

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

NATHÁLIA PAUL

COMPARAÇÃO DE DIFERENTES MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTOS VERTICAIS: UM ESTUDO DE CASO

Joinville

2024

NATHÁLIA PAUL

COMPARAÇÃO DE DIFERENTES MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTOS VERTICAIS: UM ESTUDO DE CASO

Trabalho apresentado como requisito para  
obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil de Infraestrutura, no  
Centro Tecnológico de Joinville, da  
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2024

NATHÁLIA PAUL

COMPARAÇÃO DE DIFERENTES MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE  
CAPACIDADE DE CARGA PARA FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A  
CARREGAMENTOS VERTICAIS: UM ESTUDO DE CASO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 27 de junho de 2024.

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Orientador/Presidente

Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Dr. Julian Buritica Garcia

Membro da banca

Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng. Maria Eduarda Paul

Membro da banca

Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho à minha família, especialmente à  
minha mãe e irmã.

## RESUMO

A fundação é a base essencial de toda estrutura, garantindo estabilidade e segurança ao empreendimento. Para que o dimensionamento ocorra de forma segura e econômica, diversos fatores devem ser avaliados, como as cargas da estrutura e as características do subsolo onde será assentada. Esse estudo envolve a análise da estratigrafia das camadas, capacidade de suporte, permeabilidade e a profundidade do lençol freático. A identificação de possíveis riscos geotécnicos futuros, como a presença de solos expansivos ou a possibilidade de liquefação, é igualmente essencial para dimensionar uma fundação adequada ao projeto. Esse processo permite que a viabilidade de uma fundação seja determinada, assegurando que a solução escolhida seja a mais apropriada para as condições do solo e as exigências estruturais. O objetivo deste trabalho é realizar uma análise de um estudo de caso na região de Araquari, com ênfase no desenvolvimento da capacidade de carga para três tipos diferentes de estaca: hélice contínua, pré-moldada de concreto e estaca metálica, considerando as variáveis geotécnicas específicas do solo local. Para alcançar esse objetivo, diferentes métodos de previsão de carga foram aplicados, com o intuito de mitigar as variações encontradas nas abordagens de diferentes autores e estabelecer o melhor modelo para estimar a capacidade de carga das estacas. Para isso, foram realizados ensaios "in situ" como o Standart Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) e Dilatometer Test (DMT), fornecendo os parâmetros e a estratigrafia do solo. A partir desses dados, as características representativas do solo foram definidas. A previsão da capacidade de carga das estacas foi realizada utilizando métodos analíticos, baseados na teoria de Terzaghi (1943), e métodos semi-empíricos, conforme abordados por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Essas abordagens permitiram determinar a resistência admissível para cada tipo de estaca, possibilitando a escolha da melhor solução para o projeto de fundação. Além disso, foi realizado um comparativo entre a solução de fundação prevista neste estudo e a adotada no projeto real, visando verificar as divergências e a adequação das previsões realizadas.

**Palavras-chave:** Fundação Profunda. Ensaio de Campo. Capacidade de Carga.

## ABSTRACT

The foundation is the essential basis of every structure, guaranteeing stability and security to the enterprise. For sizing to occur safely and economically, several factors must be evaluated, such as the loads of the structure and the characteristics of the subsoil where it will be installed. This study involves analyzing the stratigraphy of the layers, bearing capacity, permeability and depth of the water table. The identification of possible future geotechnical risks, such as the presence of expansive soils or the possibility of liquefaction, is equally essential to design an appropriate foundation for the project. This process allows the viability of a foundation to be determined, ensuring that the chosen solution is the most appropriate for the soil conditions and structural requirements. The objective of this work is to carry out an analysis of a case study in the Araquari region, with emphasis on the development of the load capacity for three different types of piles: continuous helix, precast concrete and metal piles, considering the specific geotechnical variables of the local soil. To achieve this objective, different load prediction methods were applied, with the aim of mitigating the variations found in different authors' approaches and establishing the best model to estimate the load capacity of piles. For this, "in situ" tests were carried out, such as the Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT) and Dilatometer Test (DMT), providing the parameters and soil stratigraphy. From these data, the representative characteristics of the soil were defined. The prediction of the load capacity of the piles was carried out using analytical methods, based on the theory of Terzaghi (1943), and semi-empirical methods, as addressed by Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978). These approaches made it possible to determine the allowable resistance for each type of pile, enabling the choice of the best strategy for the foundation project. Furthermore, a comparison was made between the foundation solution foreseen in this study and the one adopted in the real project, aiming to verify the divergences and adequacy of the predictions made.

**Keywords:** Deep Foundation. Field Trials. Load Capacity.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tripé para execução do ensaio SPT.....	20
Figura 2 - Esquematização do cone.....	22
Figura 3 - Equipamento de ensaio dilatométrico.....	26
Figura 4 - Estacas de aço, seção: a) perfil de chapas soldadas; (b) perfis I laminados, associados (duplo); (c) perfis tipo cantoneira; (d) tubos; (e) trilhos duplos; (f) trilho triplo. ....	30
Figura 5 - Capacidade de carga.....	37
Figura 6 - Valores para os fatores de carga, (Meyerhof, 1953).....	41
Figura 7 - Valores para o coeficiente $\alpha$ .....	42
Figura 8 - Detalhamento do pilar com bloco.....	49
Figura 9 - Projeto de estaca hélice contínua, bloco 5.....	50
Figura 10 - Planta locação de pontos de ensaio.....	50
Figura 11 - Fluxograma para o dimensionamento.....	53
Figura 12 - Mapa geológico do Município de Araquari.....	56
Figura 13 - Boletim 1 de Sondagem SPT, furo 14.....	58
Figura 14 - Boletim 2 de Sondagem SPT, furo 14.....	59
Figura 15 - Boletim de sondagem CPT, furo 1.....	58
Figura 16 - Boletim de sondagem DMT, furo 6.....	59
Figura 17 - Estratigrafia das camadas de solo do bloco 5.....	60
Figura 18 - Previsão da densidade relativa.....	71
Figura 19 - Relação entre Su e N60, Stroud, 1974.....	72
Figura 20 - Análise da profundidade das estacas.....	94

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparativo de valores Su. ....	73
Gráfico 2 - Comparativo de resistência do equipamento no solo. ....	74
Gráfico 3 - Análise métodos para estaca Hélice Contínua. ....	85
Gráfico 4 - Análise métodos para estaca PMC.....	86
Gráfico 5 - Análise métodos para estaca Metálica. ....	87
Gráfico 6 - Resumo das estacas pela profundidade, Décourt e Quaresma. ....	89
Gráfico 7 - Resumo das estacas pela profundidade, Aoki e Velloso - SPT.....	90
Gráfico 8 - Resumo das estacas pela profundidade, Aoki e Velloso - CPT.....	91



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compactidade e consistência. ....	22
Tabela 2 - Tipos de estacas .....	29
Tabela 3 -Valores para os fatores de carga, Bowles (1969).....	40
Tabela 4 - Ângulo de atrito estaca-solo.....	43
Tabela 5 - Valores de F1 e F2.....	44
Tabela 6 - Valores de K e $\alpha$ .....	45
Tabela 7 - Fatores característicos do solo “c”. .....	46
Tabela 8 - Cargas atuantes por estacas nos blocos.....	48
Tabela 9 - Pontos de ensaio da região do bloco 5. ....	51
Tabela 10 - Dados estacas de estudo.....	54
Tabela 11 - Equações para o método analítico.....	62
Tabela 12 - Parâmetros ensaio SPT - Aoki e Velloso (HC, PMC e Metálicas).....	63
Tabela 13 - Parâmetros do ensaio CPT - Aoki e Velloso (HC, PMC e Metálicas).....	65
Tabela 14 - Parâmetros do ensaio SPT - Décourt e Quaresma (HC, PMC e Metálicas). .....	66
Tabela 15 - Peso específico de solos argilosos. ....	67
Tabela 16 - Peso específico de solos arenosos.....	67
Tabela 17 - Parâmetro Su.....	72
Tabela 18 - Parâmetro $\phi'$ .....	73
Tabela 19 - Aplicabilidade e uso de ensaios in situ.....	75
Tabela 20 – Características representativas do solo.....	76
Tabela 21 - Capacidade de carga nas camadas.....	78
Tabela 22 - Resultados da capacidade de carga, Aoki e Velloso - SPT. ....	80
Tabela 23 - Resultados da capacidade de carga, Aoki e Velloso – CPT. ....	81
Tabela 24 - Resultados da capacidade de carga, Décourt e Quaresma – SPT. ....	82
Tabela 25 - Análise da capacidade de carga HC, PMC e Metálica, Analítico. ....	83
Tabela 26 - Análise estaca Hélice Contínua, Semi-empírico. ....	84
Tabela 27 - Análise estaca Pré-moldada de concreto, Semi-empírico.....	85
Tabela 28 - Análise estaca Metálica.....	88

Tabela 29 - Resumo de Capacidade de carga para diferentes estacas e métodos. ...	89
Tabela 30 - Resultados de $R_p$ , $R_I$ e $R_{adm}$ - Tipos de estacas.....	91

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ASTM – American Society for Testing and Materials  
Ap – Área de ponta  
B – Diâmetro da estaca  
c - Coesão  
CPRM – Campanha de pesquisa de recursos minerais  
CPT – Cone Penetration Test  
CPTU – Piezocone Penetration Test  
D – Profundidade da estaca  
DMT – Dilatometer Test  
Dr – Densidade relativa  
E – Módulo de elasticidade  
ELU – Estado limite Último  
Fs – Atrito lateral local  
HC – Estaca hélice contínua  
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
K0 – Coeficiente de empuxo no repouso  
KD – Índice de tensão horizontal  
Nkt – Fator empírico de cone  
NSPT – Resistência à Penetração do Solo (ensaio SPT)  
OCR – Razão de pré-adensamento  
PMC – Estaca pré-moldada de concreto  
qc – Resistência de ponta (ensaio CPT)  
R – Capacidade de carga  
Radm – Resistência admissível  
Rf – Razão de atrito  
Rl – Resistência lateral  
Rp – Resistência de ponta  
SPT – Standart Penetration Test  
Su – Resistência ao cisalhamento não drenado

$u$  – Poropressão

$U$  – Perímetro

$\sigma_h$  – Tensão horizontal

$\sigma'_{vo}$  – tensão vertical efetiva total in situ

$\phi'$  - Ângulo de atrito

$\gamma'_b$  – Peso específico do solo

$\delta$  – Ângulo de atrito da estaca-solo

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>14</b>
1.1. OBJETIVOS .....	17
<b>1.1.1. OBJETIVO GERAL</b> .....	<b>17</b>
<b>1.1.2. Objetivos Específicos</b> .....	<b>17</b>
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>18</b>
2.1. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	18
<b>2.1.1. Standard Penetration Test</b> .....	<b>19</b>
<b>2.1.2. Cone Penetration Test (CPT/CPTu)</b> .....	<b>22</b>
<b>2.1.3. Dilatômetro de Marchetti</b> .....	<b>25</b>
2.2. FUNDAÇÕES.....	27
<b>2.2.1 Fundações Profundas</b> .....	<b>28</b>
2.3. CAPACIDADE DE CARGA .....	37
<b>2.3.2. Métodos Analíticos</b> .....	<b>39</b>
<b>2.3.1. Métodos Semi Empíricos</b> .....	<b>43</b>
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	<b>48</b>
3.1 INFORMAÇÕES DA ESTRUTURA.....	48
3.2. DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....	48
3.3. CARACTERISTICAS GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDOS.....	54
3.4. MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA EMPREGADOS.....	61
<b>3.4.1 Métodos Analíticos</b> .....	<b>61</b>
<b>3.4.2 Métodos Semi-empíricos</b> .....	<b>44</b>
<b>4. RESULTADOS</b> .....	<b>67</b>
4.1. INTERPRETAÇÃO DOS PERFIS ESTRATIGRÁFICOS.....	67
4.2. RESULTADOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA .....	77
<b>4.2.1 Métodos Analíticos</b> .....	<b>77</b>
<b>4.2.2 Métodos Semi-empíricos</b> .....	<b>79</b>
4.3. ANÁLISE DE DADOS.....	82
<b>6. CONCLUSÃO</b> .....	<b>94</b>
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96

## 1. INTRODUÇÃO

No universo da construção civil, a edificação de estruturas robustas e duráveis representa um desafio que requer atenção minuciosa a vários elementos. Dada a complexidade envolvida na busca por uma estrutura capaz de suportar seu próprio peso e cargas variáveis, torna-se crucial direcionar os esforços obtidos para uma base que garanta a segurança e eficiência do edifício.

Nesse cenário, a importância da estrutura de fundação é destacada, pois conforme mencionado por Azeredo (1998), as fundações são elementos estruturais que tem como função transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia. No entanto, os riscos relacionados à investigação das características do subsolo são as causas mais frequentes de problemas de fundações (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2006).

Portanto, para o dimensionamento de uma fundação segura, é necessário realizar um estudo aprofundado no local onde serão transferidos os esforços de toda a estrutura. Esse procedimento visa verificar a viabilidade de execução da fundação, bem como compreender seu nível de resistência e o comportamento do solo. O estudo prévio é crucial para garantir que a fundação seja projetada de maneira apropriada, levando em consideração as características específicas do terreno e as demandas estruturais.

O primeiro requisito para se abordar qualquer problema de Mecânica dos Solos consiste num conhecimento tão perfeito quanto possível das condições do subsolo, isto é, no reconhecimento da disposição, natureza e espessura das suas camadas, assim como das suas características, nível de água e respectivas pressões geostáticas e de pré-adensamento. Pois, todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos (PINTO, 2019).

A determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser feita por fórmulas dinâmicas, fórmulas estáticas (teóricas ou empíricas) ou provas de carga. Existem várias teorias de capacidade de carga elaboradas por diferentes autores (CAPUTO, 2015). Ou seja, existem diversas abordagens e modelos consagrados para determinação da capacidade de carga, podendo ser diretos e indiretos. Cada um deles

necessita de parâmetros de entradas distintos necessitando de uma investigação geotécnica.

