3 Lajes

A laje é um componente planar bidimensional que possui como objetivo primordial o desempenho como superfície de piso ou teto em edificações. É comumente submetida a cargas verticais, decorrentes do uso da laje de acordo com suas características arquitetônicas, tais como pessoas, mobiliários, revestimentos,

divisórias e outras sobrecargas diversas que podem vir a incidir sobre a sua superfície (Bastos, 2019).

Conforme preconizado pela NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023), as lajes são caracterizadas como elementos superficiais planares que sofrem predominantemente ações de flexão perpendiculares ao seu plano. Tais ações costumam ser as mais relevantes dentre as cargas aplicadas às estruturas, tais como pisos, paredes e mobiliários diversos. De modo geral, as lajes são apoiadas nas bordas por vigas, mas em alguns casos específicos podem transmitir diretamente os esforços aos pilares.

De acordo com Parizotto (2017), as lajes são elementos que recebem cargas superficiais de forma perpendicular ao seu plano, estando, portanto, sujeitas principalmente a esforços de flexão. Dessa forma, é essencial que sejam dimensionadas de maneira adequada, de forma a resistir aos esforços aplicados sem sofrer deformações significativas e transmiti-los, por meio de reações, para as vigas que as sustentam.

#### **4.3 Vantagens e desvantagens no uso de concreto armado**

Todo e qualquer material utilizado em determinada aplicação apresenta vantagens e desvantagens que devem ser levadas em consideração. Com isso em mente, Bastos (2019) discorre sobre as vantagens e desvantagens do uso do concreto armado. As vantagens são:

- Excelente resistência, satisfazendo a maioria das demandas estruturais;
- Alta trabalhabilidade, permitindo a liberdade de criação de formas complexas, de acordo com as necessidades do projetista;
- Possibilidade de obtenção de estruturas monolíticas, o que não é possível com outros materiais como aço, madeira ou pré-moldados, graças à aderência entre o concreto endurecido e o lançado posteriormente, facilitando a transmissão de esforços;
- Técnicas de execução amplamente dominadas em todo o país;
- Em diversas situações, apresenta viabilidade econômica em relação a estruturas de aço;

- Alta durabilidade, desde que executado conforme as normas e sem o uso de aceleradores de pega, que podem corroer as armaduras;
- Boa resistência ao fogo e à ação do tempo, desde que sejam respeitadas as condições do meio ambiente em que a estrutura está inserida;
- Possibilidade de utilização da pré-moldagem, resultando em maior rapidez e facilidade na execução;
- Resistência a choques, vibrações, variações térmicas, condições atmosféricas adversas e desgastes mecânicos.

Em contrapartida, Bastos (2019) ressalta algumas desvantagens do uso do concreto armado, como:

- Necessidade de elementos com dimensões maiores do que o aço, o que, associado ao peso específico elevado do material, pode acarretar peso próprio excessivo, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando consideravelmente seu custo;
- Dificuldades na realização de reformas e adaptações;
- Condução de calor e som, podendo requerer associação com outros materiais para minimizar esses problemas;
- Necessidade de sistema de formas e escoramentos (quando não se utiliza a pré-moldagem), que geralmente precisam permanecer no local até que o concreto alcance resistência adequada.

#### **4.4 Propriedades dos materiais do concreto armado**

O concreto armado é comumente utilizado na construção civil devido à sua capacidade de resistir a forças de compressão e tração. Ele é composto por concreto e aço, que trabalham juntos para suportar cargas estruturais. O concreto absorve as forças de compressão e protege o aço das intempéries, enquanto o aço absorve as forças de tração. Essa combinação faz do concreto armado uma opção segura e viável para construções de grande porte (Parizotto,2017).

##### **4.4.1 Propriedade do concreto**

De acordo com Carvalho (2017), o concreto é obtido por meio de uma combinação adequada de cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo. Além

disso, em algumas circunstâncias, são incorporados outros materiais, tais como produtos químicos, microssílica e polímeros, com o intuito de aprimorar determinadas características, como, por exemplo, a trabalhabilidade e a resistência do material.

Segundo a NBR 6118 (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2014), a massa específica normalmente utilizada para o concreto é determinada por meio da sua secagem em estufa, situando-se em uma faixa entre  $2000 \text{ kg/m}^3$  e  $2800 \text{ kg/m}^3$ . Caso essa massa específica não seja conhecida, valores de referência podem ser utilizados para o cálculo, sendo  $2400 \text{ kg/m}^3$  para o concreto simples e  $2500 \text{ kg/m}^3$  para o concreto armado. No entanto, se a massa específica real do concreto utilizado for conhecida, é possível adotar seu valor para o cálculo da massa específica do concreto armado, acrescentando-se  $150 \text{ kg/m}^3$  ao resultado obtido.

#### 4.4.2 Propriedade do aço

Segundo a NBR 6118 (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023), para o desenvolvimento de projetos de estruturas em concreto armado, é imprescindível que se faça uso de aço classificado conforme as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 7480. Dentre as opções disponíveis, destaca-se a utilização de aços que apresentem valores característicos de resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60. Além disso, é fundamental que os diâmetros e seções transversais nominais do aço estejam de acordo com as especificações contidas na referida norma.

De acordo com a NBR 6118 (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023), para a determinação da massa específica do aço utilizado como armadura passiva, é possível considerar o valor de  $7.850 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4.4.3 Qualidade e durabilidade

A fim de garantir a qualidade e a durabilidade das estruturas em concreto armado, a NBR 6118 (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023), estabelece critérios que devem ser rigorosamente seguidos pelo projetista estrutural. De acordo com o item 5.1.2 da norma, a capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade são as principais características que devem ser consideradas na classificação dos requisitos de qualidade da estrutura.

Assim sendo, essas três características devem ser minuciosamente analisadas e adotadas como metas em um bom projeto de estruturas em concreto armado. Para se obter uma solução de qualidade, é necessário que o projeto leve em conta as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, estruturais e de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar-condicionado e outros), conforme especificações dos responsáveis técnicos de cada especialidade e com a anuência do contratante (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023).

De acordo com Carvalho (2017), para garantir a durabilidade dos elementos de concreto, é necessário considerar diversos fatores, tais como o cuidado e esforços coordenados dos responsáveis pelo projeto arquitetônico, estrutural, tecnologia utilizada na construção, bem como do proprietário/usuário. A agressividade ambiental é um dos principais fatores que contribuem para a perda de qualidade e durabilidade das estruturas, sendo que essa agressividade é apresentada pelo item 6.4 pela NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023) como as ações físicas e químicas que afetam os elementos de concreto, excluindo as ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, retração hidráulica e outras previamente consideradas no dimensionamento.

A Figura 2 apresenta uma classificação por níveis de risco de deterioração da estrutura.

**Figura 2 - Classe de agressividade ambiental (CAA)**

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação Geral do Tipo de Ambiente para Efeito do Projeto	Risco de Deterioração da Estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana * ' **	Pequeno
III	Forte	Marinha *	Grande
		Industrial * ' **	
IV	Muito Forte	Industrial * ' ***	Elevado
		Respingos de Maré	
* Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).			
** Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove			
*** Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

**Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de normas Técnicas (2014)**

O Figura 2 traz informações sobre as diferentes categorias de agressividade que devem ser consideradas, englobando aspectos como o cobrimento da armadura e as propriedades do concreto. Essas diretrizes são regulamentadas pela NBR 6118:2014 e podem ser consultadas no Figura 3 e Figura 4.

**Figura 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.**

Concreto*	Tipo	Classe de Agressividade			
		Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
Relação Água/Cimento em Massa	Concreto Armado (CA)	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	Concreto Protendido (CP)	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de Concreto (ABNT NBR 8953)	Concreto Armado (CA)	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	Concreto Protendido (CP)	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

\* O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de normas Técnicas (2014).

**Figura 4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o comprimento nominal para  $\Delta c = 10\text{mm}$ .**

Tipo de Estrutura	Componente ou Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV ***
		<b>Cobrimento Nominal mm</b>			
Concreto Armado	Laje **	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos Estruturais em Contato com o Solo ****	30		40	50
Concreto Protendido *	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

\* Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

\*\* Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15\text{ mm}$ .

\*\*\* Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

\*\*\*\* No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{ mm}$

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de normas Técnicas (2014).

#### 4.4.4 Segurança estrutural

Segundo Teatini (2016), para uma edificação ser considerada segura, é necessário atender a três requisitos simultaneamente:

- Deve manter as características originais do projeto ao longo de sua vida útil, com custos razoáveis de execução e manutenção.
- Não deve causar preocupação ou alarme desnecessário aos usuários ou ao público em geral durante o uso normal.
- Em casos de uso indevido, a edificação deve apresentar sinais visíveis, como fissuras ou deslocamentos, para alertar sobre possíveis perigos iminentes.

#### 4.5 Projeto arquitetônico

O conceito de projeto arquitetônico apresentado pela NBR 16636, parte 1 é a

Representação do conjunto dos elementos conceituais, concebido, desenvolvido e elaborada por profissional legalmente habilitado, necessária à materialização de uma ideia arquitetônica, realizada por meio de princípios técnicos e científicos, visando à consecução de um objetivo ou meta, adequando-se aos recursos disponíveis, leis, regramentos locais e às alternativas que conduzam à viabilidade da decisão (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017, p.11).

Gregorio (2010) define o projeto arquitetônico, como a base para todos os outros que irão derivar dele, pois serão elaborados com base nas informações iniciais nele contidas. Portanto entende-se o grau de importância deste projeto, pois as decisões e modificações tomadas nessa etapa irão reverberar em todos os demais projetos.

Com base no exposto pode-se afirmar a importância do projeto arquitetônico de uma edificação, pois todos os outros tipos de projetos são baseados nele. A elaboração do arquitetônico, deve ser concebida por um profissional qualificado para tal, de forma que ele aplique todos os seus conhecimentos teóricos e práticos respeitando as normas técnicas pertinentes, entre elas NBR 6492:2021, NBR 16636-1:2017 e NBR 16636-2:2017, leis e regramentos locais, com o objetivo de produzir um projeto que atenda às necessidades do público-alvo.

#### **4.6 Projeto estrutural**

De acordo com Giongo (2007), o projeto estrutural é integrado por pilares, vigas e lajes ou pode ser também a aglutinação destes elementos. Um exemplo, que retrata esse tipo de estrutura são as escadas que são constituídas de vigas e lajes.

Segundo Rauber (2005), o projeto estrutural é interdependente do projeto arquitetônico, visto que, para a disposições do ambiente é válido pressupor as interferências, onde elas vão ser evidenciadas pela locação de pilares, alturas das vigas e panos das lajes.

O projeto estrutural é proveniente do arquitetônico, Rebello (2007) afirma que é valoroso que o arquiteto ou engenheiro responsável pelo projeto arquitetônico, ao iniciar a concepção desse projeto tenha em mente e se preocupe com a estrutura, com a intenção de que ocorra a associação entre a estrutura e a arquitetura, de forma a não prejudicar a estética da edificação.

Segundo Kimura (2018), o projeto estrutural deve seguir as normas técnicas em vigor estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), ou normas internacionais quando aplicável. É importante salientar que, ao seguir essas normas, tais como a NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, o projeto estará em conformidade com as regulamentações do código de defesa do consumidor.

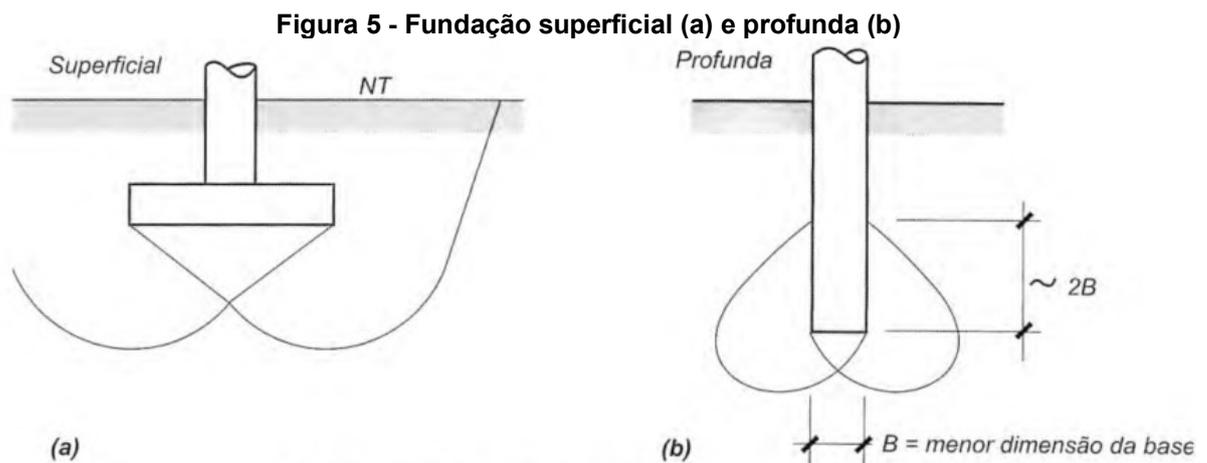
A NBR 6118 (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2023) apresenta as condições mínimas exigidas para cumprir os requisitos de qualidade e conformidade para a concepção de um projeto estrutural, o qual possuirá segurança a falha dos elementos e estará em conformidade quanto a utilização e serviços ao longo da vida útil da edificação.