Os métodos diretos, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), são de natureza empírica ou semi-empírica, tem fundamentação estatística, a partir da qual as medidas de ensaio são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas.

Nos processos ditos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios “in situ” e/ ou laboratório e a capacidade de carga é determinada através da utilização de formulação teórica ou experimental (DÉCOURT, 1998).

Por outro lado, a norma NBR 6122/ 2020 descreve as abordagens em teóricas, quando o cálculo é feito de acordo com teoria desenvolvida dentro da mecânica dos solos, ou semi-empíricas, quando são usadas correlações com ensaios in situ.

As investigações realizadas em campo, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), determinam diversos parâmetros, entre os quais: ângulo de atrito interno do solo ( $\phi'$ ), resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), módulo de variação volumétrica ( $m_v$ ), módulo cisalhante ( $G$ ), coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) e razão de pré-adensamento ( $OCR$ ).

Os parâmetros geotécnicos geralmente são obtidos através de correlações com resultados de ensaio de laboratório e outros ensaios de campo. Como diferentes ensaios de laboratório (executados em amostras com diferentes graus de amolgamento) e de campo são utilizados como referência, é obvio (ver, por exemplo, Wroth, 1988) que parte significativa da dispersão dos resultados é proveniente dessas diferenças (QUARESMA; DÉCOURT; ALMEIDA, 1998).

Os ensaios de laboratório fornecem dados detalhados e precisos em condições controladas, enquanto ensaios de campo oferecem uma visão mais realista do comportamento do solo em seu ambiente natural. A escolha entre ensaios de laboratório e de campo depende dos objetivos específicos do estudo, das propriedades do solo em questão e das condições do projeto. No entanto, para este trabalho será utilizado o uso de informações obtidas através de ensaios de campo, como auxílio para cálculos.

Os ensaios de campo mais comumente empregados para a investigação do subsolo e do comportamento do solo são as ferramentas para sondagens, como Standard Penetration Test (SPT) e Cone Penetration Test (CPT), os quais fornecem dados relacionados às características físicas e resistência dos solos prospectados que

indicarão os parâmetros necessários para desenvolver uma estrutura com maior estabilidade para o projeto.

Ainda que não façam medidas diretas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, a literatura traz muitas correlações (de natureza empírica ou semi-empírica) que permitem estimativas dos mesmos (de  $S_u$  e ângulo de atrito, por exemplo) a partir dos referidos ensaios de campo, e de alguns outros, como os pressiométricos e dilatométricos.

Dada a grande variedade de possibilidades existentes para a determinação de capacidade de carga geotécnica para estacas sujeitas a carregamentos verticais, o presente trabalho tem como objetivo o dimensionamento de soluções de fundação profunda, sujeita a um carregamento vertical, utilizando parâmetros interpretados a partir dos ensaios geotécnicos, bem como correlações e metodologias analíticas e semi-empíricas.

Além disso, para as propostas metodológicas mencionadas, serão analisados os diferentes cenários resultantes do dimensionamento considerando o uso de estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e hélice contínua.



## 1.1. OBJETIVOS

Este estudo tem como objetivo explorar os principais métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas empregados no Brasil.

### 1.1.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo investigar as implicações do uso de distintos métodos de determinação da capacidade de carga, estimativa de parâmetros geotécnicos e sua influência em três tipos diferentes de estacas. O estudo visa analisar comparativamente os resultados obtidos avaliando a precisão e aplicabilidade de cada abordagem no contexto das condições geotécnicas do local.

### 1.1.2. Objetivos Específicos

- Analisar os dados referente ao estudo de caso: estruturais e geotécnicos;
- Interpretar os ensaios geotécnicos para estimativa de parâmetros;
- Estimar os parâmetros representativos;
- Selecionar os métodos para capacidade de carga através dos parâmetros selecionados;
- Determinar as capacidades de carga para as estacas selecionadas;
- Analisar os resultados e comparativos entre as diferentes soluções analisadas.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Para melhor entendimento deste trabalho um referencial teórico é apresentado, com foco em aspectos relevantes para o projeto de fundações profundas.

### 2.1. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Como parte de toda construção de engenharia, o solo constitui fator determinante no que diz respeito à estabilidade e suporte, visto que é sobre ele que será apoiada a obra. As investigações geotécnicas do solo representam a fase inicial dos procedimentos de engenharia, sendo realizados ensaios laboratoriais e in situ, para determinar importantes parâmetros específicos do solo investigado e sua possível reação quando associado a cargas externas (PINTO, 2006).

Conforme Azeredo (1997), fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura. Visto isso, a elaboração de projetos geotécnicos e de fundações exige um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como, à avaliação das suas propriedades de engenharia (QUARESMA; DÉCOURT; ALMEIDA, 2012).

A investigação geotécnica segundo Velloso e Lopes (2010), com base em ensaios de campo, permite uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos.

Conforme a ABNT 8036/1983, tendo em conta o projeto de edificações prediais, o número de sondagens deve ser, no mínimo, uma para cada 200 m<sup>2</sup> de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m<sup>2</sup>, que é a situação dos projetos que serão analisados neste trabalho. Para áreas entre 1200 m<sup>2</sup> e 2400 m<sup>2</sup>, deve ser feita uma sondagem a cada 400 m<sup>2</sup> que excederem os 1200 m<sup>2</sup>. E sob qualquer circunstância o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m<sup>2</sup>;
- b) Três para área entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>.

No entanto, Azeredo (1977) apresenta que o número de sondagens necessárias para um determinado terreno será influenciado pela importância da obra, pela uniformidade das camadas do subsolo e pela carga a ser transmitida.

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 14), a investigação do solo é determinada por fatores relacionados às características do meio físico, à complexidade da obra e aos riscos envolvidos, que, combinados, determinam a estratégia adotada no projeto.

Em linhas gerais, segundo Atkinson (2007) os objetivos principais da investigação geotécnica incluem a identificação das camadas de solos e rochas, a determinação do nível do lençol freático, e a estimativa dos parâmetros geotécnicos fundamentais para o projeto.

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que a investigação por meio do ensaio Standard Penetration Test (SPT) é a prática mais comum na geotecnia, devido à sua simplicidade e economia. Além disso, os autores caracterizam o Cone Penetration Test (CPT) como uma das ferramentas de prospecção geotécnica mais importantes internacionalmente, essencial para a determinação da estratigrafia e das propriedades dos materiais.

### **2.1.1. Standard Penetration Test**

#### *2.1.1.1 Definição*

O Standard Penetration Test (SPT) é uma ferramenta amplamente utilizada na investigação geotécnica. Serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo rochas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A normalização do ensaio SPT foi introduzida em 1958 pela American Society for Testing and Materials (ASTM). No Brasil a normalização específica para o ensaio é a NBR 6484/2020.

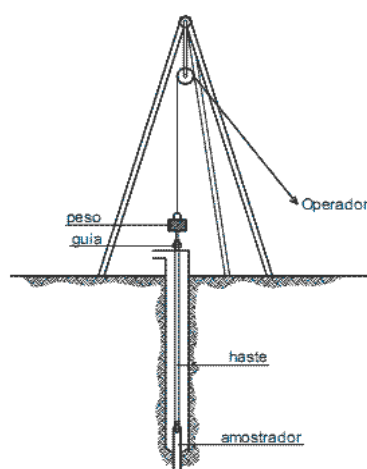
#### *2.1.1.2 Procedimento*

O procedimento consiste na perfuração e cravação dinâmica de um amostrador-padrão, a cada metro de solo, determinando o tipo de solo em suas respectivas profundidades, sua principal composição e características, além do índice

de resistência à penetração a cada metro a posição do nível do lençol freático (CAVALCANTE 2002).

O primeiro metro perfurado do ensaio inicia-se com o trado concha ou cavadeira manual, o segmento inicial extraído deve ser retirado devido à grande concentração de matéria orgânica, no segundo metro em diante é utilizado para perfuração um amostrador padrão fixado no conjunto de hastes do equipamento conforme apresentado por Godoy 1971, na Figura 1.

Figura 1 - Tripé para execução do ensaio SPT.



Fonte: Godoy 1971.

A técnica de SPT (Sondagem à Percussão com Torque) envolve a utilização de um barrilete padrão, o qual é cravado no solo mediante o impacto de uma massa padrão de 65 kg, liberada de uma altura de 75 cm. O barrilete é inserido no solo em três seções de 15 cm cada, sendo que o número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do segmento é denominado  $N_{spt}$  (Número de SPT). Esses golpes são registrados e posteriormente interpretados para análise da resistência do solo na camada em estudo (QUARESMA; DÉCOURT; ALMEIDA, et al., 2012).

Durante a operação de perfuração, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas no ensaio através da análise tátil-visual e da mudança de coloração dos materiais trazidos pelo trado helicoidal. É muito importante também a determinação do nível de água, durante o processo da perfuração, ao se determinar ocorrência de água, interrompe-se o trabalho e anota-se a profundidade (HACHICH et al., 1998).

Existem alguns critérios que podem levar à paralisação do ensaio de SPT, geralmente relacionados a condições específicas encontradas durante a execução do teste. Alguns desses critérios conforme sugere a NBR 6484/2020, incluem:

- a. Avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando  $N$  iguais ou superiores a 25 golpes;
- b. Avanço de sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 8 m de resultados consecutivos indicando  $N$  iguais ou superiores a 30 golpes;
- c. Avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 6 m de resultados consecutivos indicando  $N$  iguais ou superiores a 35 golpes.

#### 2.1.1.3 Resultados

Segundo a NBR 6484/2001, o método prescreve o ensaio com a finalidade de reconhecimento das seguintes medições, sendo elas:

- a. a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b. a posição do nível d'água;
- c. os índices de resistência à penetração ( $N$ ) a cada metro.

A elaboração do perfil e classificação do solo é realizada com base nas amostras obtidas durante o ensaio, sendo analisada e comparada com o número de golpes verificados ao longo do processo de perfuração do barrilete padrão. O sistema utilizado para classificar esse solo é apresentado na Tabela 1, conforme o anexo A da NBR 6484/2020.

Tabela 1 – Estado de compactidade e consistência.

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

Fonte: Adaptado, NBR 6484/2020.

Em solos granulares, Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) correlacionam a medida de resistência  $N_{spt}$  para estimativa da densidade relativa ( $D_r$ ). No caso das proposições de De Mello (1971) e Bolton (1986) aplicam diretamente no valor do  $N_{spt}$  para estimativa de conversão do  $D_r$  em ângulo de atrito ( $\phi'$ ). Estas correlações são apresentadas e discutidas posteriormente, no capítulo dedicado à metodologia, já que são usadas na definição dos parâmetros constitutivos dos solos de ocorrência na área de estudo.

## 2.1.2. Cone Penetration Test (CPT/CPTu)

### 2.1.2.1 Definição

O ensaio Cone Penetration Test (CPT) teve início no final da década de 1950, mas somente em 1990 houve uma crescente demanda por pesquisas relacionadas a esse método, culminando na sua padronização no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em 1991.

Atualmente o ensaio atende a norma americana ASTM D-344: Standard test method for deep quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soils.

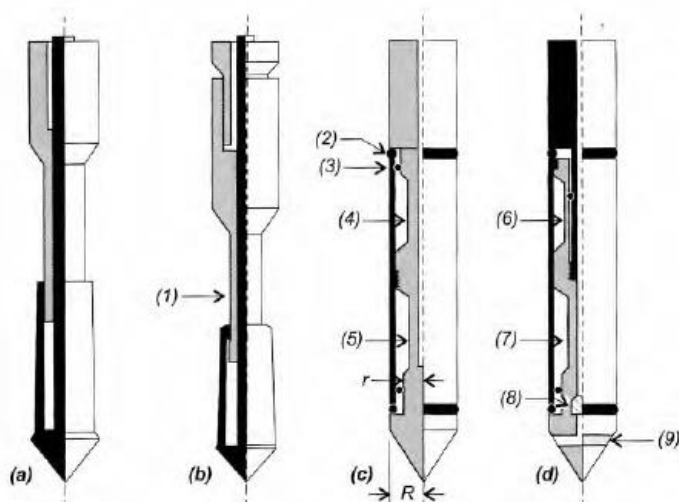
Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (cone penetration test) e CPTU (piezocone penetration test), respectivamente, caracterizam-se internacionalmente como uma das ferramentas de prospecção geotécnica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os principais atrativos do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundação, e a eliminação da influência do operador nas medidas de ensaio (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

### 2.1.2.2 Procedimento

Conforme as normativas da NBR 12069/1991, para realizar o ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizados. Essas ponteiros podem ser mecânicos ou elétricos e seu sistema segue conforme a Figura 2 apresenta.

Figura 2 - Esquemática do cone.



Fonte: Velloso e Lopes, (2010).

A Figura 2 identifica o sistema penetrômetros para CPT, sendo (a) de Delft; (b) Begemann; (c) cone elétrico; (d) piezocone. Também estão indicados: (1) luva de atrito; (2) anel de vedação de solo; (3) idem, de água; (4) célula de carga total; (5) idem, de ponta; (6) idem, de atrito; (7) idem, de ponta; (8) transdutor (medidor) de poropressão; (9) elemento poroso.

O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo da cravação, no terreno, de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20

mm/s  $\pm$  5 mm/s. A seção transversal do cone é, em geral, de 10 cm<sup>2</sup>, podendo atingir 15 cm<sup>2</sup> ou mais para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga, e 5 cm<sup>2</sup> ou menos para condições especiais. Os procedimentos de ensaio são padronizados (SCHNAID, 2012).

### 2.1.2.3 Resultado

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), para a análise em ensaios de cone normalmente são utilizados sistemas automáticos de aquisição de dados, os quais, por meio de programas computacionais simples, permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas in situ, através da interação entre um conversor analógico/digital e um computador.

Os resultados obtidos pelo ensaio no local devem ser fornecidos em forma de relatório, contendo com clareza os dados para que seja caracterizado a medição dos esforços. No caso do CPT, as grandezas medidas são a resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ), sendo a razão de atrito ( $R_f$ ) ( $=f_s/q_c$ ) o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos (SCHNAID, 2012). No entanto, o ensaio CPTU, faz a medição de informações como o cone elétrico, além da monitoração das pressões neutras ( $u$ ) geradas durante o processo de cravação.

As leituras do conjunto de informações obtidas pelo cone ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$ ) devem ser efetuadas, no mínimo, a cada 200 mm (IRTP/ISSMFE, 1988a). Contudo, na prática, é consagrado o intervalo de leituras entre 20 mm e 50 mm, para melhor resolução das medidas (SCHNAID, 2012).

Sabe-se, porém, que as medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito de porropressão atuando em áreas desiguais da geometria do cone, necessitando-se conhecer as pressões neutras medidas na base do cone,  $u_2$ , para calcular a resistência real mobilizada no ensaio,  $q_t$  (CAMPANELA; GILLESPIE; ROERTSON, et al., 1982).

Para solos argilosos a estimativa de capacidade de carga ( $N_k$ ) pode ser encontrada por meio da relação equilíbrio limite ou método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se à medida de resistência de ponta do cone  $q_c$  (ou  $q_t$ ) com resistência não drenada  $S_u$ , medida por meio de ensaios de palheta (SCHNAID, 2012). O autor também relata, que, para solos granulares, a



medida de resistência de ponta de cone ( $q_c$ ) pode ser utilizada na previsão da densidade relativa ( $D_r$ ) ou do ângulo de atrito interno ( $\Phi'$ ).

### **2.1.3. Dilatômetro de Marchetti**

#### *2.1.3.1 Definição*

O ensaio dilatométrico Marchetti Test (DMT) foi desenvolvido na Itália pelo professor Silvano Marchetti, pesquisador responsável não só pela concepção e construção do equipamento, como também pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (MARCHETTI, 1975,1980, 1997). O ensaio é normalizado pela Eurocode 7 e pela ASTM D6635 – 2017 Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.

A interpretação dos resultados dilatométricos possibilita a estimativa de parâmetros construtivos do solo a partir de correlações de natureza semi-empíricas, em particular do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), do módulo de elasticidade ( $E$  ou  $M$ ), da razão de pré-adensamento (OCR), da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas ( $S_u$ ) e do ângulo de atrito interno de areias ( $\phi'$ ) (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Esses dados fornecem informações valiosas para a caracterização geotécnica do solo, facilitando a análise e o projeto de estruturas e fundações.

#### *2.1.3.2 Procedimento*

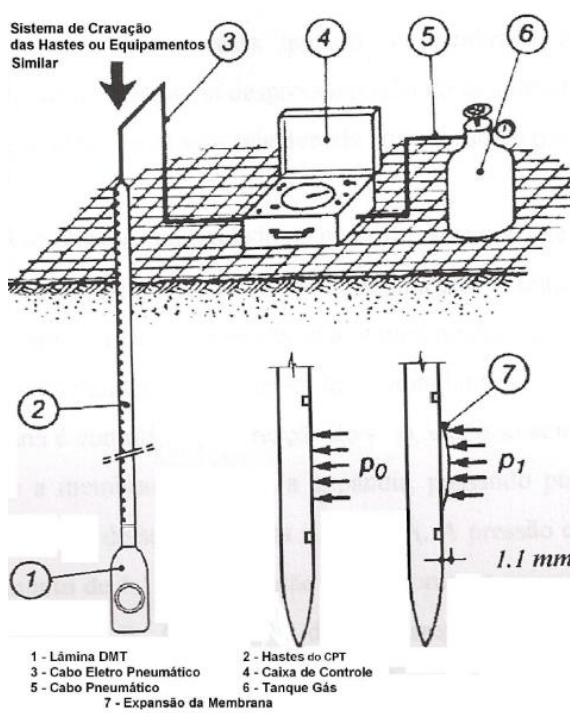
Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o procedimento do ensaio segue com a cravação segmentada do dilatômetro no terreno, em intervalos de 20 cm, e a cada interrupção efetuam-se as duas leituras (pressões A e B).

Utiliza-se com frequência a velocidade de 20 mm/s do sistema de cravação do cone, mas podem também ser adotadas velocidades inferiores ou superiores. Sistemas hidráulicos devem ser usados na cravação, devendo-se evitar procedimentos percussivos com martelos, como utilizado na sondagem SPT (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Schmertmann (1986) menciona que a velocidade de penetração tem pouca importância no caso das areias, podendo variar entre 1 a 10 cm/s; no caso de siltes e argilas o autor recomenda velocidades na faixa de 1 a 3 cm/s.

O equipamento utilizado é constituído por uma lâmina DMT (1), haste (2), cabo eletropneumático (3), caixa de controle (4), cabo pneumático (5), tanque de gás (6) e expansão da membrana (7), conforme pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 - Equipamento de ensaio dilatométrico.



Fonte: Marchetti (1980).

#### 2.1.3.4 Resultados

Durante os ensaios são realizadas as leituras A, B e posteriormente a leitura C. Através da leitura A obtém a pressão  $P_0$  quando a pressão do gás é igual à pressão horizontal, em seguida é feito a leitura B, onde é obtido a pressão  $P_1$ , momento no qual a expansão da membrana atinge 1,10 m. A leitura C não é obrigatória e tem por objetivo caracterizar as condições de drenagem do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Schnaid e Odebrecht, 2012, assumem como hipótese que em solos granulares ocorre o efeito de arqueamento e que a pressão interna da membrana ao final do ensaio é igual à pressão hidrostática do terreno.

A principal utilização do ensaio tem sido a estimativa de parâmetros geotécnicos de argilas moles. Por ser iniciado a pequena profundidade (20cm), o ensaio pode ser vantajoso também para pavimentos, além de fundações rasas e problemas de estacas carregadas lateralmente (LUTENEGGER, et al., 1988).

## 2.2. FUNDAÇÕES

Fundações são componentes estruturais primordiais na construção de edifícios ou qualquer obra de engenharia. A definição da tipologia a ser empregada em um determinado projeto implica em consideráveis custos à obra, que podem acarretar um valor antieconômico para a construção se não forem analisadas, comparadas e estudadas (CUNHA, 2016). Conseqüentemente, sua relevância na engenharia é indiscutível, cada estrutura concebida para abrigar diferentes tipos de construções, incluindo edifícios, residências, pontes, e uma variedade de outras obras, demanda uma base robusta capaz de suportar integralmente as cargas impostas pelo solo sob essa estrutura.

Nesse contexto, a eficiência e a precisão na elaboração da fundação são cruciais para garantir a durabilidade, segurança de toda a edificação e também um melhor custo, visto que fundações mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987).

Portanto, os elementos de fundação devem ser projetados meticulosamente para atender às características específicas do solo e às demandas estruturais, garantindo não apenas a durabilidade da edificação, mas também a integridade do solo subjacente. Para um projeto seguro, estável e econômico é preciso atender determinados requisitos sendo alguns deles citados por (VELLOSO; LOPES, 1998).

- a. Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- b. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (*estabilidade “externa”*);
- c. Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (*estabilidade “interna”*).

Diante desse quadro, para atingir os padrões normativos de segurança é preciso entender o tipo de projeto pretendido para o local e principalmente conhecer o solo da região em que será trabalhado, pois como afirma Barros, (2003):

Para se escolher a fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações (BARROS, 2003).

As fundações se dividem em dois grupos distintos, sendo eles: Fundações superficiais (ou diretas) e fundações profundas. Dada a proposta deste trabalho, apenas o grupo das fundações profundas será abordado no referencial teórico.

### **2.2.1 Fundações Profundas**

A fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno (VELLOSO, 2012). As fundações indiretas são todas profundas, devido às dimensões das peças estruturais (BRITO, 1987), e segundo a NBR 6122/2020, são aquelas cujas bases estão apoiadas em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo três metros.

Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (NBR 6122/2022). Dos dois tipos mencionados, atenção é dada apenas ao conjunto das estacas, já que é o tipo de fundação adotado no estudo de caso apresentado.

As estacas são elementos de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase da sua execução, haja trabalho manual em profundidade (NBR 6122/2022). A execução das estacas pode ocorrer por cravação à percussão, prensagem, vibração ou escavação, e ainda pode ser realizada de maneira combinada, utilizando diferentes técnicas em conjunto. A finalidade da estaca é transmitir a carga da edificação superficial ao solo, seja pela sua extremidade inferior (resistência de ponta) ou ao longo do fuste (atrito de ponta), ou das duas formas simultaneamente (ALONSO, 1989).

A variedade de estacas empregadas como elementos de fundação nas obras civis, diferem entre si basicamente pelo método executivo e materiais que a compõem.

De acordo com o processo executivo, as estacas podem ser classificadas quanto ao seu efeito no solo, ou seu deslocamento provocado pela execução da

estaca. Conforme Velloso (2010, p.181), a classificação executiva é separada em dois tipos:

- a. "de deslocamento", onde são inseridas as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente), e
- b. "de substituição", onde são inseridas as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Na Tabela 2 a seguir são apresentados os principais tipos de estacas usadas no Brasil, enfatizando o método executivo, no que diz respeito ao seu efeito no solo.

Tabela 2 - Tipos de estacas

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

Fonte: Velloso e Lopes, (2010).

Em alguns processos de estacas escavadas, em que não há praticamente remoção de solo e/ou, na ocasião da concretagem, são tomadas medidas para restabelecer as tensões geostática (ao menos parcialmente) estas estacas podem ser classificadas numa categoria intermediária, que chamamos de “sem deslocamento” (VELLOSO; LOPES, 2010).

Estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo (DÉCOURT, 1998, p.265).

Segundo o processo executivo, se houver retirada de praticamente todo o solo no espaço onde será constituída à estaca, ela deve ser classificada como estaca de “substituição” (VELLOSO; LOPES, 2010). No entanto, se, no processo executivo, houver deslocamento lateral do solo para criar o espaço da estaca, ela pode ser

considerada uma estaca “sem deslocamento” ou mesmo “de pequeno deslocamento” (p. ex., Van Imp, 1995; Viggiani, 1989,1993).

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam uma densificação ou aumento de compacidade desses solos na medida em que o volume da estaca, introduzido no terreno, acarreta uma redução do índice de vazios. Por conseguinte, esse efeito gera maior capacidade de carga e menores recalques, resultando em um comportamento benéfico para a estrutura.

Em solos argilosos e saturados, devido à baixa permeabilidade, quando a estaca é introduzida no terreno, ocorre um deslocamento do solo com volume igual ao da estaca inserida (VELLOSO; LOPES, 2010).

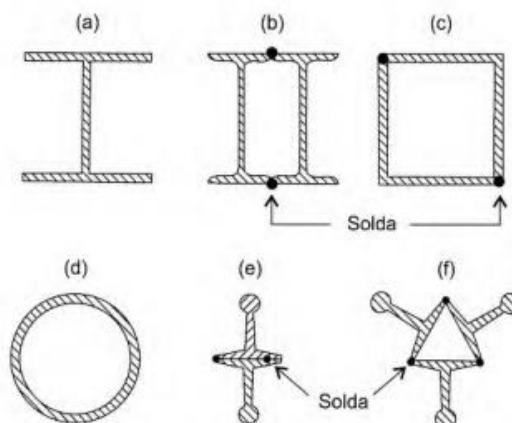
A execução por escavação pode causar uma descompressão do terreno, que será maior ou menor, dependendo do tipo de suporte (VELLOSO; LOPES, 2010).

Do conjunto mostrado na Tabela 2 serão apresentados maiores detalhes das estacas metálicas, pré-moldadas de concreto e hélice contínua, já que se constituem as principais alternativas adotadas em fundações na região em que se insere este estudo de caso.

#### 2.2.1.1 Estaca de Aço

A utilização de fundação profunda em estacas metálicas é feita há mais de 120 anos, seja por meio de trilhos metálicos, tubos ou perfis laminados ou soldados (PANNONI, 2008). As estacas pré-moldadas de aço podem ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada (seção circular, quadrada ou retangular), tubo sem costura e trilhos (NBR 6122/1996, p.17). A Figura 4, mostra alguns tipos de perfis de estacas.

Figura 4 - Estacas de aço, seção: a) perfil de chapas soldadas; (b) perfis I laminados, associados (duplo); (c) perfis tipo cantoneira; (d) tubos; (e) trilhos duplos; (f) trilho triplo.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Os tipos de aço mais utilizados nesse tipo de estaca seguem os padrões da ASTM, especificamente o A36 e o A572 Grau 50. O aço ASTM A36 é um aço carbono amplamente empregado em construção civil e estrutural, com uma tensão de escoamento de 250 MPa. Já o aço ASTM A572 Grau 50 é utilizado em estruturas que demandam uma maior resistência em relação ao peso, apresentando uma tensão de escoamento de 345 MPa. Pode ser adicionado a composição para conferir resistência à corrosão uma determinada porcentagem de cobre (VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo a norma brasileira NBR 6122/2019, a cravação de estacas pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração. A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar à estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Ainda, para essa finalidade o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda, é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda (NBR 6122/2019, p.58).

Para cravação de estacas através de terrenos resistentes, podem ser empregadas pré-perfurações. Neste caso, o eventual desconfinamento deve ser considerado pelo projetista das fundações. De qualquer maneira a cravação final deve ser feita sem influência deste recurso (NBR 6122/2019, p.58).

A NBR 6122/1996, salienta que a cravação por prensagem deve ser executada através de macaco hidráulico. Esse método utiliza o bate-estaca de queda livre, um equipamento composto por torre, plataforma, guincho mecânico e martelo.

No caso das estacas metálicas os bate-estacas permitem cravá-las junto à divisa, ao contrário das estacas de concreto, onde essas distâncias variam de 30 a 60 cm (ALONSO, 1998).