#### **4.7 Fundação**

O termo "fundações" é aplicado a estruturas que têm como objetivo suportar e transmitir as cargas oriundas da parte superior da edificação para o solo. Essas fundações podem ser classificadas em duas categorias principais: fundações profundas e fundações rasas. As fundações profundas, também chamadas de indiretas, têm a capacidade de distribuir a carga utilizando o atrito lateral do solo e também por meio da resistência na ponta. Esse tipo de fundação é implantado nas camadas mais profundas do solo, frequentemente com o auxílio de equipamentos de

grande porte para cravação ou escavação. Geralmente, elas são adotadas em situações em que há a necessidade de transmitir cargas substanciais ao solo e/ou quando as camadas superficiais do solo não são suficientemente fortes. Exemplos de fundações profundas englobam os tubulões (sejam eles de ar comprimido ou abertos) e as estacas (Barros, 2011).

Para Velloso e Lopes (2010), a diferenciação entre as fundações profunda e rasas é estabelecida conforme um critério (arbitrário) de que a fundação é considerada como profunda quando o ponto de ruptura da base não emerge na superfície do terreno. Devido ao fato de que os pontos de ruptura da base se estendem, acima da superfície, geralmente duas vezes o seu menor comprimento, a norma NBR 6122 estabeleceu que as fundações são categorizadas como profundas quando suas bases estão situadas a uma profundidade superior a duas vezes o seu menor comprimento (conforme Figura 5) e, no mínimo, a 3 metros de profundidade.



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p.11)

A fundação, ou subestrutura, representa uma das partes essenciais em uma estrutura, composta por elementos estruturais que geralmente são construídos abaixo do nível final do terreno. Sua função primordial é transmitir ao solo todas as ações, tais como cargas verticais e forças do vento, que atuam na edificação. Como componente crucial da construção civil, a compreensão aprofundada da fundação é fundamental para garantir a estabilidade e segurança de toda a estrutura (Bastos, 2019).

#### 4.8 Investigações geotécnicas

De acordo com Quaresma *et al.* (1998), a elaboração de projetos geotécnicos e de fundações demanda um conhecimento adequado dos solos, envolvendo a

identificação, classificação e avaliação das propriedades de engenharia das diversas camadas do substrato a ser analisado. É notável que a obtenção de amostras ou a utilização de ensaios *in situ* são requisitos indispensáveis para a identificação e classificação dos solos, sendo os ensaios laboratoriais restritos a casos específicos em solos coesivos, de acordo com a realidade predominante no Brasil.

A prática de sondagem do solo envolve a análise ou exploração das camadas subterrâneas de um terreno específico. A realização de sondagens é de grande relevância para compreender a composição do subsolo e selecionar um tipo de fundação mais apropriada a tipologia de solo. Isso contribui para minimizar os custos de fundação. Geralmente, os custos associados às sondagens equivalem a uma média de 0,2% a 0,5% do investimento total da construção (Schnaid; Odebrecht, 2012).

A NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios (Associação Brasileira De Normas Técnicas, 1983), deixa explícito que a quantidade e a distribuição das sondagens no terreno são determinadas pelo tipo da estrutura, suas particularidades específicas e as condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser adequado para proporcionar uma representação mais precisa possível das variações prováveis das camadas do subsolo na área de estudo.

#### 4.8.1 Standart Penetration test (SPT)

A NBR 6484 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensino (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020), detalha a abordagem para conduzir a sondagem de reconhecimento de solos empregando o ensaio de SPT. Neste documento, são delineados dois modos distintos de realização: o sistema de sondagem manual e o sistema mecanizado, as quais ambas as abordagens têm por objetivo a coleta de informações como:

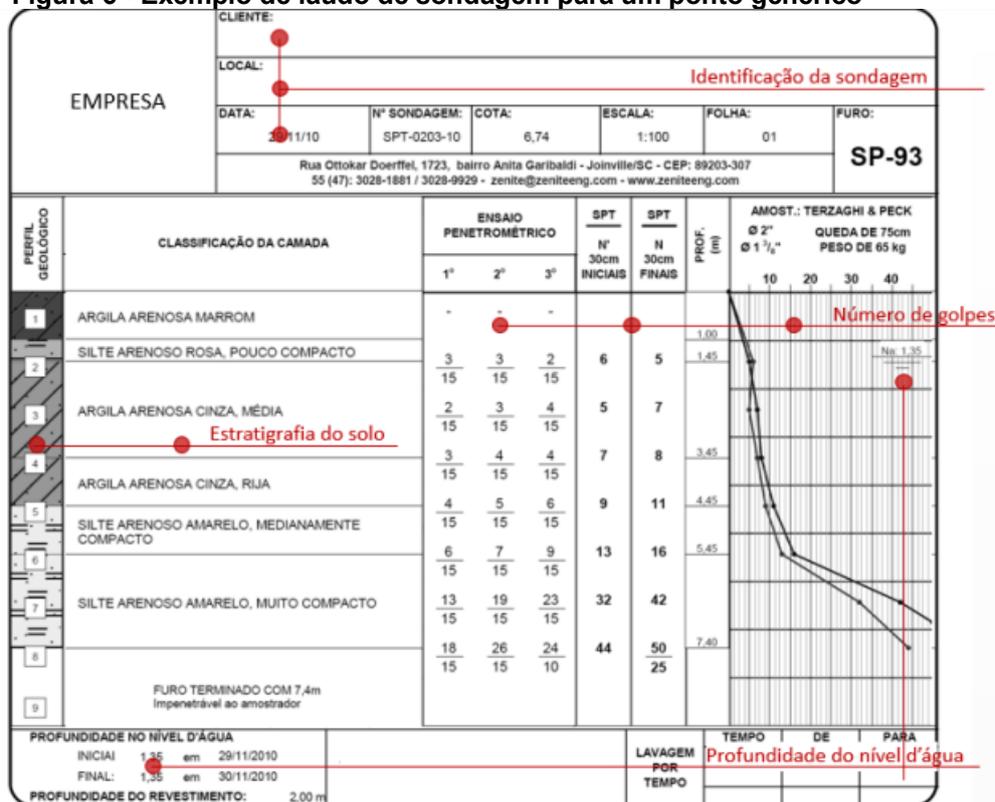
- Tipos de solos e suas respectivas profundidades;
- Indicação da posição do nível de água (quando houver ocorrência) ao longo do decorrer de cada sondagem;
- Índice de resistência à penetração N a cada metro.

De acordo com Odebrecht (2003), o ensaio SPT é reconhecido em larga escala como um método de investigação amplamente adotado e disseminado tanto

no Brasil quanto em outras nações. A extensa aceitação desse método é influenciada por diversos fatores, entre eles seu custo viável, a simplicidade de aplicação e a vasta expertise acumulada por meio de experiências práticas na execução e interpretação dos ensaios. Entretanto, é relevante destacar que há críticas relacionadas à dispersão dos resultados, à influência da habilidade técnica dos operadores, à variedade de equipamentos e procedimentos empregados.

A Figura 6 exemplifica um modelo de laudo de sondagem para um ponto genérico, no qual é possível visualizar detalhes relevantes, como a medida da resistência do solo à penetração (indicada por  $N_{SPT}$ ), o nível do lençol freático e a identificação do tipo de solo, incluindo suas particularidades como cor e consistência.

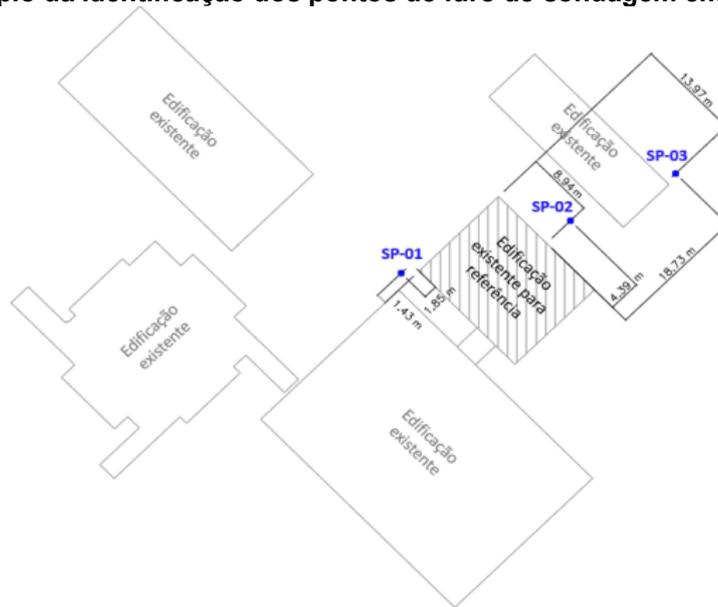
Figura 6 - Exemplo de laudo de sondagem para um ponto genérico



Fonte: Santos (2016, p.50)

No documento conclusivo da sondagem, juntamente com os registros individuais de cada furo, é essencial incluir um esquema que ilustre a localização dos pontos de sondagem como está representado na Figura 7. Essa apresentação é de suma importância para estabelecer com precisão o local específico onde o ensaio foi executado (Santos, 2016).

**Figura 7 - Exemplo da identificação dos pontos de furo de sondagem em planta**

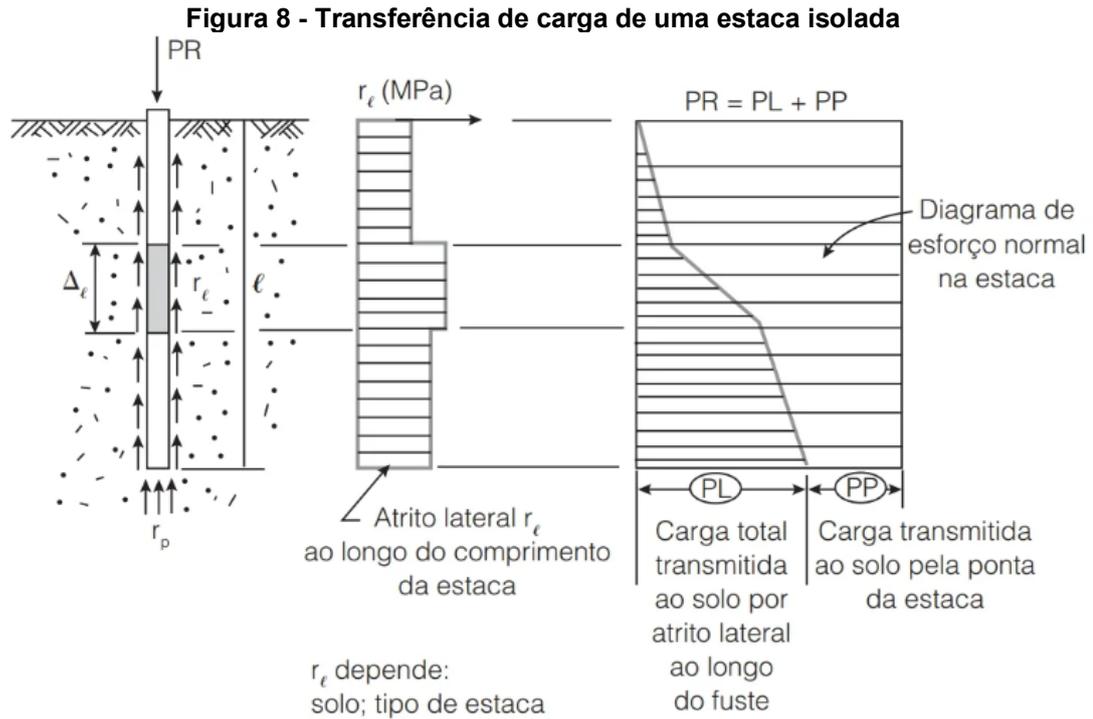


**Fonte: Santos (2016, p.51)**

#### **4.9 Método semiempíricos**

Para Cintra e Aoki (2010) as formulações teóricas frequentemente não demonstram confiabilidade na antecipação da capacidade de carga das fundações por estacas, diversos pesquisadores têm sugerido abordagens que se apoiam em relações empíricas alinhadas com dados de testes realizados no local, sendo posteriormente calibradas por meio de provas de carga. Dois notáveis exemplos que são amplamente adotados consistem nos métodos desenvolvidos por Aoki e Velloso, em 1975 e Décourt e Quaresma, em 1978.

De acordo com Alonso (2019), em ambos os métodos, o cálculo da carga de ruptura de uma estaca isolada, é admitida como a soma de duas parcelas como é representado na Figura 8.



Fonte: Alonso (2019, p.71)

#### 4.9.1 Método de Aoki e Velloso apresentado em 1975

Conforme mencionado por Velloso e Lopes (2010), é possível utilizar o método proposto por Aoki e Velloso, em 1975, para a estimativa das incógnitas geotécnicas ( $r_p$  e  $r_L$ ) e a capacidade de carga de fundações profundas. Essa abordagem pode ser empregada ao considerar os resultados obtidos a partir de ensaios de sondagens à percussão ( $N_{SPT}$ ) ou de ensaios de cone como a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e o atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ), de acordo com as formulações apresentadas nas Equações (1) e (2).