As estacas metálicas ou estacas de aço apresentam vantagens importantes sobre as demais (Cornfield, 1974; British Steel Corporation, 1976). Conforme Velloso e Lopes (2010), algumas das vantagens são descritas a seguir:

- a. São fabricadas com seções transversais de várias formas e dimensões, o que permite uma adaptação bem ajustada a cada caso.
- b. Devido ao peso relativamente pequeno e a elevada resistência na compressão, na tração e na flexão, são fáceis de transportar e de manipular.
- c. Pela elevada resistência do aço, são mais fáceis de cravar do que as estacas de madeira ou de concreto pré-moldado, podendo passar por camadas compactas ou permitir o embutimento nesses materiais.
- d. Pela facilidade com que podem ser cortadas com maçarico ou emendadas por solda, não oferecem dificuldade aos ajustes de comprimento no canteiro. Além disso, os pedaços cortados podem ser aproveitados no prolongamento de outras estacas.
- e. Podem-se utilizar, em casos especiais, aços resistentes à corrosão, tipo SAC. (VELLOSO; LOPES,2010).

Quanto à corrosão do material, Romanoff (1962), observa que em estacas de aço cravadas em solo natural não perturbado, independentemente das características e propriedade do solo, não é suficiente para afetar significativamente a resistência ou a vida útil das estacas como elementos de suporte de carga. No entanto, em locais tropicais e com grandes decorrências de agentes químicos agressivos ao solo ou água pode acarretar em um aumento nas taxas de corrosão.

Conforme informa a NBR 6122/2019, o projeto deve especificar o tipo de aço. As tolerâncias dimensionais e os requisitos para aceitação de estacas em perfis metálicos estão descritos a seguir:

- a. massa linear e comprimento (mm): a massa linear dos perfis podem variar de +3 a -2,5 % e o comprimento de 0 a + 100mm;



- b. com relação as dimensões: a tolerância da altura varia de +8 a -5 mm e a largura da mesa (bf) de +6 a -5 mm;
- c. a flecha máxima é de 0,2 % de comprimento de qualquer elemento;
- d. centralização de alma com tolerância de 5 mm. (NBR 6122/2019).

### 2.2.1.2 Estaca Pré-Moldadas de Concreto

Velloso e Lopes (2010), relatam que, as estacas de concreto utilizam o material que melhor adequou para confecção de estacas, graças à sua grande resistência a agentes agressivos e seu grande suporte às alternâncias de secagem e umedecimento. Além de oferecer flexibilidade na capacidade de carga, essa solução abrange desde cargas elevadas até cargas mais leves, adaptando-se de maneira eficiente a diversas necessidades.

Segundo Alonso (1998, p.373), as estacas pré-moldadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração e por fazerem parte do grupo denominado “*estacas de deslocamento*”.

As estacas podem ser confeccionadas em concreto armado ou protendido adensado por centrifugação ou por vibração, este de uso mais corrente (ALONSO, 1998). Nas estacas por vibração e centrifugação a cura do concreto é feita a vapor, de modo que possibilita a desforma e o estoque em um menor tempo.

As estacas pré-moldadas precisam ser dimensionadas para resistir aos esforços que sofrerão por ação da estrutura (compressão, tração, forças horizontais e momentos aplicados), e aos esforços de manipulação e cravação (VELLOSO; LOPES, 2010).

Costumam ser pré-fabricadas, com suas responsabilidades bem definidas, ou no próprio canteiro, sempre num processo sob controle rigoroso (BRITO,1987). Os cuidados referentes a manipulação e estocagem das estacas são; a descarga; a estocagem; pontos de suspensão e de apoio; e içamento das estacas.

O comprimento máximo para a fabricação usual das estacas é de 6 a 12 metros de profundidade. Isso se deve ao elevado custo de transporte e às restrições de licenciamento, que impuseram essa limitação. Em situações que demandam maiores profundidades, deve-se fazer emendas nas peças conforme a recomendação da NBR 6122/2019.

Quanto ao seu processo executivo de cravação, Velloso e Lopes (2010), relatam a cravação por bate estacas. Seu processo executivo emprega como equipamentos um dos três tipos de bate-estacas:

- a. Bate estacas por gravidade: é constituído por um pilão que, deslizando ao longo de guias fixadas a uma estrutura, é levantado por um cabo de aço que vai sendo enrolado em um guincho de acionamento mecânico. O número de pancadas por minuto varia de 5 a 10; a rapidez das percussões é vantajosa para a cravação (CAPUTO, 2015 p.413);
- b. Bate estacas a vapor: nesse tipo, o pilão é levantado até uma pequena altura por meio do vapor recebido de uma caldeira, e depois deixado cair por gravidade. A rapidez dos choques é muito maior do que nos bate-estacas comuns; podem dar até 40 pancadas por minuto. O peso do pilão varia entre 800 e 4000 kg, e a altura de queda é da ordem de 1,20 m (CAPUTO, 2015 p.413).

Quando a cravação for executada com martelo de queda livre, devem ser observadas as seguintes condições sugeridas pela NBR 6122/2019:

- a. peso do martelo igual ou superior a 20 kN;
- b. peso do martelo no mínimo igual a 75 % peso total da estaca ou análise de cravabilidade para o caso em estudo;
- c. peso do martelo igual ou superior a 40 kN para estacas com carga de trabalho entre 0,7 MN e 1,3 MN;
- d. para estacas cuja carga de trabalho seja superior a 1,3 MN, a escolha do sistema de cravação deve ser previamente analisada (NBR 6122/2019, p.54).

Velloso e Lopes (2010), mencionam como desvantagem principal das estacas pré-moldadas a dificuldade de adaptação às variações do terreno. Se a camada resistente apresentar grandes variações na sua profundidade, e se a previsão de comprimento não for feita cuidadosamente, ter-se-á de enfrentar o problema de corte ou emendas de estacas, ou seja, dificuldade em se adaptar às variações do terreno (CAPUTO, 2015 p.385).

A sua grande vantagem em relação às estacas moldadas no solo reside na concretagem, passível de uma fácil fiscalização. Mais ainda, em terrenos pouco

consistentes ou onde se deva atravessar uma corrente de água subterrânea, as estacas pré-moldadas levam vantagem sobre as moldadas no solo, pois estas exigem precauções e cuidados especiais (CAPUTO, 2015).

### 2.2.1.3 Estaca Hélice Contínua

Conforme Antunes e Tarozzo (1998), a estaca Hélice-Contínua é uma estaca de concreto moldada “in loco”. Desenvolvida nos E.U.A. e difundida em toda Europa e Japão na década de 80, a estaca hélice contínua foi executada pela primeira vez no Brasil em 1987 (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

A execução da estaca hélice contínua segue uma metodologia que compreende os processos de perfuração do solo, concretagem simultânea à extração da hélice e, por fim, a aplicação da armação na estaca já concretada. A perfuração consiste na introdução da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional transmitido por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior da hélice, até a cota de projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento (VELLOSO; LOPES, 2010). A perfuratriz deve ser posicionada e nivelada para assegurar a centralização e verticalidade da estaca. O diâmetro do trado deve ser verificado para assegurar as premissas de projeto. A haste é dotada de ponta fechada por uma tampa metálica recuperável (NBR 6122/2019).

Alcançada a profundidade desejada, o concreto é bombeado através do tubo central, preenchendo simultaneamente a cavidade deixada pela hélice (ANTUNES; TAROZZO, 1997). Posterior a concretagem, é inserida a armação.

A “gaiola” de armadura é introduzida na estaca manualmente por operários ou com auxílio de um peso, ou ainda, com auxílio de um vibrador (VELLOSO; LOPES, 2010, p.274).

Conforme Caputo (2015, p.408), a estaca hélice pelo seu processo executivo, tem grande vantagem de não provocar vibração durante sua instalação e, portanto, muito usada nos centros urbanos. No entanto, em função do porte do equipamento, as áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

Quanto sua sequência executiva, não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro. Em qualquer caso, o projetista e o executor

poderão avaliar a eventual necessidade de aumento desta distância (NBR 6122/2019).

Antunes e Tarozzo (1998), mencionam como vantagem a perfuração com hélice não produzir detritos poluídos por lama bentonítica reduzindo os problemas ligados à disposição final do material resultante da escavação.

Outro aspecto importante da estaca hélice é o fato de que a execução é completamente monitorada, o que permite um melhor controle da qualidade da mesma (CAPUTO, 2015, p.408). O controle da execução através de dispositivos instalados no equipamento informa ao longo do processo de execução dados como pressão do concreto, velocidade de subida, pressão de torque, velocidade de rotação, velocidade de avanço como também indicam desaprumo da estaca quando inserida no terreno (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

No entanto, um fator desvantajoso, segundo Antunes e Tarozzo (1998), está relacionado ao porte do equipamento, que exige áreas de trabalho planas.

A norma NBR 6122/2019 também indica que todas as fases de execução da estaca devem ser monitoradas eletronicamente a partir de sensores instalados na perfuratriz, registrando-se:

- a. nivelamento do equipamento e prumo do trado;
- b. pressão no torque;
- c. velocidade de avanço do trado;
- d. rotação do trado;
- e. cota de ponta do trado;
- f. pressão de concreto durante a concretagem;
- g. sobreconsumo de concreto;
- h. velocidade de extração do trado.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste (NBR 6122, 2019, p.63).

### 2.3. CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga, segundo Cintra e Aoki (2010), é a força correspondente à resistência máxima que o sistema pode oferecer ou um valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Esse parâmetro pode ser calculado através de fórmulas que avaliam a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtida em ensaios de laboratório ou *in situ* (VELLOSO; LOPES, 2010).

Velloso e Lopes (2010), separam os métodos estáticos em dois grupos:

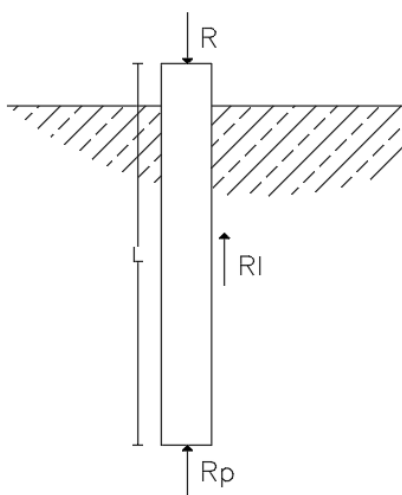
*a. racionais* ou *teóricos*, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;

*b. semi-empíricos*, que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT, por exemplo).

Segundo Velloso e Lopes (2010) nos métodos estáticos, é imaginado o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca (ou tubulão) e a resistência oferecida pelo solo.

Na Figura 5, são exemplificadas as forças observadas em uma estaca.

Figura 5 - Capacidade de carga.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Na análise das parcelas de resistência de ponta e atrito lateral, é necessário levar em conta a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca ou tubulão (NBR 6122/2019). A norma também retrata que para o caso de estacas com ponta embutida em rocha por um comprimento superior a um diâmetro, a carga na

ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de fraturamento da rocha.

Assim, o cálculo para obtenção da capacidade de carga pode ser deduzido através da expressão citada por Cintra e Aoki (2010, p12).

$$R = Rl + Rp \quad (1)$$

Onde a parcela da ponta ( $Rp$ ) pode ser obtida através da multiplicação da unidade de força ( $rp$ ) pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca ( $Ap$ ), conforme segue:

$$Rp = rp \times Ap \quad (2)$$

Já a parcela de atrito lateral ( $Rl$ ) pode ser obtida através da multiplicação do perímetro ( $U$ ) do fuste pela somatória das forças resistentes por atrito lateral multiplicado pelo comprimento nos diversos segmentos da estaca ( $\Delta l$ ), conforme segue:

$$Rl = U \sum (rl \times \Delta l) \quad (3)$$

Conforme Albuquerque e Garcia (2020) afirmam que conhecida a capacidade de carga geotécnica ( $Rrup$ ) para as estacas, a carga admissível geotécnica ( $Radm$ ) é obtida através da aplicação de um fator de segurança global ou parcial pela preposição do método empregado, conforme segue a expressão:

$$Radm = \frac{Rrup}{FS} \quad (4)$$

Onde:

$Rrup$  = carga (força) de ruptura geotécnica da estaca;

$Radm$  = carga geotécnica admissível da estaca;

Em estacas escavadas, com auxílio de fluídos estabilizantes, no caso de estacas hélice contínua, deve ser considerado a contribuição da resistência de ponta, na qual a norma NBR 6122/2019 admite que a resistência de ponta terá como limite

superior o valor da resistência de atrito lateral, na qual seguem para cálculo a expressão abaixo:

$$R_p < R_l$$

$$R_{adm} = \frac{R_p + R_l}{2} \quad (5)$$

No entanto, caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação do ELU (Estado Limite Último), à condição de resistência nula na ponta  $R_p = 0$  (NBR 6122, 2019).

### 2.3.1. Métodos Analíticos

Existem vários métodos para estimativas analíticas de resistência de ponta, como por exemplo: solução de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Vesic (1972), entre outros. No entanto, no presente trabalho, devido à sua alta aplicabilidade para a determinação da capacidade de carga, utilizou-se a teoria de Terzaghi para a parcela de resistência de ponta e resistência por atrito lateral.

Para o cálculo da resistência de ponta da estaca com solicitação de cargas axiais, Terzaghi (1943), determinou a equação a seguir:

$$R_p = A_p \times (c' \times N_c + \gamma' \times D \times N_q + \frac{1}{2} \times B \times \gamma'_b \times N_\gamma) \quad (6)$$

Onde:

$A_p$  – área de ponta da estaca;

$c'$  – coesão do solo no qual se encontra apoiada à estaca;

$\gamma'$  – peso específico aparente natural do(s) solo(s) ao longo da profundidade de instalação da estaca;

$\gamma'_b$  – peso específico aparente natural do solo que ocorre sob a base da estaca;

$D$  – Profundidade de estaca;

$B$  – Diâmetro da estaca;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  – fatores de carga.

Na Tabela 3, são apresentados os valores de capacidade de carga para o modelo de Terzaghi. Os fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_y$  aplicam-se ao caso de ruptura geral, típico de solos de elevada resistência, e  $N_c'$ ,  $N_q'$ ,  $N_y'$  para ruptura local, em solos de solos de baixa resistência).

Tabela 3 -Valores para os fatores de carga, Bowles (1969).

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$N_c'$	$N_q'$	$N_y'$
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,3

Fonte: Bowles (1969), adaptado pelo autor.