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (1)$$

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2)$$

A consideração dos efeitos de escala, que refletem as discrepâncias de desempenho entre o cone e à estaca executada, bem como a variação do processo executivo específico de cada tipo de estaca, é realizada por meio dos fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$ , o qual a Quadro 1 apresenta os valores típicos estabelecidos por Aoki e Velloso, em 1975, com base nos resultados de 63 provas de carga em estacas executadas em diversos estados brasileiros.

**Quadro 1 - Fatores de correção F1 e F2**

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada de concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975) apud Veloso e Lopes (2010)

Tendo em mente a prevalência mais comum dos ensaios SPT em relação aos ensaios CPT no contexto brasileiro, é possível e conveniente empregar uma relação entre a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e o valor do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), conforme demonstrado na Equação (3).

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad (3)$$

onde o valor do fator K é determinado com base no tipo de solo em consideração, da mesma forma que a variável de atrito ( $\alpha$ ) é determinada através da tipologia do solo, que possibilita expressar o atrito lateral unitário na luva em função do  $N_{SPT}$ , como expresso na Equação (4).

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

Os valores de K e  $\alpha$  apresentados para os diversos tipos de solos estão expostos pela Quadro 2.

**Quadro 2 - Coeficiente K e Razão de atrito  $\alpha$** 

Tipo de solo	K av (KN/m2)	$\alpha$ (%)
Areia	1.000	1,4%
Areia argilosa	600	3,0%
Areia argilo-siltosa	500	2,8%
Areia silto-argilosa	700	2,4%
Areia siltosa	800	2,0%
Argila	200	6,0%
Argila arenosa	350	2,4%
Argila areno-siltosa	300	2,8%
Argila silto-arenosa	330	3,0%
Argila siltosa	220	4,0%
Silte	400	3,0%
Silte areno-argiloso	450	2,8%
Silte arenoso	550	2,2%
Silte argilo-arenoso	250	3,0%
Silte argiloso	230	3,4%

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975) apud Veloso e Lopes (2010)

Substituindo a Equação (4) na Equação(1) e a Equação (3) na Equação (2), permite-se determinar as incógnitas geotécnicas,  $r_p$  e  $r_L$ , os quais estão em função do índice de resistência a penetração, como apresentadas nas Equações (5) e (6).

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (6)$$

a qual  $N_p$  é o índice de resistência a penetração na cota de assentamento da estaca e o  $N_L$  é o índice de resistência promovido pelo atrito lateral na camada com espessura  $\Delta_L$ .

De acordo com Velloso e Lopes (2010), é estabelecido que os valores de  $N_p$  e  $N_L$  devem ser limitados a 50. O cálculo de  $N_p$  envolve a média de três medições de  $N_{SPT}$ : uma na base da estaca e as outras duas nas camadas de solo imediatamente acima e abaixo da ponta da estaca, cada uma a 1 metro de profundidade. Por outro lado,  $N_L$  é calculado como a média de  $N_{SPT}$  em uma camada de solo com espessura  $\Delta L$ .

A avaliação da capacidade de carga (R) para uma estaca individual é conduzida conforme a Equação (7). No que diz respeito à determinação da carga admissível, é aconselhável adotar um fator de segurança global igual a 2.

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (7)$$

#### 4.9.2 Método de Décourt-Quaresma apresentado em 1978

O método proposto por Décourt-Quaresma envolve a determinação da resistência na ponta e do atrito lateral na estaca, por meio da aplicação de coeficientes predefinidos e documentados para os distintos tipos de solo e estacas contemplados dentro da metodologia (Velloso; Lopes, 2010).

Segundo Alonso (2019), a principal distinção entre os variados métodos de estimativa da capacidade de carga geotécnica está principalmente na maneira de calcular os valores das incógnitas  $r_p$  e  $r_L$ . Dessa forma, Décourt e Quaresma, em

1978, apresentaram a Equação (8) para estimar a resistência de ponta das estacas ( $r_p$ ).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (8)$$

em que C (Quadro 3) é o coeficiente que leva em conta o tipo de solo, que foi estabelecido através 41 resultados de provas de cargas, e  $N_p$  é a média de três valores do índice  $N_{SPT}$ , todas feitas na região da base da estaca. Essas medições são realizadas na profundidade de assentamento da fundação e nas camadas logo acima e abaixo dessa profundidade.

**Quadro 3 - Coeficiente característico do solo C**

Tipo de solo	C (tf/m <sup>2</sup> )
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1978) apud Veloso e Lopes (2010)

A fim de calcular o valor correspondente à resistência pelo atrito lateral ( $r_L$ ), Décourt e Quaresma, em 1978, propuseram a Equação (9).

$$r_L = 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (9)$$

a qual  $N_L$  é resultado da média dos valores de  $N_{SPT}$  ao percorrer do fuste da estaca, sem diferenciação quanto ao tipo de solo, Ao avançar na evolução do método, Décourt e Quaresma, em 1982, determinaram que valores de  $N_{SPT}$  inferiores a 3 deveriam ser considerados como 3, enquanto valores acima de 50 seriam tratados como 50. Em um estágio posterior, Décourt, em 1996, introduziu duas novas variáveis ( $\alpha$  e  $\beta$ ) para refinamento do método com base em conhecimentos acumulados ao longo do tempo (Cintra; Aoki, 2010). A estimativa da capacidade de carga é obtida por meio da Equação (10).

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (10)$$

Para estacas estaca do tipo raiz, hélice contínua, escavadas e injetadas, os valores recomendados para  $\alpha$  e  $\beta$ , são apresentados na Quadro 4.

**Quadro 4 - Valores do fator  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e tipo de solos**

Tipo de solo	Tipo de estaca									
	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice contínua		Raiz		Injetada sob altas pressões	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,8*	0,85	0,9*	0,3*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos intermediários	0,6	0,65*	0,6	0,75*	0,3*	1,0*	0,6*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,5	0,5*	0,5	0,6*	0,3*	1,0*	0,5*	1,5*	1,0*	3,0*

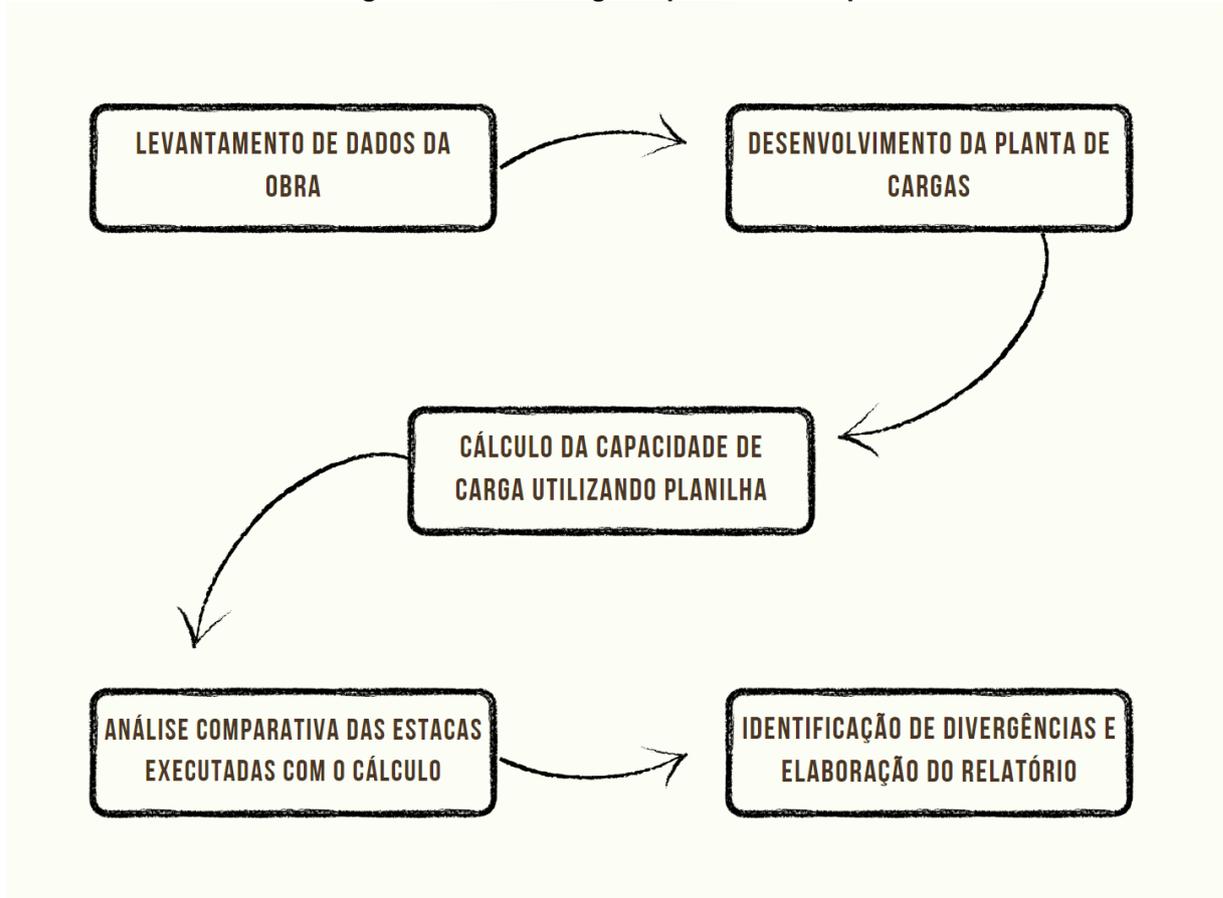
\* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1996) apud Cintra e Aoki (2010)

## 5 METODOLOGIA

No presente capítulo, será exposto o fluxograma da metodologia adotada, o qual é ilustrado na Figura 9. Este fluxograma demonstra a sequência de etapas seguidas com o propósito de alcançar os objetivos estabelecidos neste trabalho.

Figura 9 – Metodologia separada em etapas



Fonte: Autoria própria (2023)

### 5.1 Levantamento de dados da obra

Para a realização deste estudo, foi necessário entrar em contato com o arquiteto a fim de obter o arquivo do projeto arquitetônico. Após a planta ter sido recebida, procedeu-se à exclusão de elementos desnecessários, resultando em uma planta mais limpa e com menos informações irrelevantes para esta primeira etapa. A seguir, a planta foi convertida em formato PDF e impressa em uma folha A4.

Após essa etapa, foi feito contato com o mestre de obras para identificar os locais onde as estacas foram executadas, bem como suas dimensões. Além disso, as proporções de todos os outros elementos estruturais, como pilares, vigas e lajes, foram descritas, pois foram essenciais para a elaboração da etapa seguinte do estudo.

## 5.2 Desenvolvimento da planta de cargas

Optou-se por utilizar o software Eberick para elaborar a planta de cargas, levando em consideração a arquitetura e as dimensões dos elementos estruturais fornecidas pelo mestre de obras. Isso permitiu a identificação das cargas e dos esforços transferidos às estacas pelos elementos estruturais.

Os parâmetros utilizados para a modelagem da estrutura no software, foram os seguintes:

- Classe de agressividade ambiental II (moderada);
- Carga de alvenaria foi considerada igual a  $1,96 \text{ KN/m}^3$ ;
- Carga da cobertura com acesso para manutenção igual a carga acidental de  $1 \text{ KN/m}^2$ ;
- As cargas geradas pelo software não foram majoradas, com a finalidade de evitar duplicidade desta ação, como poder ser visto na Figura 10;
- As combinações utilizadas para a elaboração da planta de cargas estão descritas na Figura 11;
- A caixa d'água instalada na residência foi de 2000 L;
- A massa específica do concreto simples igual a  $2400 \text{ kg/m}^3$ ;
- A massa específica do concreto armado igual a  $2500 \text{ kg/m}^3$ ;
- E as dimensões dos elementos estruturais e não estruturais foram lançados conforme o que foi executado.

Figura 10 – Majoração das cargas

Cargas		
Majorar esforços em	<input type="text" value="0"/>	%
Arredondar cargas para múltiplos de	<input type="text" value="1"/>	kN
Arredondar momentos para múltiplos de	<input type="text" value="1"/>	kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 11 – Combinações de cargas utilizadas na fundação

LEGENDA		Tipo	Numero	Combinações	Tipo	Numero	Combinações
<b>Ações</b>	<b>Variabilidade</b>						
Peso próprio (G1)	Permanente		1	G1+G2		37	G1+G2+A+0.6V4+0.6D4
Adicional (G2)	Permanente		2	G1+G2+0.6V1+D1		38	G1+G2+A+0.6V4+D4
Solo (S)	Permanente		3	G1+G2+0.6V2+D2		39	G1+G2+A+D1
Retração (R)	Permanente		4	G1+G2+0.6V3+D3		40	G1+G2+A+D2
Acidental (Q)	Acidental direta		5	G1+G2+0.6V4+D4		41	G1+G2+A+D3
Água (A)	Acidental direta		6	G1+G2+0.7Q+0.6V1+D1		42	G1+G2+A+D4
Subpressão (AS)	Acidental direta		7	G1+G2+0.7Q+0.6V2+D2		43	G1+G2+A+V1+0.6D1
Temperatura 1 (T1)	Acidental indireta		8	G1+G2+0.7Q+0.6V3+D3		44	G1+G2+A+V2+0.6D2
Temperatura 2 (T2)	Acidental indireta		9	G1+G2+0.7Q+0.6V4+D4		45	G1+G2+A+V3+0.6D3
Vento X+ (V1)	Acidental direta		10	G1+G2+0.7Q+A		46	G1+G2+A+V4+0.6D4
Vento X- (V2)	Acidental direta		11	G1+G2+0.7Q+A+0.6V1+0.6D1		47	G1+G2+D1
Vento Y+ (V3)	Acidental direta		12	G1+G2+0.7Q+A+0.6V2+0.6D2		48	G1+G2+D2
Vento Y+ (V4)	Acidental direta		13	G1+G2+0.7Q+A+0.6V3+0.6D3		49	G1+G2+D3
Desaprumo X+ (D1)	Permanente		14	G1+G2+0.7Q+A+0.6V4+0.6D4		50	G1+G2+D4
Desaprumo X- (D2)	Permanente		15	G1+G2+0.7Q+A+0.6V3+0.6D3		51	G1+G2+Q
Desaprumo Y+ (D3)	Permanente		16	G1+G2+0.7Q+A+0.6V3+D3		52	G1+G2+Q+0.6V1+0.6D1
Desaprumo Y- (D4)	Permanente		17	G1+G2+0.7Q+A+0.6V4+0.6D4		53	G1+G2+Q+0.6V2+0.6D2
Vento Vertical (VV)	Acidental direta	Fundações	18	G1+G2+0.7Q+A+0.6V4+D4	Fundações	54	G1+G2+Q+0.6V3+0.6D3
			19	G1+G2+0.7Q+A+D1		55	G1+G2+Q+0.6V4+0.6D4
			20	G1+G2+0.7Q+A+D2		56	G1+G2+Q+A
			21	G1+G2+0.7Q+A+D3		57	G1+G2+Q+A+0.6V1+0.6D1
			22	G1+G2+0.7Q+A+D4		58	G1+G2+Q+A+0.6V2+0.6D2
			23	G1+G2+0.7Q+A+V1+0.6D1		59	G1+G2+Q+A+0.6V3+0.6D3
			24	G1+G2+0.7Q+A+V2+0.6D2		60	G1+G2+Q+A+0.6V4+0.6D4
			25	G1+G2+0.7Q+A+V3+0.6D3		61	G1+G2+Q+A+D1
			26	G1+G2+0.7Q+A+V4+0.6D4		62	G1+G2+Q+A+D2
			27	G1+G2+0.7Q+V1+0.6D1		63	G1+G2+Q+A+D3
			28	G1+G2+0.7Q+V2+0.6D2		64	G1+G2+Q+A+D4
			29	G1+G2+0.7Q+V3+0.6D3		65	G1+G2+Q+D1
			30	G1+G2+0.7Q+V4+0.6D4		66	G1+G2+Q+D2
			31	G1+G2+A		67	G1+G2+Q+D3
			32	G1+G2+A+0.6V1+0.6D1		68	G1+G2+Q+D4
			33	G1+G2+A+0.6V1+D1		69	G1+G2+V1+0.6D1
			34	G1+G2+A+0.6V2+0.6D2		70	G1+G2+V2+0.6D2
			35	G1+G2+A+0.6V2+D2		71	G1+G2+V3+0.6D3
			36	G1+G2+A+0.6V3+0.6D3		72	G1+G2+V4+0.6D4
			37	G1+G2+A+0.6V3+D3			

Fonte: Autoria própria (2023)

### 5.3 Elaboração do cálculo da capacidade de carga utilizando planilha

Após a conclusão da planta de cargas, iniciou-se a fase de elaboração do cálculo. Nele foi crucial adquirir uma análise do solo para obter as capacidades de carga, considerando os diâmetros e profundidades. Para isso, necessitou-se entrar em contato com os proprietários das residências localizadas em torno da edificação analisada, com o objetivo de ter o acesso a um laudo de sondagem mais próximo da realidade do terreno em questão, a fim de dispor de um estudo de solo apropriado para o desenvolvimento deste trabalho.

O relatório disponibilizado pelo proprietário diz respeito a uma habitação localizada no mesmo condomínio, onde foi realizado um ensaio SPT, o qual foi utilizado, apenas, para obtenção de dados com a exclusiva finalidade de análise comparativa.

Após receber o laudo, realizou-se a etapa de cálculo da capacidade de carga utilizando os métodos de Décourt-Quaresma e Aoki e Velloso, uma vez que, segundo Alonso (2019), os métodos derivados da teoria de Terzaghi, para o cálculo da capacidade de carga, não apresentam resultados apropriados. Isso porque, de acordo com o autor, existem pontos negativos dessa abordagem, sendo que as principais problemáticas são:

- A complexidade para obtenção fidedigna da resistência ao cisalhamento dos solos que interagem com a fundação;
- A falta de proporcionalidade entre a força de atrito e de ponta, já que a resistência de atrito geralmente finda antes mesmo que a resistência de ponta atinja o seu valor máximo;
- A diversidade das características do subsolo onde são cravadas as estacas.

Sendo assim, Alonso (2019) afirma que as fórmulas empíricas são mais recorrentes, evidenciando, portanto, os métodos de Aoki e Velloso e de Decourt e Quaresma.

Para isso, foi empregada uma planilha no Excel previamente configurada com as metodologias de cálculo de Aoki e Velloso e de Decourt e Quaresma, a qual apresenta estimativa da capacidade de carga.

#### **5.4 Análise comparativa das estacas executadas com o cálculo**

A análise foi conduzida de forma individualizada para cada estaca executada, na qual os resultados obtidos através da planilha de cálculo foram minuciosamente comparados. Uma avaliação criteriosa foi realizada para identificar quais estacas foram executadas de acordo com as especificações calculadas para a capacidade de carga.

#### **5.5 Identificação de divergências e elaboração de relatório**

E, por fim, todas as divergências encontradas durante a análise comparativa foram registradas, e as estacas que não atenderam às especificações do projeto foram identificadas. Foi determinada a profundidade ideal para as estacas, levando em consideração a capacidade de carga, mantendo o número de estacas além de ser identificado a diferença de volume de concreto.

## **6 RESULTADOS**

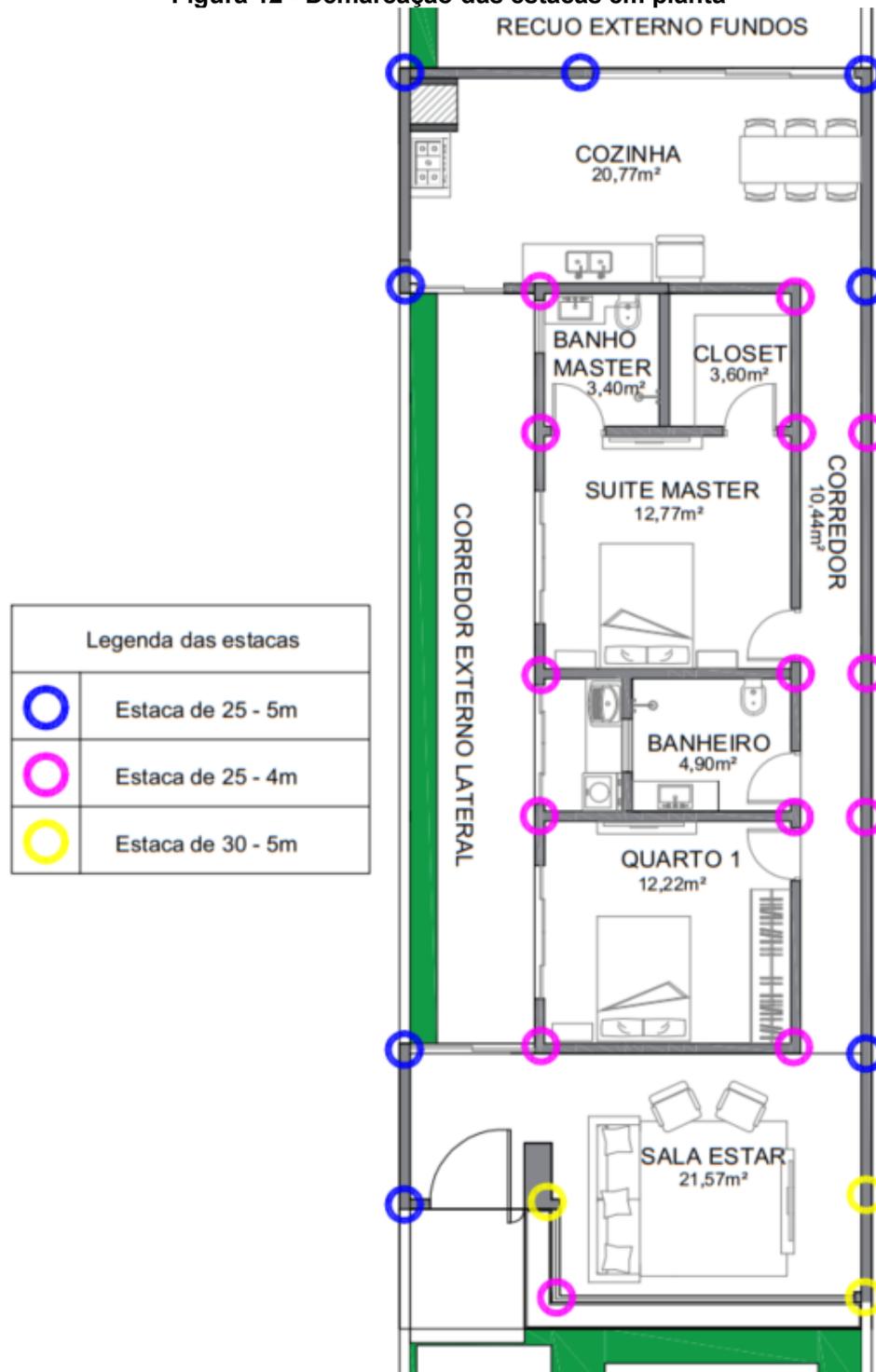
Por meio da metodologia aplicada, foram obtidos resultados em cada etapa e estes são apresentados da seguinte maneira: obtenção do projeto arquitetônico e informações sobre os elementos estruturais executados, elaboração da planta de cargas, obtenção do estudo de solo na região da residência, preenchimento da planilha do Excel para determinação das capacidades de carga usando duas metodologias de cálculo, análise e comparação dos dados obtidos e elaboração de um relatório identificando as divergências.

### **6.1 Obtenção da planta arquitetônica e informações dos elementos executados**

Com o acesso à planta arquitetônica e às informações sobre o que foi executado na obra, as estacas foram demarcadas com seus respectivos diâmetros e profundidades, como indicado na Figura 12 facilitando a visualização para a continuidade do estudo em questão.

Os pontos em azul representam estacas com 25 centímetros de diâmetro e profundidade de 5 metros, os pontos em magenta possuem diâmetro de 25 centímetros e profundidade de 4 metros, enquanto as estacas em amarelo foram executadas com 30 centímetros de diâmetro e 5 metros de profundidade.

Figura 12 - Demarcação das estacas em planta

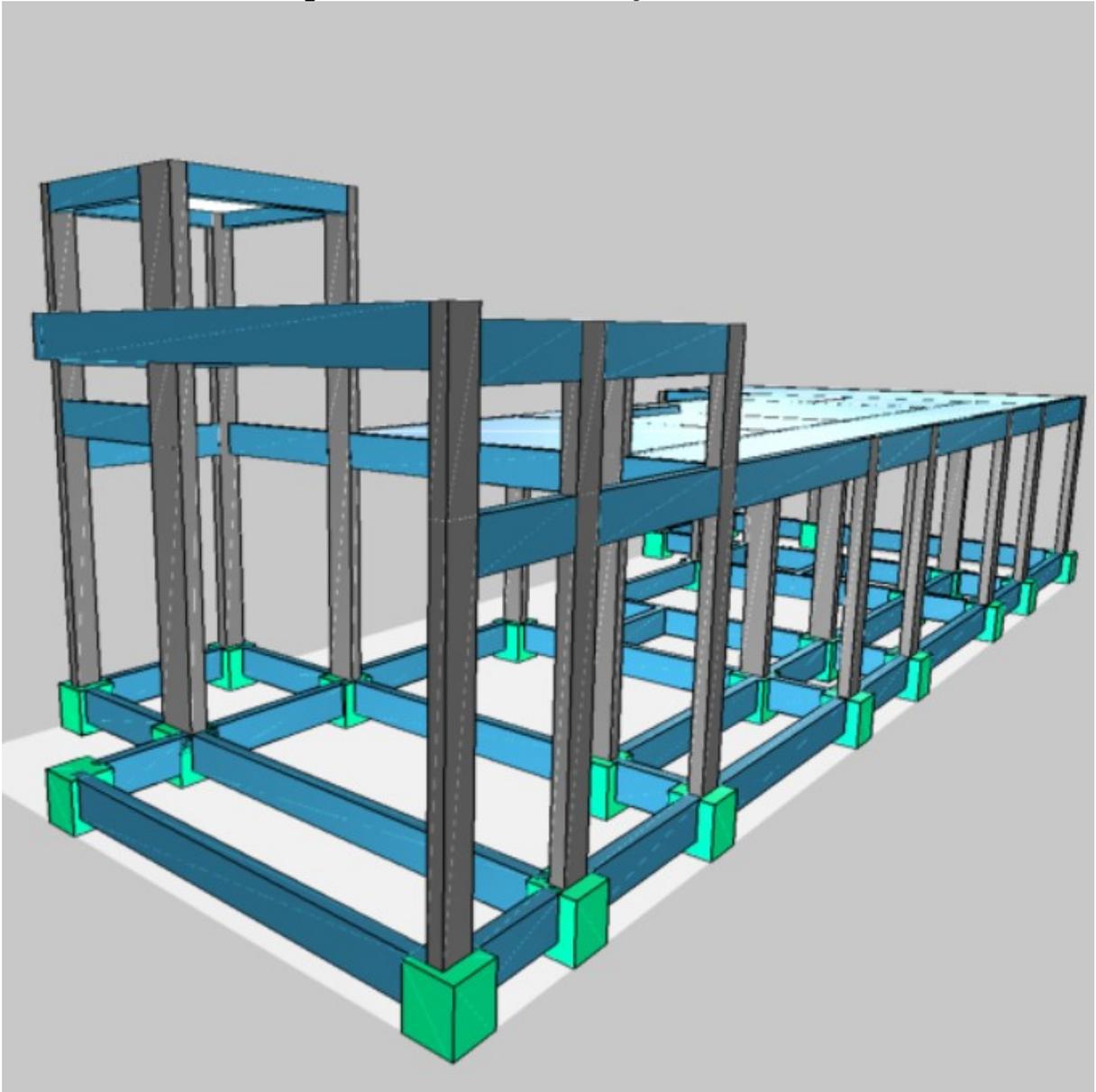


Fonte: Autoria própria (2023)

## 6.2 Elaboração da planta de cargas utilizando o Eberick

Com as informações fornecidas sobre os elementos estruturais executados, modelou-se a estrutura no Eberick, obtendo assim a representação tridimensional dos elementos, conforme demonstrado na Figura 13.