Ensaio de campo tendem a solicitar os solos argilosos de forma não drenada. Por esse motivo, nas camadas onde encontra-se esse tipo de material, em estado saturado, considerou-se  $c' = S_u$  e  $\phi' = 0$ . Assim, a resistência de ponta em condição não-drenada é obtida por meio da expressão a seguir:

$$R_p = A_p \times (S_u \times N_c + \gamma' \times D \times N_q) \quad (7)$$

Através de soluções de Meyerhof (1953), para a análise em solos argilosos sob carregamento não drenado, a resistência de ponta pode ser calculada conforme a expressão a seguir:

$$q_{p,ult} = 9,5 \times S_u + \gamma \times L \quad (8)$$

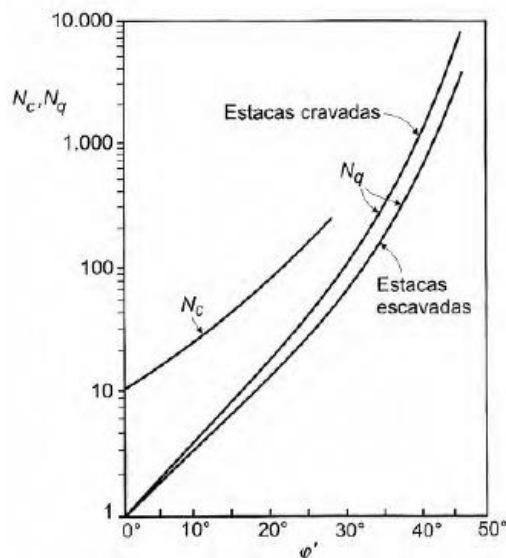
Para o caso de solos granulares segundo Velloso e Lopes (2010), tendo em conta que  $c = 0$ , o autor cita que a resistência de ponta pode ser calculada pela expressão:

$$q_{p,ult} = K_s \times \gamma \times L \times N_q \quad (9)$$



Os valores de  $N_q$  são obtidos da Figura 6, proposta por Meyerhof.

Figura 6 - Valores para os fatores de carga, (Meyerhof, 1953).



Fonte: Meyerhof, 1953.

A resistência por atrito lateral, pode ser determinada tendo em conta o atrito do solo com a estaca ao longo da profundidade, conforme a expressão a seguir:

$$R_l = U \times \sum_{z=0}^{z=L} (\tau_l \times L) \quad (10)$$

Onde:

U – Perímetro da estaca;

$\tau_l$  – resistência ao cisalhamento entre o solo e o fuste da estaca;

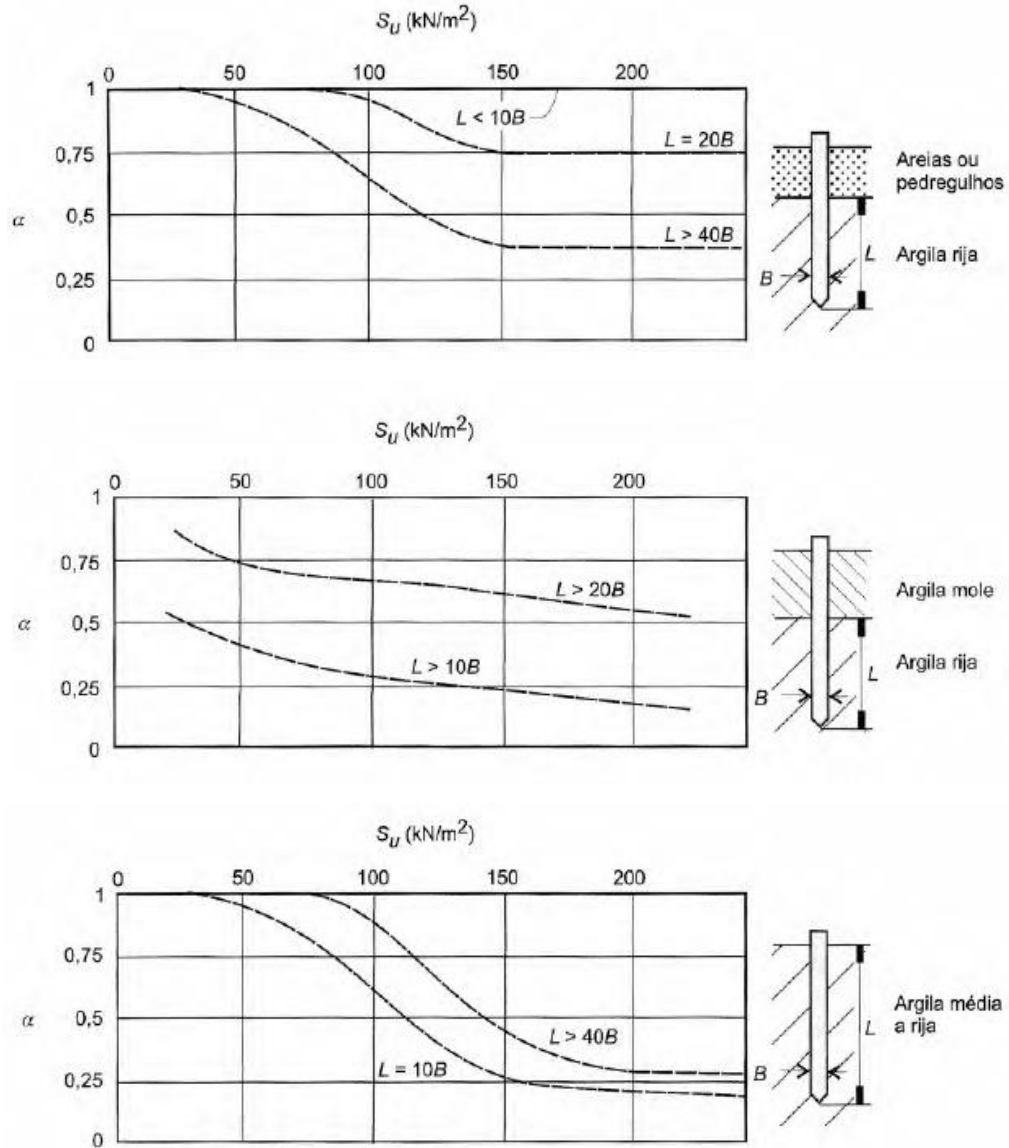
L – Comprimento da estaca com atrito lateral  $\tau_l$ ;

O cálculo da resistência por atrito lateral nas camadas argilosas pode ser feito por meio da equação proposta por Tomlinson (1994), através da resistência não drenada ( $S_u$ ). Esse método é conhecido como Método  $\alpha$  e considera a resistência não drenada da argila antes da instalação da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$\tau_l = \alpha \times S_u \quad (11)$$

Na Figura 7, são apresentadas as curvas para obtenção de  $\alpha$  em função da configuração do terreno de instalação da estaca e dos valores de  $S_u$ .

Figura 7 - Valores para o coeficiente  $\alpha$ .



Fonte: Tomlinson, (1994).

Em solos granulares a resistência lateral pode ser calculada através da expressão:

$$\tau_{l,ult} = \alpha \times \sigma_h \times \text{tg} \delta \quad (12)$$

Onde, se tratando de solos granulares a parcela de aderência  $\alpha = 0$ , e:

$\sigma_h$  - é a tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca;

$\delta$  - é o ângulo de atrito entre estaca e solo.

O ângulo de atrito entre a estaca e o solo pode ser estimado através do proposto por Broms (1966) e Aas (1966), na Tabela 4, a seguir:

Tabela 4 – Ângulo de atrito estaca-solo.

Tipo de Estaca	Ks (Broms, 1966)		$\delta$ ( Aas, 1966)
	Solo fofo	Solo compacto	
Aço	0,5	1	20° - 30°
Concreto	1	2	3/4* $\phi$
Madeira	1,5	3	2/3* $\phi$

\* Tanto em estacas de aço como de concreto com rugosidade normal, é comum adotar  $\delta = \phi'$

Fonte: Broms; Aas, 1966.

### 2.3.2. Métodos Semi Empíricos

Os métodos semi-empíricos segundo norma brasileira 6122 (2019, p.22), são métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos. As correlações permitem que propriedades de deformação sejam estimadas por meio de ensaios diferentes daqueles destinados a observar o comportamento tensão-deformação dos solos (VELLOSO; LOPES; 2010).

Militisky (1986), menciona que *a engenharia da fundação correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT*. Portanto, o cálculo para capacidade de carga através do método semi-empírico tem como base de dados os resultados do ensaio SPT.

No Brasil, os dois métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações em estacas são os conhecidos como Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) (DÉCOURT, 1998).

#### 2.3.1.1 Método Aoki e Velloso 1975

Através da dedução da equação da capacidade de carga ( $R$ ), e as parcelas de resistência lateral ( $Rl$ ), e de ponta ( $Rp$ ), a metodologia Aoki e Velloso

correlacionado ao ensaio CPT, serão determinadas pelos valores da resistência de cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ), conforme segue:

$$R_p = A_p \times \frac{q_c}{F_1} \quad (13)$$

$$R_l = U \times \sum \Delta l \times \frac{f_s}{F_2} \quad (14)$$

Onde  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de escala e execução, e podem ser extraídos da tabela desenvolvida por Aoki e Velloso, 1975.

Tabela 5 - Valores de  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6

Fonte: Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978

Todavia, como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, o valor da resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser substituído por uma correlação com índice de resistência a penetração  $N_{spt}$ , conforme Cintra e Aoki, 2010 relatam.

$$q_c = K \times N_{spt} \quad (15)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), essa substituição possibilita exprimir o atrito lateral em função de  $N_{spt}$ , com a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (16)$$

Em que os valores de  $k$  e  $\alpha$  adotados por Aoki e Velloso (1975) constam na Tabela 6, a seguir.

Tabela 6 - Valores de K e  $\alpha$ .

Tipo do solo	K (MPa)	$\alpha$ %
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltosa-argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo-siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno-argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno-siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila Silto-arenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978.

Portanto, ao substituir a equação 15 na equação 13, obtém-se a expressão final para calcular a parcela de resistência de ponta conforme proposto pela metodologia Aoki e Velloso (1975). Seguindo a mesma lógica, com procedimento análogo determina-se a parcela de resistência lateral.

$$R_p = A_p \times \frac{K \times N_{spt}}{F_1} \quad (17)$$

$$R_l = U \times \frac{\sum \alpha \times K \times N_{spt}}{F_2} \quad (18)$$

Para o cálculo final da carga de ruptura em uma estaca, utiliza-se segundo Aoki e Velloso (1975), a expressão a seguir:

$$R_{rup} = \frac{R_p}{2} + \frac{R_l}{4} \quad (19)$$

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), o fator de segurança que deve ser utilizado no cálculo da capacidade de carga por métodos semi-empíricos é da ordem de 2. Portanto, a carga admissível nas estacas é expressa pela seguinte equação:

$$R_{adm} = \frac{R_{rup}}{2} \quad (20)$$

### 2.3.1.2 Método Décourt e Quaresma 1978

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT (Décourt e Quaresma, 1978).

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral ( $R_l$ ) é feita com o valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste ( $R_l$ ) (CINTRA; AOKI, 2010).

A resistência de ponta segundo os autores é dada por:

$$R_p = A_p \times q_p \quad (21)$$

Onde:

$A_p$  = área de ponta da estaca;

$q_p = C \cdot N$ ;

Na qual o coeficiente  $C$ , são retirados da Tabela 7, proposta pelos autores Décourt e Quaresma, 1978. No entanto, a incógnita  $N$  são valores do SPT médio medido na ponta de estaca, imediatamente anterior e imediatamente posterior à ponta.

Tabela 7 - Fatores característicos do solo "c".

Tipo do solo	C (kPa)	C* (kPa)
Argilas	120	100
Silte argiloso (solo residual)	200	120
Silte arenoso (solo residual)	250	140
Areia	400	200

\* Estaca escavada com lama bentonítica

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

Para o cálculo da parcela correspondente ao atrito lateral ( $R_l$ ) é dada pela expressão:

$$R_l = A_l \times q_l \quad (22)$$

Onde:

Al = área lateral da estaca;

$$q_l = \left(\frac{N}{3} + 1\right);$$

N = média dos valores de SPT ao longo do fuste. Na determinação de N os valores de SPT menores que 3 devem ser considerados igual a 3 e, maiores que 50, iguais a 50

Décourt e Quaresma (1978) propõem para o método o emprego de fatores de segurança específicos para a resistência de ponta e resistência lateral, com valores de 4,0 e 1,3 respectivamente.

$$R_{adm} = \frac{R_p}{4} + \frac{R_l}{1,3} \quad (23)$$

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1. INFORMAÇÕES DA ESTRUTURA

O projeto analisado refere-se a uma estrutura a ser construída em elementos pré-moldados. No contexto do projeto em questão, a tabela de cargas da estrutura foi compilada pelos engenheiros estruturais responsáveis pela obra em Araquari. Os dados relacionados estão apresentados na Tabela 8, que resume as cargas calculadas que serão transferidas para o terreno.

Tabela 8 - Cargas atuantes por estacas nos blocos.

Blocos	CARGAS DE PROJETO		
	Carga Permanentes por estaca		
	N- (kN)	N+ (kN)	H (kN)
BL1	-	550	12
BL2	-32,6	340	13
BL3	-56	320	-
BL4	-56	320	-
BL5	-	550	-
BL6	-	100	-
BL7	-54	120	-
BL8	-	250	-
BL9	-30	150	-
BL10	-41,2	400	32

Fonte: Projetista estrutural, adaptado por autoria própria (2024). N+ compressão; N- tração e; H horizontal

Com base nos dados fornecidos pela equipe de projetistas da estrutura, foi possível identificar a área que servirá como objeto de estudo. Como resultado, foi definida uma região na qual as cargas aplicadas nos pilares serão predominantemente axiais, ou seja, de compressão.