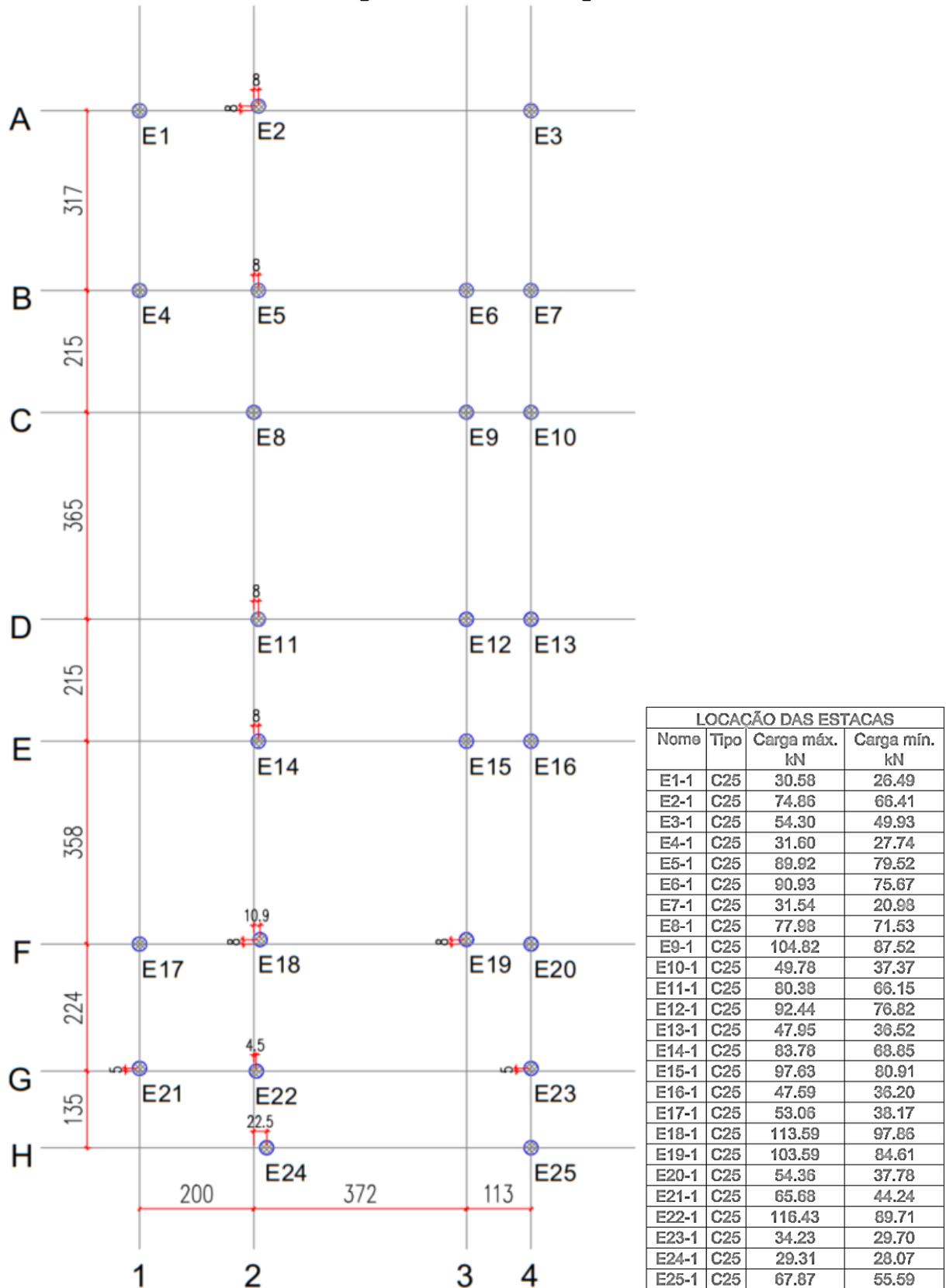
**Figura 13 - 3D da estrutura lançada no Eberick**



**Fonte: Autoria própria (2023)**

As estacas na planta de carga foram numeradas seguindo a ordem da esquerda para a direita e de cima para baixo. Isso resultou na obtenção da planta de carga, que inclui as cargas verticais máximas e mínimas, como ilustrado na Figura 14.

Figura 14 - Planta de cargas



Fonte: Autoria própria (2023)

### 6.3 Elaboração do cálculo da capacidade de carga utilizando planilha

O Anexo A corresponde ao laudo de sondagem, o qual identifica as características do solo da residência disponibilizada pelo proprietário. Esses dados foram fundamentais para iniciar os cálculos na planilha e obter as capacidades de carga em diferentes diâmetros e ao longo de sua profundidade.

A Figura 15 e Figura 16 apresentam os resultados das capacidades de carga para estacas de 25 centímetros.

**Figura 15 – Planilha de estaca com diâmetro de 25 centímetros, método Décourt-Quaresma**

<b>Tipo de estaca:</b>		Escavada pequeno diâmetro	<table border="1"> <tr><td>qp = Tensão de ruptura de ponta</td></tr> <tr><td>Ap= Área de ponta</td></tr> <tr><td>qs= Atrito lateral unitário</td></tr> <tr><td>As= Área lateral</td></tr> <tr><td>N= Ensaio SPT</td></tr> <tr><td>K= Em função do solo (kN/m<sup>2</sup>)</td></tr> <tr><td>Q/CS= Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança</td></tr> </table>							qp = Tensão de ruptura de ponta	Ap= Área de ponta	qs= Atrito lateral unitário	As= Área lateral	N= Ensaio SPT	K= Em função do solo (kN/m <sup>2</sup> )	Q/CS= Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança
qp = Tensão de ruptura de ponta																
Ap= Área de ponta																
qs= Atrito lateral unitário																
As= Área lateral																
N= Ensaio SPT																
K= Em função do solo (kN/m <sup>2</sup> )																
Q/CS= Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança																
<b>F1 =</b>		3,0														
<b>F2 =</b>		6,0														
<b>Diâmetro da estaca Ø:</b>		25	cm													
<b>f<sub>ck</sub> do concreto da estaca:</b>		25	MPa													
<b>Resistência da estaca:</b>		877	kN													
<b>Coef. Segurança:</b>		2,0														
Dados da sondagem SPT			Método Décourt-Quaresma													
Profundidade (m)	NSPT (30 cm finais)	Tipo de Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	qp (kN/m <sup>2</sup> )	Qp (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	Qs (kN)	Qttotal (kN)	Q/CS (kN)							
0	-	Argila siltosa	120	0	0	10	0	0	<b>0</b>							
1	6	Argila siltosa	120	720	35	30	24	49	<b>24</b>							
2	4	Argila siltosa	120	480	24	23	42	54	<b>27</b>							
3	6	Argila siltosa	120	720	35	30	65	82	<b>41</b>							
4	7	Argila siltosa	120	840	41	33	92	108	<b>54</b>							
5	6	Argila siltosa	120	720	35	30	115	122	<b>61</b>							
6	6	Argila siltosa	120	720	35	30	139	141	<b>71</b>							
7	9	Argila siltosa	120	1080	53	40	170	181	<b>91</b>							
8	10	Argila siltosa	120	1200	59	43	204	213	<b>107</b>							
9	16	Argila siltosa	120	1920	94	63	254	283	<b>142</b>							
10	21	Argila siltosa	120	2520	124	80	317	359	<b>179</b>							
11	16	Argila siltosa	120	1920	94	63	367	373	<b>187</b>							
12	20	Argila siltosa	120	2400	118	77	427	442	<b>221</b>							
13	24	Argila siltosa	120	2880	141	90	497	518	<b>259</b>							
14	20	Argila siltosa	120	2400	118	77	558	546	<b>273</b>							
15	24	Argila siltosa	120	2880	141	90	628	623	<b>311</b>							
16	29	Argila siltosa	120	3480	171	107	712	715	<b>357</b>							
17	39	Argila siltosa	120	4680	230	140	822	853	<b>426</b>							
18	50	Argila siltosa	120	6000	295	177	961	1019	<b>509</b>							

Fonte: Autoria própria (2023)

Figura 16 – Planilha de estaca com diâmetro de 25 centímetros, método Aoki-Velloso

Tipo de estaca:	Escavada pequeno diâmetro	N	Ensaio SPT
F1 =	3,0	K	Em função do solo (kN/m <sup>2</sup> )
F2 =	6,0	Ap	Área de ponta
Diâmetro da estaca Ø:	25	F1	Fator em função do tipo de estaca
f <sub>ck</sub> do concreto da estaca:	25	α	Parâmetro em função do solo
Resistência da estaca:	877	Al	Área lateral (perímetro da seção transversal da estaca X comprimento)
Coef. Segurança:	2,0	F2	Fator em função do tipo de estaca
		Q/CS=	Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança

Dados da sondagem SPT			Método Aoki-Velloso					
Profundidade (m)	NSPT (30 cm finais)	Tipo de Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	220	4,0%	0	0	0	0
1	6	Argila siltosa	220	4,0%	22	7	29	14
2	4	Argila siltosa	220	4,0%	14	12	26	13
3	6	Argila siltosa	220	4,0%	22	18	40	20
4	7	Argila siltosa	220	4,0%	25	26	52	26
5	6	Argila siltosa	220	4,0%	22	33	55	28
6	6	Argila siltosa	220	4,0%	22	40	62	31
7	9	Argila siltosa	220	4,0%	32	51	83	42
8	10	Argila siltosa	220	4,0%	36	62	98	49
9	16	Argila siltosa	220	4,0%	58	81	138	69
10	21	Argila siltosa	220	4,0%	76	105	180	90
11	16	Argila siltosa	220	4,0%	58	123	181	90
12	20	Argila siltosa	220	4,0%	72	146	218	109
13	24	Argila siltosa	220	4,0%	86	174	260	130
14	20	Argila siltosa	220	4,0%	72	197	269	134
15	24	Argila siltosa	220	4,0%	86	225	311	156
16	29	Argila siltosa	220	4,0%	104	258	362	181
17	39	Argila siltosa	220	4,0%	140	303	443	222
18	50	Argila siltosa	220	4,0%	180	361	541	270

Fonte: Autoria própria (2023)

E as Figuras 17 e 18 apresentam os resultados calculados para as estacas de 30 centímetros.