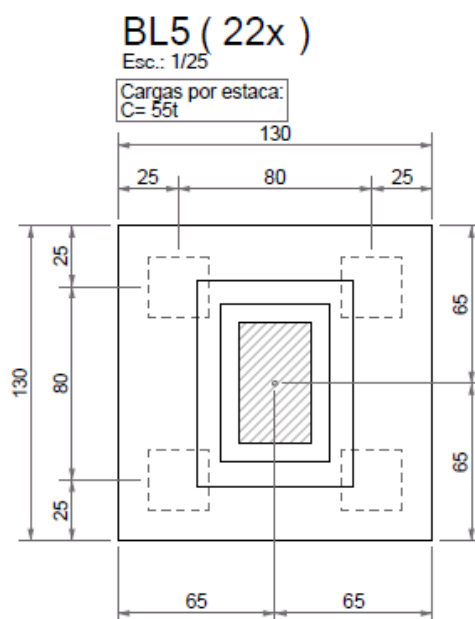
A região do projeto escolhida para amostra do estudo foi determinada a critério da proximidade com os pontos de ensaio de campo executados pelo terreno.

O pilar utilizado como base para este estudo tem dimensões de 50x30 cm e está associado ao bloco 5 (BL5), conforme observado na Figura 8. Em sua estrutura,



atua uma carga axial de 55 toneladas por estaca. Considerando que existem quatro estacas nos blocos, o esforço total atuante no bloco é de aproximadamente 220 toneladas, equivalente a 2200 kN.

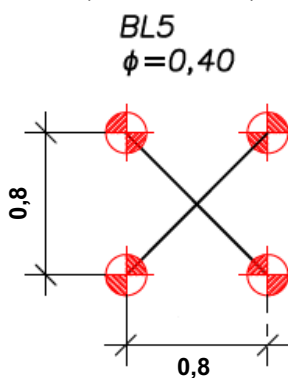
Figura 8 - Detalhamento do pilar com bloco.



Fonte: Empresa projetista estrutural, 2023

No projeto original, optou-se por fundações profundas do tipo hélice contínua, com diâmetros variando entre 50 cm, 40 cm e 30 cm. No entanto, para o bloco 5 especificou-se a instalação de quatro estacas com diâmetro de 40 cm, distribuídas de forma estratégica com um espaçamento de 0,80 metros entre elas e cotas de embutimento de 14 metros de profundidade.

Figura 9 - Projeto de estaca hélice contínua, bloco 5.

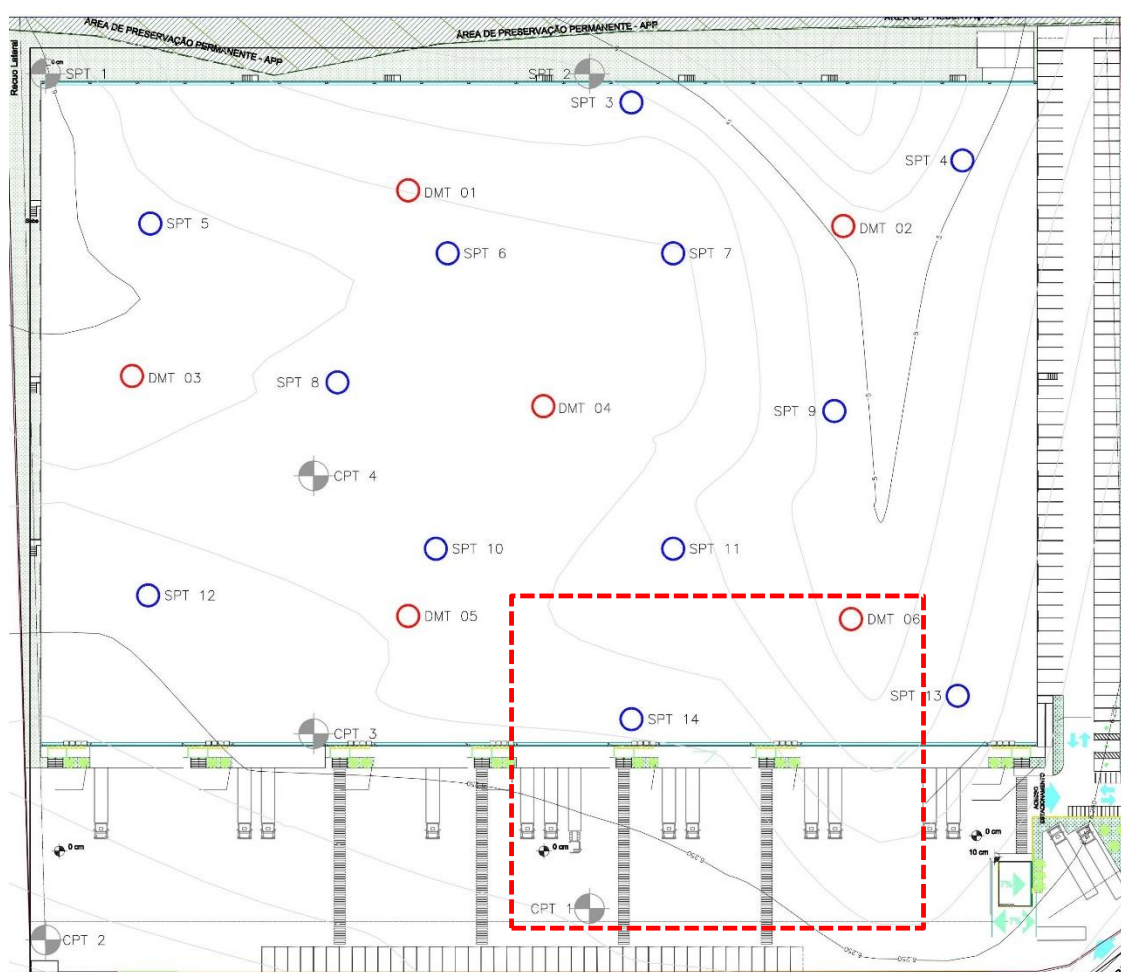


Fonte: Empresa projetista estrutural, 2023.

Na área foram executados 14 ensaios tipo SPT e 4 ensaios CPT, com um cone mecânico tipo Begemann, com diâmetro de 3,57 cm, área de ponta de 10 cm<sup>2</sup> e área de luva de atrito de 150 cm<sup>2</sup>.

Além dessas sondagens, foi realizado no subsolo um ensaio Dilatométrico (DMT) O equipamento utilizado para a cravação da ponteira foi um penetrômetro com sistema hidráulico, (Pagani Geotechnical Equipment). Na Figura 10, são exibidos os pontos de sondagens realizados no terreno.

Figura 10 - Planta locação de pontos de ensaio.



Fonte: Empresa executora dos ensaios, 2023.

Através do mapeamento de pontos de ensaio, é possível observar, na região indicada onde encontra-se o pilar escolhido, os pontos de ensaio próximos à região são os dos testes conforme mostrado na Tabela 9.

Tabela 9 - Pontos de ensaio da região do bloco 5.

PONTOS DE ENSAIO	
Tipo de Ensaio	Ponto
SPT	SPT 14
CPT	CPT 1
DMT	DMT 6

Fonte: Aatoria própria (2024)

### 3.2 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O estudo em questão é baseado nas informações relativas a um empreendimento executado no município de Araquari, no norte de Santa Catarina. Para o desenvolvimento do trabalho dispõe-se da coleta de dados fornecidos pela empresa colaboradora com o estudo de caso, assim como, interpretação dos dados e parâmetros, que serviram como base na escolha dos métodos utilizados para construção das planilhas de cálculo.

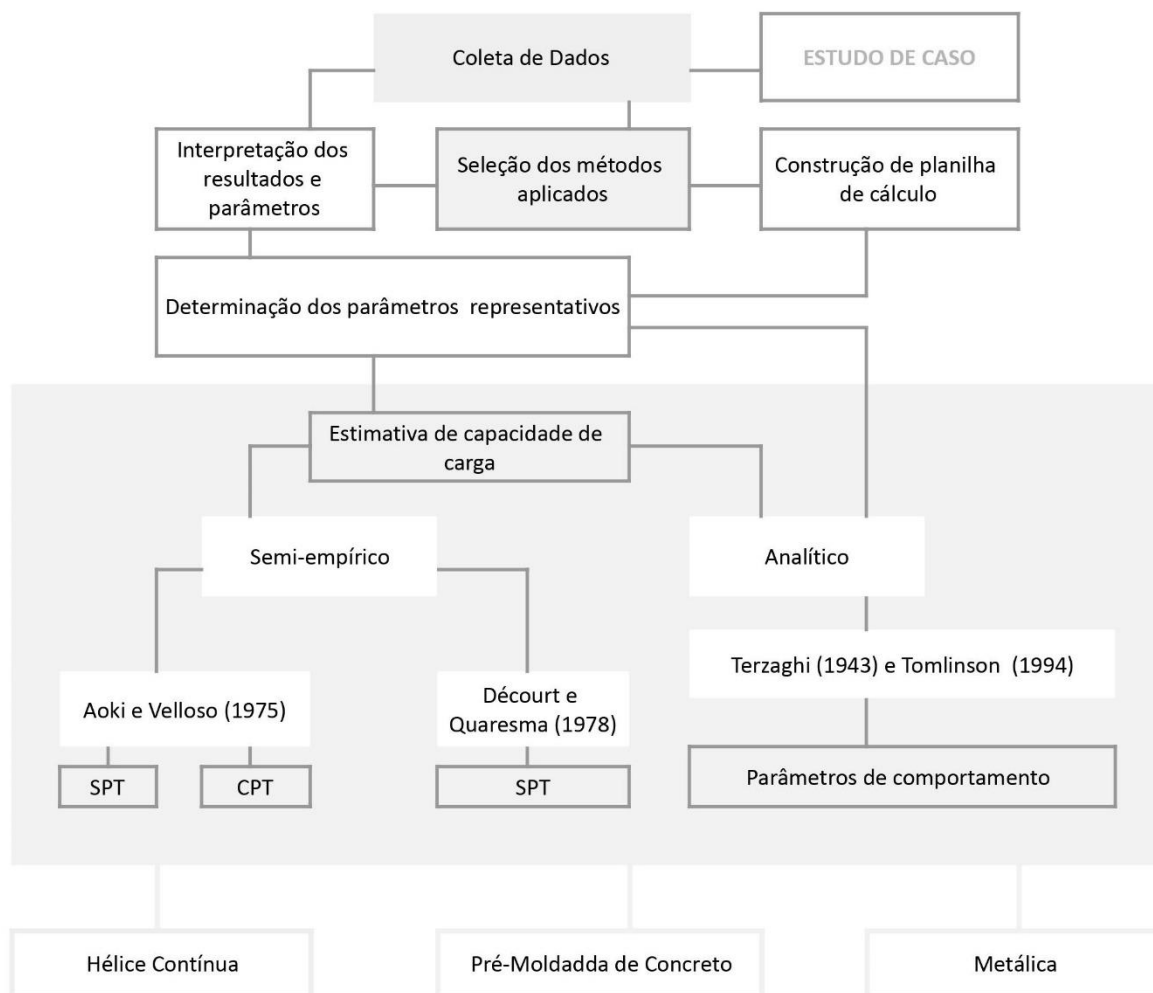
O objetivo do trabalho consiste em prever a capacidade de carga de diferentes soluções de fundações profundas (estacas metálicas tubulares, pré-moldadas de concreto e hélice contínua) aplicadas a este caso, considerando também o uso de diferentes modelos de previsão de comportamento (de base analítica e semi-empírica) e dados de investigação geotécnica produzidos pelos três diferentes ensaios de campo previamente mencionados.

Assim, com o auxílio das planilhas foi estimada a capacidade de carga para dois tipos de modelos: analíticos, os quais fez uso de parâmetros do comportamento do solo; e semi-empíricos, os quais fez-se uso das abordagens de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), onde embasou seus resultados através dos ensaios SPT, CPT e DMT.

Para o método analítico, a determinação dos parâmetros utilizados para os cálculos, teve como critério o uso da Tabela 20 abordada no capítulo 4.1, proposta por Schnaid (2000), referente a avaliação de precisão das correlações de parâmetros para cada tipo de ensaio “in situ”.

As análises seguirão o fluxograma a seguir, com base nas etapas que procederão para o dimensionamento final da fundação:

Figura 11 - Fluxograma para o dimensionamento.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Para a determinação dos parâmetros iniciais do dimensionamento das fundações, foi realizado o estudo de um perfil geotécnico, referente às sondagens realizadas em Araquari. Para o caso da sondagem SPT, a análise do boletim de ensaio e do  $N_{spt}$  fornecido pela empresa projetista permitiu a determinação de parâmetros geotécnicos, possibilitando o cálculo da capacidade de carga por meio de métodos semi-empíricos e analíticos.

Para a escolha do diâmetro ou dimensão das estacas hélice contínua e pré-moldadas de concreto, foi utilizado as características técnicas disponíveis no mercado de trabalho. Para as estacas metálicas tubular (ponta aberta), foi utilizado o uso de

catálogo de cargas e dimensões disponibilizadas pela Tuper (2021). Em seguida, equiparou o número de estacas necessárias para igualar ou exceder a carga máxima solicitada no bloco.

Como premissa para as análises, buscou-se trabalhar com soluções de quatro estacas, de forma a compará-las com a proposta original mencionada no capítulo 3.2 do estudo de caso. Assim, a seção estrutural das estacas foi escolhida para permitir a distribuição dos esforços utilizando quatro elementos de estaca em todas as situações analisadas.

O critério da escolha seguiu a favor do uso frequente dessas fundações na região. - As dimensões e demais informações das estacas escolhidas são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10 - Dados estacas de estudo.

	HÉLICE CONTÍNUA	PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO	ESTACA METÁLICA
	Ø 40cm	23,5 x 23,5 cm	244X6,35mm
Carga Máx. Tabelada	600 kN	625 kN	725,78 kN
Nº de estacas	4	4	4
Diâmetro	40 cm	-	24,4cm
Área de ponta	0,1256 m <sup>2</sup>	0,05522 m <sup>2</sup>	0,00399m <sup>2</sup>
Perímetro	1,256 cm	0,940 cm	0,766cm

Fonte: Autoria própria, 2024.

Para o cálculo da capacidade de carga utilizando estaca metálica tubular com seção circular, foram empregadas as propriedades geométricas do catálogo "Estacas Tubulares Tuper com Conexões Rápidas", com limite de tensão de escoamento admitido de 310 MPa, conforme indicado pela norma ASTM A522/2019 – Grade 3. O modelo utilizado possui dimensões de 244 mm de diâmetro e 6,35 mm de espessura.