Figura 17 - Planilha de estaca com diâmetro de 30 centímetros, método Décourt-Quaresma

Tipo de estaca:	Escavada pequeno diâmetro	qp =	Tensão de ruptura de ponta
F1 =	3,0	Ap=	Área de ponta
F2 =	6,0	qs=	Atrito lateral unitário
Diâmetro da estaca Ø:	30	As=	Área lateral
do concreto da estaca:	25	N=	Ensaio SPT
Resistência da estaca:	1262	K=	Em função do solo (kN/m <sup>2</sup> )
Coef. Segurança:	2,0	Q/CS=	Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança

Dados da sondagem SPT			Método Décourt-Quaresma						
Profundidade (m)	NSPT (30 cm finais)	Tipo de Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	qp (kN/m <sup>2</sup> )	Qp (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	Qs (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	120	0	0	10	0	0	0
1	6	Argila siltosa	120	720	51	30	28	66	33
2	4	Argila siltosa	120	480	34	23	50	69	35
3	6	Argila siltosa	120	720	51	30	79	106	53
4	7	Argila siltosa	120	840	59	33	110	138	69
5	6	Argila siltosa	120	720	51	30	138	154	77
6	6	Argila siltosa	120	720	51	30	167	176	88
7	9	Argila siltosa	120	1080	76	40	204	228	114
8	10	Argila siltosa	120	1200	85	43	245	268	134
9	16	Argila siltosa	120	1920	136	63	305	359	180
10	21	Argila siltosa	120	2520	178	80	380	456	228
11	16	Argila siltosa	120	1920	136	63	440	467	234
12	20	Argila siltosa	120	2400	170	77	512	554	277
13	24	Argila siltosa	120	2880	204	90	597	651	325
14	20	Argila siltosa	120	2400	170	77	669	680	340
15	24	Argila siltosa	120	2880	204	90	754	776	388
16	29	Argila siltosa	120	3480	246	107	855	893	446
17	39	Argila siltosa	120	4680	331	140	986	1070	535
18	50	Argila siltosa	120	6000	424	177	1153	1283	641

Fonte: Autoria própria (2023)

**Figura 18 – Planilha de estaca com diâmetro de 30 centímetros, método Aoki-Velloso**

Tipo de estaca:	Escavada pequeno diâmetro								
F1 =	3,0								
F2 =	6,0								
Diâmetro da estaca Ø:	30	cm							
f <sub>ck</sub> do concreto da estaca:	25	MPa							
Resistência da estaca:	1262	kN							
Coef. Segurança:	2,0								

N	Ensaio SPT
K	Em função do solo (kN/m <sup>2</sup> )
Ap	Área de ponta
F1	Fator em função do tipo de estaca
α	Parâmetro em função do solo
Al	Área lateral (perímetro da seção transversal da estaca X comprimento)
F2	Fator em função do tipo de estaca
Q/CS=	Capacidade de carga dividida pelo coeficiente de segurança

Dados da sondagem SPT			Método Aoki-Velloso					
Profundidade (m)	NSPT (30 cm finais)	Tipo de Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	220	4,0%	0	0	0	0
1	6	Argila siltosa	220	4,0%	31	8	39	20
2	4	Argila siltosa	220	4,0%	21	14	35	17
3	6	Argila siltosa	220	4,0%	31	22	53	27
4	7	Argila siltosa	220	4,0%	36	32	68	34
5	6	Argila siltosa	220	4,0%	31	40	71	36
6	6	Argila siltosa	220	4,0%	31	48	79	40
7	9	Argila siltosa	220	4,0%	47	61	107	54
8	10	Argila siltosa	220	4,0%	52	75	126	63
9	16	Argila siltosa	220	4,0%	83	97	180	90
10	21	Argila siltosa	220	4,0%	109	126	235	117
11	16	Argila siltosa	220	4,0%	83	148	231	115
12	20	Argila siltosa	220	4,0%	104	176	279	140
13	24	Argila siltosa	220	4,0%	124	209	333	167
14	20	Argila siltosa	220	4,0%	104	236	340	170
15	24	Argila siltosa	220	4,0%	124	270	394	197
16	29	Argila siltosa	220	4,0%	150	310	460	230
17	39	Argila siltosa	220	4,0%	202	364	566	283
18	50	Argila siltosa	220	4,0%	259	433	692	346

Fonte: Autoria própria (2023)

#### 6.4 Análise comparativa das estacas executadas com o cálculo

Primeiramente foram analisadas as estacas executadas, comparando assim com o resultado obtido na planilha. Diante dessa análise foram classificadas quais das estacas atenderam o valor de cálculo, de modo a apresentar a diferença entre a capacidade de carga calculada e a carga máxima obtida por meio do software, bem como a porcentagem da capacidade de carga utilizada, como mostrado na Figura 19.

**Figura 19 – Resultado do cálculo da capacidade das estacas através da metodologia de Décourt-Quaresma**

Fonte: Auto

Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Profundidade (m)	Capacidade de Carga (kN)	Carga Máxima gerada pelo Eberick (kN)	A estaca executada atende o valor de cálculo?	Diferença entre a capacidade de carga calculada e a carga máxima gerada pelo eberick	Porcentagem da capacidade de carga utilizada
E1	25	5	61,00	30,58	SIM	30,42	50%
E2	25	5	61,00	74,86	NÃO	-13,86	123%
E3	25	5	61,00	54,30	SIM	6,70	89%
E4	25	5	61,00	31,60	SIM	29,40	52%
E5	25	4	54,00	89,92	NÃO	-35,92	167%
E6	25	4	54,00	90,93	NÃO	-36,93	168%
E7	25	5	61,00	31,54	SIM	29,46	52%
E8	25	4	54,00	77,98	NÃO	-23,98	144%
E9	25	4	54,00	104,82	NÃO	-50,82	194%
E10	25	4	54,00	49,78	SIM	4,22	92%
E11	25	4	54,00	80,38	NÃO	-26,38	149%
E12	25	4	54,00	92,44	NÃO	-38,44	171%
E13	25	4	54,00	47,95	SIM	6,05	89%
E14	25	4	54,00	83,78	NÃO	-29,78	155%
E15	25	4	54,00	97,63	NÃO	-43,63	181%
E16	25	4	54,00	47,59	SIM	6,41	88%
E17	25	5	61,00	53,06	SIM	7,94	87%
E18	25	4	54,00	113,59	NÃO	-59,59	210%
E19	25	4	54,00	103,59	NÃO	-49,59	192%
E20	25	5	61,00	54,36	SIM	6,64	89%
E21	25	5	61,00	65,68	NÃO	-4,68	108%
E22	30	5	77,00	116,43	NÃO	-39,43	151%
E23	30	5	77,00	34,23	SIM	42,77	44%
E24	25	4	54,00	29,31	SIM	24,69	54%
E25	30	5	77,00	67,87	SIM	9,13	88%

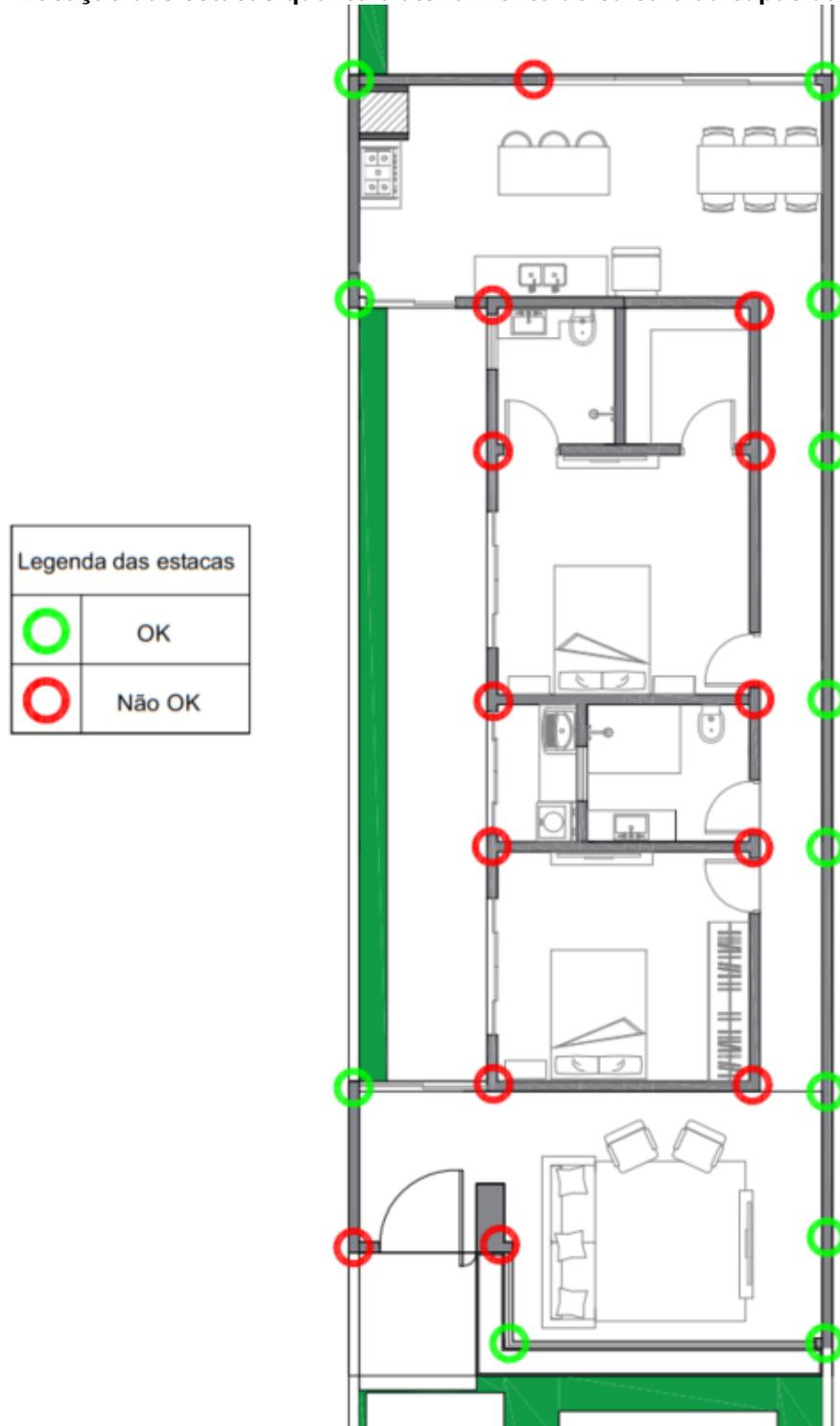
ria própria (2023)

Pela metodologia de Décourt-Quaresma, verificou-se que, das 25 estacas, somente 12 estão em conformidade, como ilustrado na Figura 19, atendendo, assim, à capacidade de carga calculada.

Os resultados indicam que, quando a capacidade de carga das estacas atendeu ou excedeu o valor determinado pela planta de carga do Eberick, a média de utilização da capacidade foi de 73%. Por outro lado, estacas que não atingiram o valor de cálculo demonstraram uma média de 163% de utilização da capacidade total, o que significa que essas estacas estão submetidas a uma sobrecarga média de 63% em relação à capacidade total de resistência.

Para uma representação mais precisa das fundações que estão em conformidade com os requisitos do cálculo e daquelas que não atenderam aos mesmos, a Figura 20 apresentará estacas em conformidade marcadas com um círculo verde (“OK”) e as estacas fora de conformidade destacadas em vermelho (“Não OK”).

**Figura 20 – Locação das estacas quanto o atendimento ao cálculo da capacidade de carga**



Fonte: Autoria própria (2023)

Já os resultados obtidos utilizando a metodologia de Aoki-Velloso podem ser observados na Figura 21.

**Figura 21 - Resultado do cálculo da capacidade das estacas, através da metodologia Aoki-Velloso**

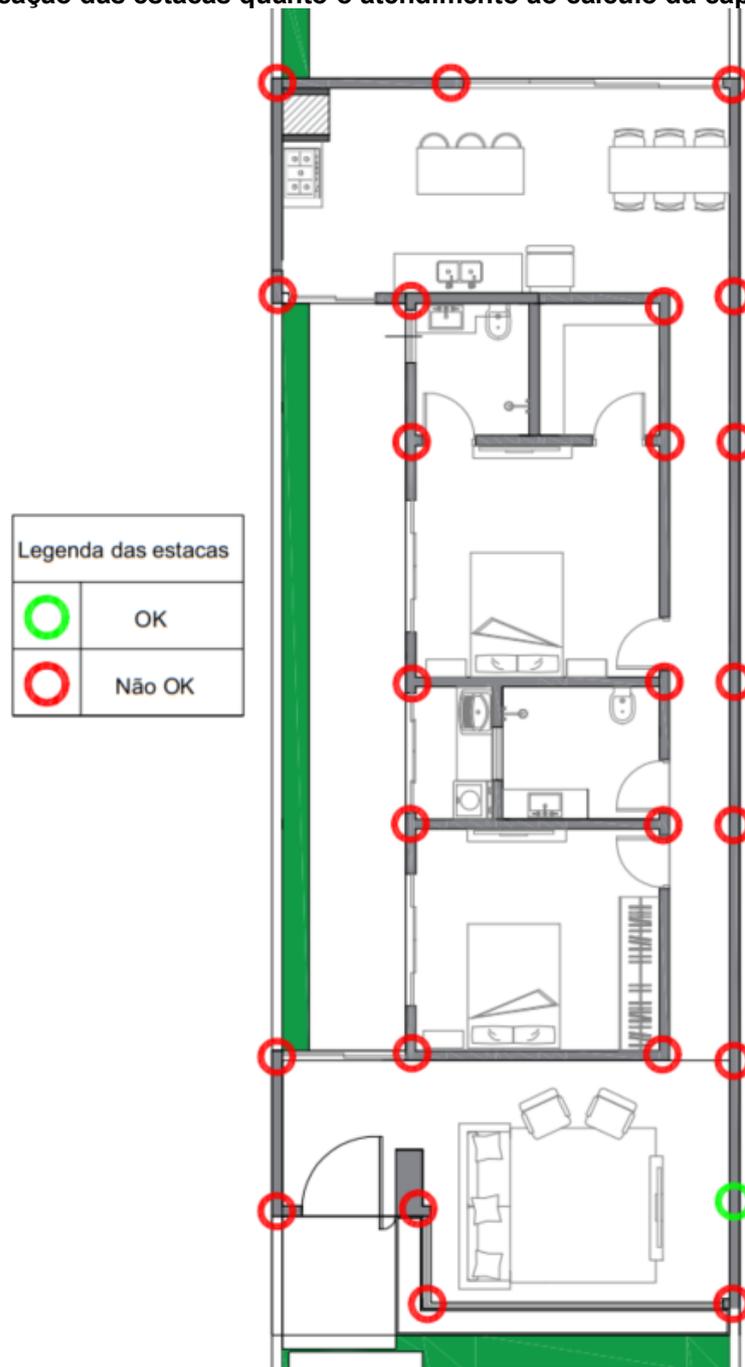
Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Profundidade (m)	Capacidade de Carga (kN)	Carga Máxima gerada pelo Eberick (kN)	A estaca executada atende o valor de cálculo ?	Diferença entre a capacidade de carga calculada e a carga máxima gerada pelo eberick	Porcentagem da capacidade de carga utilizada
E1	25	5	28,00	30,58	NÃO	-2,58	109%
E2	25	5	28,00	74,86	NÃO	-46,86	267%
E3	25	5	28,00	54,30	NÃO	-26,30	194%
E4	25	5	28,00	31,60	NÃO	-3,60	113%
E5	25	4	26,00	89,92	NÃO	-63,92	346%
E6	25	4	26,00	90,93	NÃO	-64,93	350%
E7	25	5	28,00	31,54	NÃO	-3,54	113%
E8	25	4	26,00	77,98	NÃO	-51,98	300%
E9	25	4	26,00	104,82	NÃO	-78,82	403%
E10	25	4	26,00	49,78	NÃO	-23,78	191%
E11	25	4	26,00	80,38	NÃO	-54,38	309%
E12	25	4	26,00	92,44	NÃO	-66,44	356%
E13	25	4	26,00	47,95	NÃO	-21,95	184%
E14	25	4	26,00	83,78	NÃO	-57,78	322%
E15	25	4	26,00	97,63	NÃO	-71,63	376%
E16	25	4	26,00	47,59	NÃO	-21,59	183%
E17	25	5	28,00	53,06	NÃO	-25,06	190%
E18	25	4	26,00	113,59	NÃO	-87,59	437%
E19	25	4	26,00	103,59	NÃO	-77,59	398%
E20	25	5	28,00	54,36	NÃO	-26,36	194%
E21	25	5	28,00	65,68	NÃO	-37,68	235%
E22	30	5	36,00	116,43	NÃO	-80,43	323%
E23	30	5	36,00	34,23	SIM	1,77	95%
E24	25	4	26,00	29,31	NÃO	-3,31	113%
E25	30	5	36,00	67,87	NÃO	-31,87	189%