As estacas metálicas executadas em solos sujeitos a erosão, que possam ficar expostas ou que tenham sua cota de arrasamento acima do nível do terreno devem ser protegidas ou ter sua espessura de sacrifício definida em projeto, conforme indicado na NBR 6122 (2022, p.45). De acordo com essa norma, que especifica as espessuras de compensação de corrosão, utilizou-se como base para este trabalho a classe "solos em estado natural e aterros controlados", determinando-se uma espessura de sacrifício de 1 mm. Esta medida visa assegurar a durabilidade e a

integridade estrutural das estacas ao longo do tempo, considerando as condições ambientais específicas.

### 3.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDOS

A região de Araquari, na qual foi executado o projeto analisado neste trabalho, está situada na região norte do estado de Santa Catarina. A cidade possui uma mistura de áreas urbanas e rurais, com uma paisagem marcada por uma abundância de vegetação nativa e uma proximidade significativa com a costa litorânea.

A Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), responsável pelo serviço geológico do Brasil, elaborou um mapa geológico do estado de Santa Catarina em 2014, o qual serviu como referência para este estudo.

O mapa geológico identifica na região de Araquari a predominância de solos sedimentares. Parte do território encontra-se em terrenos de depósitos de planície de maré e de Pântanos e Mangues. O solo na área apresenta características bastante variáveis: em certas porções, encontram-se sedimentos argilo-arenosos pouco selecionados, ricos em matéria orgânica, depositados em ambientes de baixa energia sob a influência das marés. Em outras áreas, são observadas areias quartzosas e siltico-argilosas, também pouco selecionadas e igualmente enriquecidas com matéria orgânica, resultado da influência das marés acima do nível atual dos manguezais.

Além disso, com menor representatividade espacial ocorrem depósitos eólicos, onde se observa a presença de areias quartzosas finas a médias, com morfologia característica de dunas transversais e barcanas arranjadas às margens de praia. Esses depósitos também incluem ocorrências limitadas de areias eólicas subatuais.



Os boletins de sondagem usados na construção da estratigrafia são apresentados nas Figuras 13, 14, 15 e 16.

Figura 13 - Boletim 1 de Sondagem SPT, furo 14.

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
	1º	2º	3º	N°	N	QUEDA DE 75cm PESO DE 66 kg				
				30cm INICIAIS	30cm FINAIS	10	20	30		
	4	4	6	8	10				1	ATERRO (SILTE ARENOSO, MARROM)
	15	15	15						2	1,30
	1	1	1	2	2				3	ARGILA ARENOSA, CINZA ESCURO, MUITO MOLE
	29	15	15	44					4	3,65
	1	1	2	2	3				5	ARGILA ARENOSA, CINZA CLARO, MUITO MOLE
	15	15	20						6	5,90
	P	1		P	1				7	AREIA FINA ARGILOSA, CINZA ESCURO, POUCO COMPACTA
	28	37		65	37				8	ARGILA MUITO ARENOSA, CINZA, MOLE A MEDIA
	P			P					9	8,85
	100			100					10	SILTE POUCO ARGILOSO, VERDE COM PIMENTAÇÃO BRANCA, MÉDIO
	2	3	3	5	6				11	10,55
	15	15	15						12	SILTE POUCO ARGILOSO, VERDE COM PIGMENTAÇÃO BRANCA, MUITO RIJO A DURO
	1	2	2	3	4				13	
	15	15	15						14	
	2	3	3	5	6				15	
	15	15	15						16	
	3	3	5	6	8				17	
	15	15	15						18	
	2	4	6	6	10				19	
	15	15	15						20	
10	15	25	25	40				21		
15	15	15						22		
9	11	12	20	23				23		
15	15	15						24		
13	16	18	29	34				25		
15	15	15						26		
8	10	13	18	23				27		
15	15	15						28		
7	9	11	16	20				29		
15	15	15						30		
9	12	18	21	30				31		
15	15	15						32		
7	9	15	16	24				33		
15	15	15						34		
10	14	23	24	37				35		
15	15	15						36		
12	17	20	29	37				37		
15	15	15						38		

Fonte: Empresa, responsável pelos ensaios (2023).

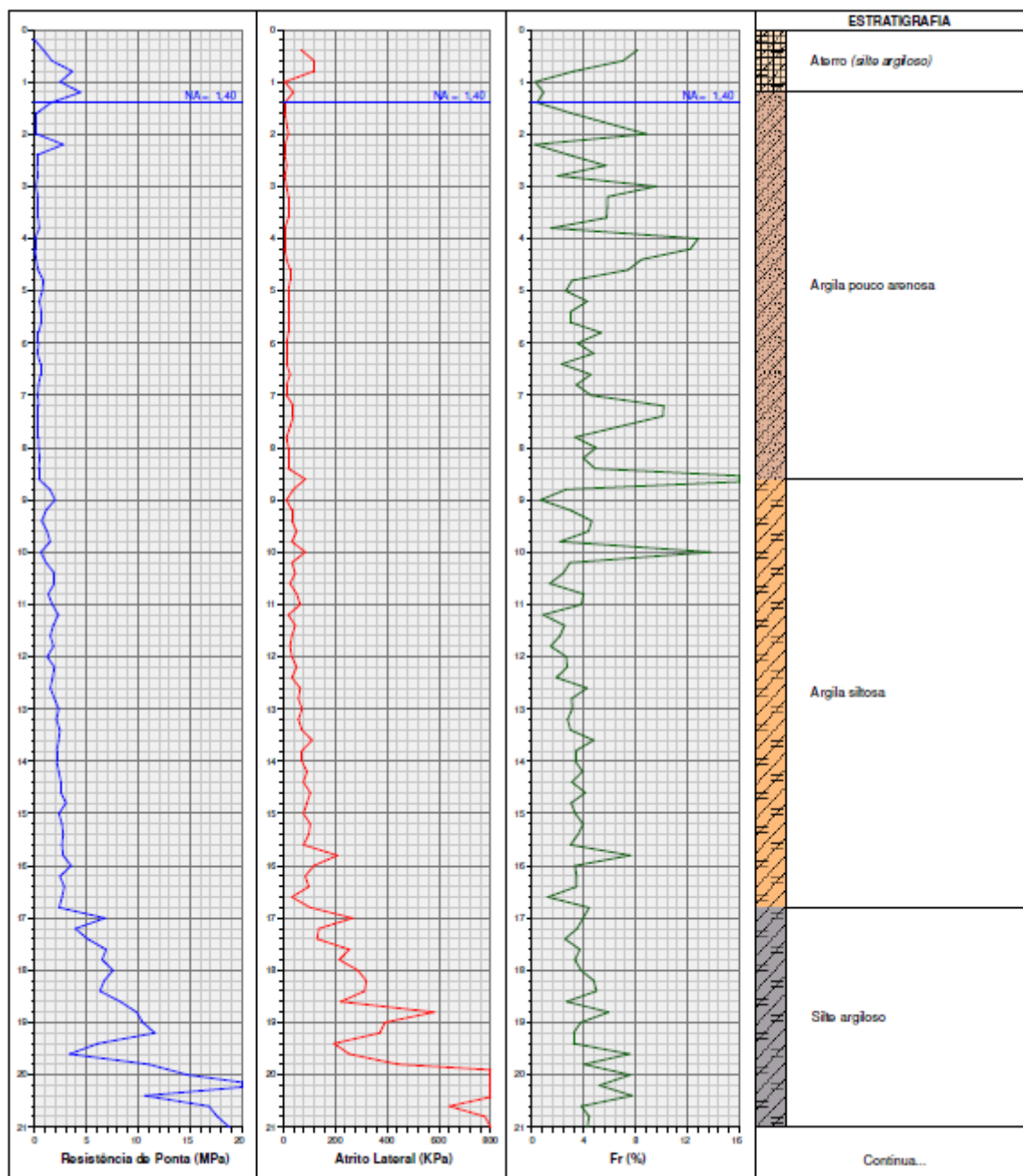


Figura 14 - Boletim 2 de Sondagem SPT, furo 14.

PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	
	1º	2º	3º	Nº	N	Ø 2"	QUEDA DE 75cm				
				30cm	30cm	Ø 1 1/8"	PESO DE 66 kg				
			INICIAIS	FINAIS	10	20	30				
	9	13	17	22	30	10	20	30	21	SILTE POUCO ARGILOSO, VERDE COM PIGMENTAÇÃO BRANCA, MUITO RIJO A DURO	
	15	15	15						21,74		
	18	25	20	43	45	10	20	30	22	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM (DE ACORDO COM A NBR 6484/20 - PROCEDIMENTO 5.2.4.4) PARA MAIOR APROFUNDAMENTO DA CAMADA SUGERIMOS A EXECUÇÃO DE SONDADEM ROTATIVA	
	15	15	9						24		23
									24		
									25		
									26		
									27		
									28		
									29		
									30		
									31		
									32		
									33		
									34		
									35		
									36		
									37		
									38		
									39		
									40		

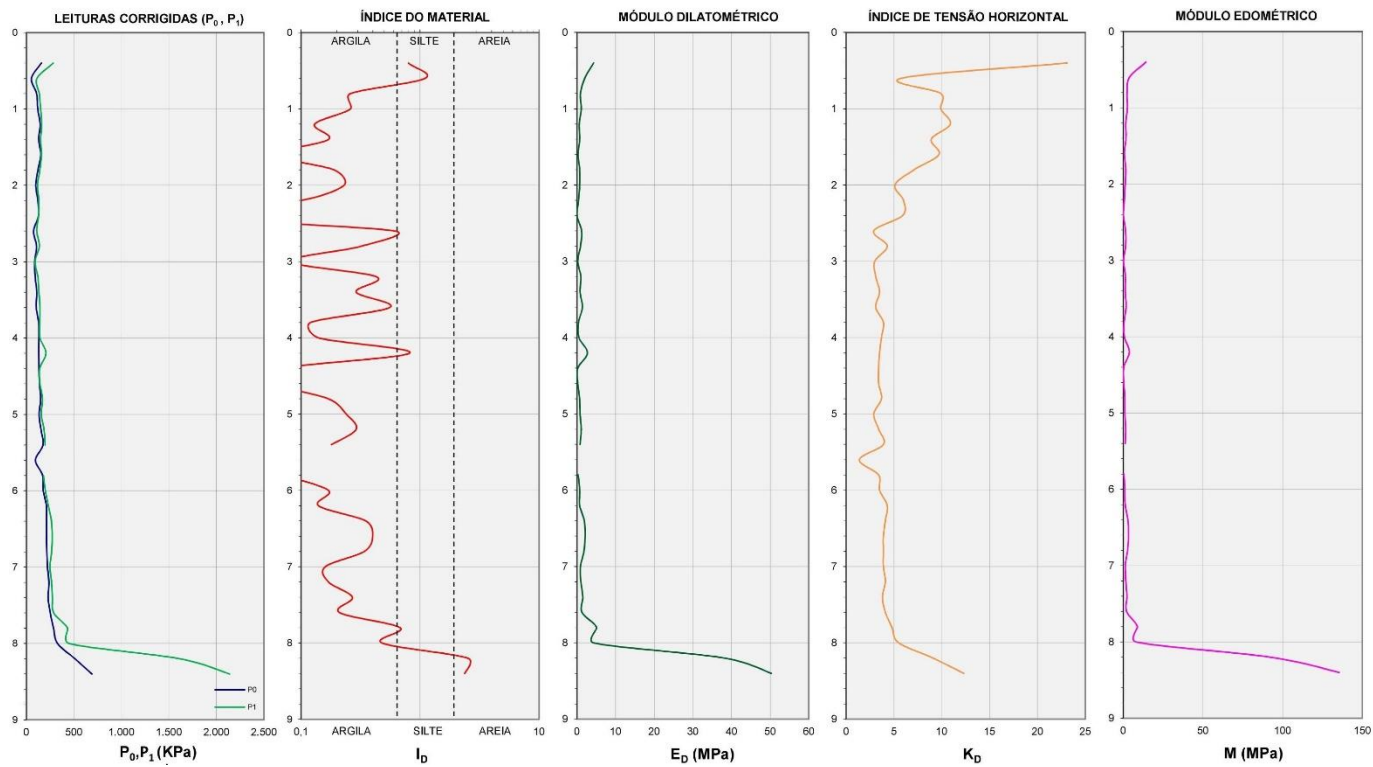
Fonte: Empresa, responsável pelos ensaios (2023).

Figura 15 - Boletim de sondagem CPT, furo 1.