**Fonte: Autoria própria (2023)**

Como pode ser observado, apenas uma estaca atendeu aos requisitos de capacidade de carga calculada, enquanto as demais estacas estão operando com uma utilização média de 258% de sua capacidade total de carga. Isso representa um excedente de 158% em relação à resistência das estacas aos esforços verticais solicitados.

Para uma representação mais precisa das fundações que estão em conformidade com os requisitos do cálculo e daquelas que não atenderam aos mesmos, a Figura 22 apresentará estacas em conformidade marcadas com um círculo verde (“OK”) e as estacas fora de conformidade destacadas em vermelho (“Não OK”).

Figura 22 - Locação das estacas quanto o atendimento ao cálculo da capacidade de carga



Fonte: Autoria própria (2023)

### 6.5 Identificação de divergências e elaboração de relatório

Utilizando a planilha com os resultados da capacidade de carga por metro, mantendo o diâmetro da estaca e a mesma quantidade que foi executado, a Figura 23 mostra a profundidade necessária para cada ponto, de forma que a força solicitada seja menor ou igual que a calculada, assim tendo todas as estacas foram verificadas quanto a capacidade de carga.

**Figura 23 – Cálculo da profundidade adequada quanto a capacidade de carga, por meio da metodologia de Décourt-Quaresma**

Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Carga Máxima gerada pelo Eberick (kN)	Capacidade de Carga (kN)	Profundidade (m)
E1	25	30,58	41,00	3
E2	25	74,86	91,00	7
E3	25	54,3	61,00	5
E4	25	31,6	41,00	3
E5	25	89,92	91,00	7
E6	25	90,93	91,00	7
E7	25	31,54	41,00	3
E8	25	77,98	91,00	7
E9	25	104,82	107,00	8
E10	25	49,78	54,00	4
E11	25	80,38	91,00	7
E12	25	92,44	107,00	8
E13	25	47,95	61,00	5
E14	25	83,78	91,00	7
E15	25	97,63	107,00	8
E16	25	47,59	54,00	4
E17	25	53,06	61,00	5
E18	25	113,59	142,00	9
E19	25	103,59	107,00	8
E20	25	54,36	61,00	5
E21	25	65,68	71,00	6
E22	30	116,43	134,00	8
E23	30	34,23	53,00	3
E24	25	29,31	41,00	3
E25	30	67,87	69,00	4

**Fonte: Autoria própria (2023)**

Para a metodologia de Décourt-Quaresma, a média da profundidade ficou em 5,76 metros e o que foi executado tem média de 4,44 metros. Com isso, pode-se observar na Figura 24 que algumas estacas estavam superdimensionadas, como são os casos da E1, E4, E7, E23, E24 e E25. Por outro lado, as estacas E2, E5, E6, E8, E9, E11, E12, E13, E14, E15, E18, E19, E21 e E22 deveriam aumentar a sua profundidade para atender a capacidade de carga solicitada. Por fim, aquelas que possuíam profundidades iguais com o que foi calculado não sofreram alteração.

**Figura 24 – Diferença da profundidade calculada com a executada, por meio da metodologia de Décourt-Quaresma**

Estaqueamento	Profundidade (m)	Profundidade Calculada (m)	diferença (m)
E1	5	3	2
E2	5	7	-2
E3	5	5	0
E4	5	3	2
E5	4	7	-3
E6	4	7	-3
E7	5	3	2
E8	4	7	-3
E9	4	8	-4
E10	4	4	0
E11	4	7	-3
E12	4	8	-4
E13	4	5	-1
E14	4	7	-3
E15	4	8	-4
E16	4	4	0
E17	5	5	0
E18	4	9	-5
E19	4	8	-4
E20	5	5	0
E21	5	6	-1
E22	5	8	-3
E23	5	3	2
E24	4	3	1
E25	5	4	1

**Fonte: Autoria própria (2023)**

Utilizando a metodologia de Aoki-Velloso, a Figura 25 apresenta as profundidades necessárias para esse método de cálculo alternativo, revelando um maior número de estacas que não atenderam aos critérios de conformidade.

**Figura 25 - Cálculo da profundidade adequada quanto a capacidade de carga, por meio da metodologia de Aoki-Velloso**

Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Carga Máxima gerada pelo Eberick (kN)	Capacidade de Carga (kN)	Profundidade (m)
E1	25	30,58	31,00	6
E2	25	74,86	90,00	10
E3	25	54,3	69,00	9
E4	25	31,6	42,00	7
E5	25	89,92	90,00	10
E6	25	90,93	109,00	12
E7	25	31,54	42,00	7
E8	25	77,98	90,00	10
E9	25	104,82	109,00	12
E10	25	49,78	69,00	9
E11	25	80,38	90,00	10
E12	25	92,44	109,00	12
E13	25	47,95	49,00	8
E14	25	83,78	90,00	10
E15	25	97,63	109,00	12
E16	25	47,59	49,00	8
E17	25	53,06	69,00	9
E18	25	113,59	130,00	13
E19	25	103,59	109,00	12
E20	25	54,36	69,00	9
E21	25	65,68	69,00	9
E22	30	116,43	117,00	10
E23	30	34,23	36,00	5
E24	25	29,31	31,00	6
E25	30	67,87	63,00	8

Fonte: Autoria própria (2023)

Conforme demonstrado na Figura 26, apenas a estaca E23 apresentou uma profundidade adequada, sendo que todas as outras não atenderam aos critérios de capacidade de carga, resultando, conseqüentemente, no aumento da profundidade

das estacas para suportar o esforço vertical. A profundidade média, que inicialmente era de 4,44 metros, foi aumentada para 9,32 metros.

Além disso, observa-se a ausência de superdimensionamento e somente uma estaca atingiu a profundidade necessária para suportar a carga vertical, enquanto todas as outras estavam subdimensionadas, exigindo um aumento de até 8 metros em sua profundidade para atender às necessidades da carga vertical.

**Figura 26 - Diferença da profundidade calculada com a executada, por meio da metodologia de Aoki-Velloso**

Estaqueamento	Profundidade (m)	Profundidade Calculada (m)	diferença (m)
E1	5	6	-1
E2	5	10	-5
E3	5	9	-4
E4	5	7	-2
E5	4	10	-6
E6	4	12	-8
E7	5	7	-2
E8	4	10	-6
E9	4	12	-8
E10	4	9	-5
E11	4	10	-6
E12	4	12	-8
E13	4	8	-4
E14	4	10	-6
E15	4	12	-8
E16	4	8	-4
E17	5	9	-4
E18	4	13	-9
E19	4	12	-8
E20	5	9	-4
E21	5	9	-4
E22	5	10	-5
E23	5	5	0
E24	4	6	-2
E25	5	8	-3

Fonte: Autoria própria (2023)

Com os dados do estaqueamento executado, somado a adequação das estacas que não atenderam ao valor calculado da capacidade de carga, foi possível realizar uma comparação entre o volume de concreto que foi utilizado na obra e os resultados obtidos por cada metodologia de cálculo.

**Figura 27 – Volume de concreto das estacas que foram executadas**

Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Profundidade Executada (m)	Volume de concreto Executado (m <sup>3</sup> )
E1	25	5	0,98
E2	25	5	0,98
E3	25	5	0,98
E4	25	5	0,98
E5	25	4	0,79
E6	25	4	0,79
E7	25	5	0,98
E8	25	4	0,79
E9	25	4	0,79
E10	25	4	0,79
E11	25	4	0,79
E12	25	4	0,79
E13	25	4	0,79
E14	25	4	0,79
E15	25	4	0,79
E16	25	4	0,79
E17	25	5	0,98
E18	25	4	0,79
E19	25	4	0,79
E20	25	5	0,98
E21	25	5	0,98
E22	30	5	1,41
E23	30	5	1,41
E24	25	4	0,79
E25	30	5	1,41
		<b>TOTAL =</b>	<b>23,09</b>

**Fonte: Autoria própria (2023)**

Na figura 27, a qual retrata o volume de concreto individual de cada estaca que foi utilizado na execução, 8 estacas apresentam diâmetro de 25 cm com profundidade de 5 m, o que resulta em 0,98 m<sup>3</sup> de concreto para cada estaca, totalizando assim a 7,84 m<sup>3</sup>. Foi possível verificar a presença de 14 estacas com

diâmetro de 25 cm, profundidade de 4 m e volume individual de concreto de 0,79 m<sup>3</sup>, resultando, portanto, em 11,06 m<sup>3</sup> de concreto. As demais estacas apresentam diâmetro de 30 cm e profundidade de 5 m, o que totaliza 4,23 m<sup>3</sup> de concreto.

Na Figura 28, é possível observar que o volume de concreto calculado por meio da metodologia de Décourt-Quaresma foi 28% maior comparado com o volume que foi executado.

**Figura 28 - Volume de concreto das estacas pela metodologia do Décourt-Quaresma**

Estaqueamento	Profundidade (m)	Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )
E1	3	0,59
E2	7	1,37
E3	5	0,98
E4	3	0,59
E5	7	1,37
E6	7	1,37
E7	3	0,59
E8	7	1,37
E9	8	1,57
E10	4	0,79
E11	7	1,37
E12	8	1,57
E13	5	0,98
E14	7	1,37
E15	8	1,57
E16	4	0,79
E17	5	0,98
E18	9	1,77
E19	8	1,57
E20	5	0,98
E21	6	1,18
E22	8	2,26
E23	3	0,85
E24	3	0,59
E25	4	1,13
	<b>TOTAL =</b>	<b>29,57</b>

Fonte: Autoria própria (2023)

No entanto, o resultado obtido por meio do método de Aoki-Velloso, Figura 29, apresentou uma diferença mais acentuada, onde o volume de concreto para o cenário de uma estaca por ponto foi 107% maior do que o executado.

**Figura 29 - Volume de concreto das estacas pela metodologia do Aoki-Velloso**

Estaqueamento	Profundidade (m)	Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )
E1	6	1,18
E2	10	1,96
E3	9	1,77
E4	7	1,37
E5	10	1,96
E6	12	2,36
E7	7	1,37
E8	10	1,96
E9	12	2,36
E10	9	1,77
E11	10	1,96
E12	12	2,36
E13	8	1,57
E14	10	1,96
E15	12	2,36
E16	8	1,57
E17	9	1,77
E18	13	2,55
E19	12	2,36
E20	9	1,77
E21	9	1,77
E22	10	2,83
E23	5	1,41
E24	6	1,18
E25	8	2,26
	<b>TOTAL =</b>	<b>47,74</b>

Fonte: Autoria própria (2023)

## 6.6 Síntese dos resultados

A Figura 30 apresenta uma compilação dos resultados, destacando as estacas que atenderam aos valores calculados, juntamente com os dados obtidos no cenário em que todas as estacas estavam com as suas profundidades ideais, tanto pela metodologia de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

**Figura 30 – Síntese dos resultados obtidos**

Estaqueamento	Diâmetro da Estaca (cm)	Carga Máxima gerada pelo Eberick (kN)	Resultados de acordo com a metodologia de do Décourt-Quaresma				Resultados de acordo com a metodologia de do Aoki-Velloso			
			A estaca executada atende o valor de cálculo?	Profundidade ideal calculada (m)	Capacidade de Carga da nova profundidade (kN)	Volume de Concreto (m³)	A estaca executada atende o valor de cálculo ?	Profundidade ideal calculada (m)	Capacidade de Carga da nova profundidade (kN)	Volume de Concreto (m³)
E1	25	30,58	SIM	3	41,00	0,59	NÃO	6	31,00	1,18
E2	25	74,86	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	10	90,00	1,96
E3	25	54,3	SIM	5	61,00	0,98	NÃO	9	69,00	1,77
E4	25	31,6	SIM	3	41,00	0,59	NÃO	7	42,00	1,37
E5	25	89,92	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	10	90,00	1,96
E6	25	90,93	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	12	109,00	2,36
E7	25	31,54	SIM	3	41,00	0,59	NÃO	7	42,00	1,37
E8	25	77,98	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	10	90,00	1,96
E9	25	104,82	NÃO	8	107,00	1,57	NÃO	12	109,00	2,36
E10	25	49,78	SIM	4	54,00	0,79	NÃO	9	69,00	1,77
E11	25	80,38	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	10	90,00	1,96
E12	25	92,44	NÃO	8	107,00	1,57	NÃO	12	109,00	2,36
E13	25	47,95	SIM	5	61,00	0,98	NÃO	8	49,00	1,57
E14	25	83,78	NÃO	7	91,00	1,37	NÃO	10	90,00	1,96
E15	25	97,63	NÃO	8	107,00	1,57	NÃO	12	109,00	2,36
E16	25	47,59	SIM	4	54,00	0,79	NÃO	8	49,00	1,57
E17	25	53,06	SIM	5	61,00	0,98	NÃO	9	69,00	1,77
E18	25	113,59	NÃO	9	142,00	1,77	NÃO	13	130,00	2,55
E19	25	103,59	NÃO	8	107,00	1,57	NÃO	12	109,00	2,36
E20	25	54,36	SIM	5	61,00	0,98	NÃO	9	69,00	1,77
E21	25	65,68	NÃO	6	71,00	1,18	NÃO	9	69,00	1,77
E22	30	116,43	NÃO	8	134,00	2,26	NÃO	10	117,00	2,83
E23	30	34,23	SIM	3	53,00	0,85	SIM	5	36,00	1,41
E24	25	29,31	SIM	3	41,00	0,59	NÃO	6	31,00	1,18
E25	30	67,87	SIM	4	69,00	1,13	NÃO	8	63,00	2,26

Fonte: Autoria própria (2023)

## 7 CONCLUSÃO

Com base nos resultados obtidos, torna-se evidente a importância de realizar um projeto de fundação em qualquer empreendimento. Os resultados desta análise comparativa entre as estacas executadas sem projeto e os valores calculados demonstram as implicações significativas de não seguir um projeto de fundação.

Primeiramente, ao observar as estacas executadas, verificou-se que apenas uma parte delas atendeu à capacidade de carga calculada pelas metodologias. Isso já aponta para um problema potencial, uma vez que as fundações são elementos cruciais para a estabilidade e segurança de qualquer estrutura, podendo ter implicações a curto, médio e longo prazo.

Ao criar um cenário alternativo no qual todas as estacas atenderiam às cargas solicitadas, pode-se perceber a diferença marcante entre as duas metodologias de cálculo, Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso. A metodologia de Décourt-Quaresma demonstrou uma diferença menos acentuada, mesmo assim, algumas estacas precisaram de ajustes na profundidade para atender às demandas de carga. Por outro lado, a metodologia de Aoki-Velloso apresentou diferenças mais substanciais, com a maioria das estacas não atendendo aos critérios de conformidade e exigindo profundidades significativamente maiores.

A falta de estacas que atendam aos critérios de carga pode comprometer a segurança e a estabilidade da estrutura. Além disso, os custos adicionais associados ao uso de mais concreto e a escavação de profundidades maiores são significativos, isso porque, como visto nos resultados, o volume de concreto das estacas executadas foi de 23,09 m<sup>3</sup>, enquanto os volumes obtidos por meio dos cálculos foram consideravelmente superiores aos valores utilizados na obra. Portanto, a economia inicial ao evitar um projeto de fundação adequado pode resultar em despesas substanciais a longo prazo.

Conforme observado, as estacas executadas se aproximam mais da metodologia de Décourt-Quaresma, uma vez que a edificação em análise se encontra em excelente estado, sem quaisquer indícios de fissuração visível. No entanto, é importante salientar que essa similaridade não garante que a residência não possa vir a apresentar patologias relacionadas à fundação no futuro. Essa ausência de problemas pode ser atribuída a diversas hipóteses, tais como:

- A residência pode ser recentemente finalizada, o que significa que ainda não houve tempo suficiente para o desenvolvimento de fissuras visíveis ou a identificação das mesmas. Isso ocorre principalmente quando a estrutura não foi submetida a mudanças climáticas drásticas, como chuvas intensas, ventos fortes ou variações significativas de temperatura, que podem causar acomodações estruturais e, conseqüentemente, fissuras.
- A dificuldade na classificação do solo devido à sua grande variabilidade de características e heterogeneidade pode ser um fator. Isso pode tornar a análise do solo mais desafiadora e exigir uma abordagem mais minuciosa na avaliação da fundação.

Portanto, a ausência de fissuras visíveis no momento não garante a isenção de potenciais problemas futuros relacionados à fundação, e é crucial considerar essas hipóteses e realizar avaliações contínuas para garantir a segurança e estabilidade da estrutura ao longo do tempo.

Em suma, os resultados deste estudo enfatizam a importância crítica de um projeto de fundação bem elaborado em qualquer construção. Não apenas a segurança, mas também os aspectos econômicos estão em jogo. A economia inicial ao negligenciar um projeto de fundação adequado pode resultar em custos significativamente mais altos durante a execução da obra e, potencialmente, em problemas estruturais graves no futuro. Portanto, investir em um projeto de fundação de alta qualidade é fundamental para garantir a estabilidade, segurança, durabilidade e eficiência econômica de qualquer empreendimento de construção.

## REFERÊNCIAS

ABRAIN, Associação Brasileira de Incorporadoras Imobiliárias. **PIB da Construção tem alta de 6,9% em 2022 e puxa crescimento da economia**. Site ABRAIN. São Paulo, 2023. Disponível em: <https://www.abrainc.org.br/construcao-civil/2023/03/02/pib-da-construcao-tem-alta-de-69-em-2022-e-puxa-crescimento-da-economia>. Acesso em: 28 mar. 2023.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Blucher, 2019. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521213895/>. Acesso em: 01 ago. 2023.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Editora Blucher, 2019. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521213857/>. Acesso em: 29 out. 2023.

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Apostila. Disciplina ECC 1008 – Estruturas de Concreto, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. Disponível em: [http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep\\_Estrut\\_2007.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Concep_Estrut_2007.pdf). Acesso em: 11 abr. 2023.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT. 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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16636-1**: elaboração e desenvolvimento de serviços técnico especializados de projetos arquitetônicos e urbanísticos, Parte 1: Diretrizes e terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório Final de Iniciação Científica (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008.

BARROS, C. **Apostila de fundações**. Pelotas: Instituto Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

BASTOS, P. S. S. **Sapatas de Fundação**. Disciplina 2123 – Estruturas de Concreto III. Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, 2019. Disponível em: [http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag\\_concreto3.htm](http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto3.htm). Acesso em: 01 ago. 2023.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EDUFSCAR, 2017.

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

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G., CARVALHO, C. S. e NIYAMA, S., *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, 1996. 265-327p.

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto estrutural de edifícios. Material elaborado para as disciplinas de concreto armado do curso de engenharia civil. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/marcosrei85/projeto-estruturaldeedificios-j-sgingoeeeturma22007-90417052>. Acesso em: 30 jun. 2023.

GREGORIO, M. H. R. **Edificações em alvenaria estrutural**: uso e desenvolvimento do sistema construtivo e contribuições ao projeto arquitetônico. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

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

KAEFER, L. F. **A evolução do concreto armado**. Trabalho apresentado na disciplina PEF 5707 – Concepção, Projeto e Realização das estruturas: aspectos históricos – Universidade de São Paulo, São Paulo, São Paulo, 1998. Disponível em: <https://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf>. Acesso em 30 mai. 2023.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1. ed. São Paulo: Pini, 2018.

LAUDO DE SONDAGEM. Sondagem com ensaio SPT realizado na região do empreendimento, Tatuí, 2023.

MOREIRA, A. R. do C.; VALLE F. A. F.; BARROSO A. M. de S.; SILVA G. K. P.; FARIAS J. dos S.; PANTOJA P. M. dos S. Análise de integridade e prova de carga de fundações tipo hélice contínua monitorada. **Revista científica semana acadêmica**, Fortaleza, n.159, 2019. Disponível em: [https://semanaacademica.org.br/system/files/artigos/46\\_analise\\_de\\_integridade\\_e\\_prova\\_de\\_carga\\_de\\_fundacoes\\_t\\_2.pdf](https://semanaacademica.org.br/system/files/artigos/46_analise_de_integridade_e_prova_de_carga_de_fundacoes_t_2.pdf). Acesso em: 30 jul 2023

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia do ensaio SPT**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PARIZOTTO, L. **Concreto armado**. Porto Alegre: Grupo A, 2017. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595020917/>. Acesso em: 09 abr. 2023.

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S.; DANZIGER, F. **Investigações geotécnicas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). *Fundações: teoria e prática*. 2. ed., 1998, São Paulo: Pini. p. 119-162.

RAUBER, F. C. **Contribuições ao projeto arquitetônico de edifícios em alvenaria estrutural**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

REBELLO, Y. **Bases para Projetos Estrutural na Arquitetura**. 2 ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2007.

SANTOS, J. V. **Aplicação de SIG para análise do perfil geológico geotécnico do Campus sede da UFSC e elaboração de cartas de aptidão para fundações utilizando sondagens SPT**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

TEATINI, J. C. **Estruturas de concreto armado**. São Paulo: Grupo GEN, 2016. E-book. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595155213/>. Acesso em: 02 abr. 2023.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

**ANEXO A - Laudo de sondagem SPT.**

Figura 31 - Resultado de um furo do laudo de sondagem

Profundidades (m)	Perfil Geológico	Consistência * / Compacidade **	Descrição do solo	Torque Kgf.m		Numero de Golpes (golpes/prof)			IND. DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO - SPT	PROFUNDIDADE (m)	GRÁFICO N.					N.A (m)			
				MAX	RES	1º trecho 15 cm	2º trecho 15 cm	3º trecho 15 cm			10	20	30	40	50				
2,45		MOLE*	ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA VERMELHA			4	3	3	6	1									
		MÉDIA*				3	3	4	7	2									
7,45		MÉDIA*	ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA VERMELHA CLARA			4	4	4	8	3									
		RIJA*				5	5	4	9	4									
		MOLE*				3	3	3	6	5									
		MOLE*				3	3	3	6	6									
		RIJA*				4	5	5	10	7									
		RIJA*				5	6	6	12	8									
8,45		RIJA*	ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA VERMELHA CLARA C/ MANCHA AMARELA CLARA			5	6	6	12	8									
9,45		MUITO RIJA*	ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA AMARELA CLARA C/ MANCHA VARIEGADA			10	10	10	20	9									
11,45		MUITO RIJA*	ARGILA SILTOSA POUCA ARENOSA VERMELHA CLARA C/ MANCHA VARIEGADA			11	12	12	24	10									
		RIJA*				10	8	7	15	11									
		MUITO RIJA*				10	10	12	22	12									
18,36		MUITO RIJA*	ARGILA SILTOSA VERMELHA CLARA C/ MANCHA VARIEGADA			12	12	11	23	13									
		MUITO RIJA*				10	10	10	20	14									
		MUITO RIJA*				10	11	12	23	15									
		DURA*				12	15	15	30	16									
		DURA*				17	18	20	38	17									
		DURA*				23	25	25	50	18									
			<b>FURO INTERROMPIDO POR FERRAMENTA À PERCURSSÃO.</b>							19									
										20									

Leitura	Intervalo	N.a (m)	Método	Início(m)	Fim (m)	Lavagem por tempo- 10 min	Obs: NÍVEL D'AGUA ENCONTRADO A PARTIR .M.
1	Término	SECO	T.Cavadeira	0,00		Prof. de Início (m)	A PERFEITA DETERMINAÇÃO DA COTA DO NÍVEL D'AGUA DEPENDERÁ DA
2	Após 24 hs	SECO	Lavagem	--		Estágio 1 (cm):	EXECUÇÃO DE UM POÇO DE MAIOR DIAMETRO.
3	--	--	T.Espiral	1,00	18,00	Estágio 2 (cm):	DIAMETRO DO TUBO DE REVESTIMENTO E DIAMETRO DO AMOSTRADOR
						Estágio 3 (cm):	PADRAO: VIDE RELATORIO.

Fonte: Laudo de sondagem (2023)