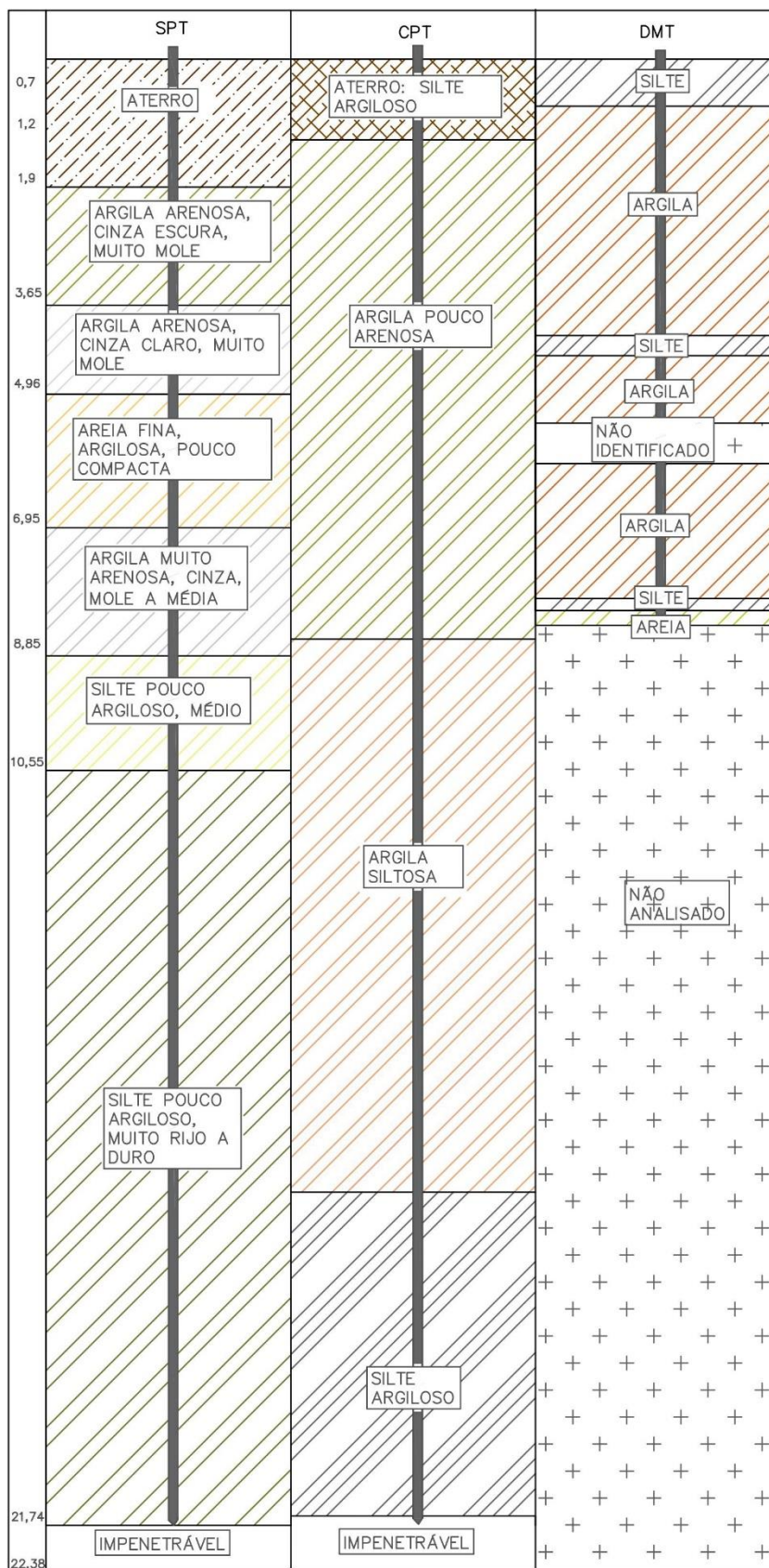
Fonte: Empresa, responsável pelos ensaios (2023).

Figura 16 - Boletim de sondagem DMT, furo 6.



Fonte: Empresa, responsável pelos ensaios (2023).

Figura 17 - Estratigrafia das camadas de solo do bloco 5, através de ensaios SPT, CPT e DMT.



Fonte: Autoria própria, 2024

Observa-se que, o perfil estratigráfico do ensaio SPT 14 e CPT 1, descreve mais detalhadamente os tipos de material que compõem o terreno que o ensaio DMT 6. O ensaio SPT descreve o terreno homogêneo, considerando coloração, textura e compactidade/consistência (estas classificadas por meio do número de golpes  $N_{spt}$ ). A estratigrafia oriunda do ensaio CPT se baseia fundamentalmente nas medidas de  $q_c$  e  $f_c$ , tendo em conta basicamente a textura do material. O perfil gerado no ensaio CPTU é mais genérico.

Observa-se que há uma predominância de solos finos nessa região. Quando há presença de areias, conforme demonstrado pelo ensaio SPT entre a cota de 5,90 até 6,90 metros, trata-se de materiais de baixa compactidade e resistência.

Por outro lado, ao comparar os ensaios entre si, é notável uma similaridade entre eles, no entanto, os resultados não se mostram totalmente convergente, dado que, no ensaio SPT foi verificada uma parcela de camada de areia em uma profundidade que nos outros ensaios não foi identificada. É também, verificado uma familiaridade entre os ensaios SPT e CPT, enquanto o ensaio DMT é mais abrangente quanto a classificação do solo.

Contudo, a Figura 17 deixa claro a predominância de um solo argiloso nas camadas de estudo, cenário identificado em todos os três boletins de sondagem.

### 3.4. MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA EMPREGADOS

#### 3.4.1 Métodos Analíticos

Para o dimensionamento de cada tipo de estaca usando métodos analíticos, seguiram-se as etapas anteriormente descritas no item 2.3.2 - Método Analítico, e utilizaram-se os parâmetros descritos no item 4.1 – Interpretação dos perfis estratigráficos, posteriormente apresentado. O cálculo para a obtenção da resistência lateral e de ponta das estacas foi subdividido em duas categorias: drenada e não drenada. A escolha do método apropriado baseou-se na análise do tipo de material que compunha cada camada do solo. Além disso, foram consideradas as propriedades específicas de cada tipo de solo para garantir a precisão e a segurança no dimensionamento das estacas.

A Tabela 11 exemplifica o material e as expressões de cálculo para o dimensionamento.

Tabela 11 - Equações para o método analítico.

		FORMULÁRIO		
Solo	Condição	Equação	Autor	Considerações
		$Rp = Ap \times (c' \times Nc' + y' \times D \times Nq' + \frac{1}{2} \times B \times y'_b \times Ny')$		$c = 0$ $\delta = 3/4 * \phi$
Areia	Drenada	$Rl = U \times \sum_0^L ((\tau l \times L)$ $\tau l_{ult} = \alpha \times \sigma \times tg\delta$	Terzaghi (1943)	
Argila	Não Drenada	$Rp = Ap \times (Su \times Nc' + y' \times D \times Nq')$ $Rl = U \times \sum_0^L ((\tau l \times L)$ $\tau l = \alpha \times Su$	Terzaghi (1943)  Tomlinson (1994)	$\phi = 0$ $Dr = 0$

Fonte: Autoria própria, 2024.

Para cada tipo de solo foi utilizada uma abordagem específica: em solos granulares os cálculos foram realizados considerando a condição drenada; já em solos argilosos, adotou-se a condição não drenada.

Como existem três ensaios disponíveis para caracterização do terreno, e múltiplas correlações para estimativas de  $\phi'$  e  $Su$ , foram obtidos também múltiplos conjuntos de resultados para cada material identificado nas sondagens. Assim, previamente à definição dos parâmetros considerados representativos, fez-se uma análise do conjunto de dados obtidos, tendo em conta que os ensaios CPT e DMT tem maior qualidade que o SPT. Os resultados obtidos foram comparados com as faixas de ocorrência dos valores de  $\phi'$  e  $Su$  tipicamente reportadas na literatura.

Para assegurar um dimensionamento preciso, utilizaram-se os valores de  $Su$  obtidos do ensaio CPT, devido à sua frequência e qualidade na determinação desse parâmetro. Já os valores de  $\phi'$  adotados nos cálculos foram baseados nos dados obtidos pelo ensaio DMT através de equações analíticas propostas por Marchetti (1997). A escolha desses parâmetros levou em consideração a precisão demonstrada por esses ensaios na estimativa do parâmetro, conforme reportado na Tabela 20 de Schnaid (2000), abordada no capítulo 4.1 posteriormente.

Com base nas análises realizadas no presente estudo, verificou-se que o solo apresenta baixa resistência. Portanto, as capacidades de carga foram estimadas utilizando-se os fatores  $N_c'$ ,  $N_q'$ ,  $N_y'$ , conforme a teoria proposta por Velloso e Lopes. Essa abordagem garantiu uma avaliação precisa das condições do solo.

### 3.4.2 Métodos Semi-empíricos

#### 3.4.2.1 Aoki e Velloso (1975) - SPT

Estabeleceu-se a resistência à penetração média do ponto estudado através do  $N_{spt}$  identificado no laudo SPT para cada camada, determinando posteriormente o valor típico para  $\alpha$  e o coeficiente K, conforme segue na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros ensaio SPT - Aoki e Velloso (HC, PMC e Metálicas)

Prof.	Camadas	Parâmetros ensaio SPT Aoki e Velloso			
		N	$N_p$	K (KPa)	$\alpha$
1	Aterro	10	10	0	0
2	Argila arenosa, cinza escuro, muito mole	3	5,33	350	0,024
3		3	3	350	0,024
4	Argila arenosa, cinza claro, muito mole	3	3	350	0,024
5		3	3	350	0,024
6	Areia fina argilosa, pouco compacta	3	3	600	0,03
7	Argila muito arenosa, cinza, mole a média	6	4,33	350	0,024
8		4	4,67	350	0,024
9	Silte pouco argiloso, médio	6	6	230	0,034
10		8	8	230	0,034
11		10	20	230	0,034
12		40	24,33	230	0,034
13		23	31,67	230	0,034
14		32	26	230	0,034
15		23	25	230	0,034
16	Silte pouco argiloso, muito rijo a duro	20	24,33	230	0,034
17		30	24,67	230	0,034
18		24	30,33	230	0,034
19		37	32,67	230	0,034
20		37	34,67	230	0,034
21		30	37,33	230	0,034

Fonte: Autoria própria, 2024.

Após a seleção dos parâmetros representativos do solo, foi calculada a parcela de resistência de ponta e lateral. Com esses valores, foi possível determinar a carga admissível para cada profundidade das camadas, seguindo a metodologia descrita no item 2.3.1.1 - Método Aoki e Velloso (1975). Foram aplicadas as Equações 17 e 18 para calcular as resistências individuais, e a Equação 20 para obter a carga admissível total.

#### 3.4.2.2 Aoki e Velloso (1975) - CPT

Utilizando os dados do ensaio CPT, aplicou-se o método de Aoki e Velloso (1975). Esse método oferece uma abordagem eficaz para converter as informações obtidas no relatório do ensaio em valores de resistência de ponta, resistência lateral e carga admissível.

Primeiramente, as camadas do solo foram analisadas e classificadas conforme o tipo de solo presente. Utilizando os dados fornecidos pelo ensaio de Penetração de Cone (CPT) 1, foram preenchidas nas planilhas as parcelas de resistência do cone ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ), parâmetros detectados pelo laudo técnico. Na Tabela 13, são apresentados os parâmetros extraídos do ensaio CPT, que serão utilizados no cálculo da capacidade de carga para os três tipos de estacas.



Tabela 13 - Parâmetros do ensaio CPT - Aoki e Velloso (HC, PMC e Metálicas).

Prof.	Camadas	Parâmetros do ensaio CPT Aoki e Velloso	
		qc (KPa)	fs (KPa)
1	Aterro, silte argiloso	2470	6,54
2		220	19,62
3		140	13,08
4		50	6,54
5	Argila pouco arenosa	750	19,62
6		370	13,08
7		290	13,08
8		400	19,62
9	Argila siltosa	1980	13,08
10		620	85,02
11		1710	65,4
12		1230	32,7
13		2320	71,94
14		2140	71,94
15		2350	78,48
16	Silte argiloso	3540	117,72
17		6790	268,14
18		7590	287,76
19		10440	392,4
20		14770	1118,34
21		18810	800

Fonte: Autoria própria, 2024.

Para os dados referentes às dimensões das estacas, área de ponta, perímetro e resistência inicial tabelada, foram utilizados os mesmos valores da Tabela 8 mencionada anteriormente. A carga admissível para as estacas foi determinada aplicando a metodologia proposta no item 2.3.1.1 - Método Aoki e Velloso (1975), utilizando as Equações 13 e 14 para calcular as parcelas de resistência de ponta e lateral, respectivamente, e a Equação 20 para a capacidade de carga admissível final.

#### 3.4.2.3 Décourt e Quaresma (1978)

Através do método de Décourt e Quaresma, (1978), com as informações estabelecidas sobre o tipo de estaca, é possível calcular a resistência média à penetração no ponto estudado utilizando o valor de  $N_{spt}$  identificado nas camadas do ensaio SPT. Além disso, determinou-se os fatores de carga específicos para cada tipo de solo em diferentes profundidades, bem como os valores típicos para  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo da estaca. Na Tabela 14 é representado os parâmetros representativos para os cálculos da capacidade de carga.

Tabela 14 - Parâmetros do ensaio SPT - Décourt e Quaresma (HC, PMC e Metálicas).

Prof.	Camadas	Parâmetros do ensaio SPT		
		Décourt e Quaresma		
		N	Np	C (kpa)
1	Aterro silte argiloso	10	10	0
2	Argila arenosa, cinza escuro, muito mole	3	5,3	100
3		3	3	100
4	Argila arenosa, cinza claro, muito mole	3	3	100
5		3	3	100
6	Areia fina argilosa, pouco compacta	3	4,6	200
7	Argila muito arenosa, cinza, mole a média	6	6,4	100
8		4	11	100
9	Silte pouco argiloso, médio	6	16,6	120
10		8	5,5	120
11		10	20	120
12		40	24,3	120
13	Silte pouco argiloso, muito rijo a duro	23	31,7	120
14		32	30,1	120
15		23	30,9	120
16		20	30,8	120
17		30	31,9	120
18		24	33,8	120
19		37	34,6	120
20		37	37,3	120
21		30	37,3	120

Fonte: Autoria própria, 2024

Nota-se que os valores assumidos para  $\beta$  são uniformemente definidos como 1 para os três tipos de estacas. Por outro lado, os valores de  $\alpha$  são iguais a 1 apenas para as estacas pré-moldadas e metálicas.

Na sequência, para o cálculo da parcela da resistência de ponta e lateral foram utilizadas as Equações 21 e 22 respectivamente, e para o cálculo da resistência à ruptura utilizou-se a soma da resistência de ponta com a resistência lateral acumulada. Por fim, para obter a carga admissível na camada utilizou-se a Equação 23.

Décourt e Quaresma (1978), propuseram o emprego de fatores de segurança específicos para a resistência de ponta e resistência lateral, com valores de 4,0 e 1,3 respectivamente.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. INTERPRETAÇÃO DOS PERFIS ESTRATIGRÁFICOS

Posteriormente à obtenção do perfil estratigráfico do solo no local, procedeu-se à determinação das propriedades geotécnicas do solo. Essa análise envolveu a obtenção de parâmetros fundamentais, tais como ângulo de atrito, peso específico, densidade relativa, resistência não drenada, entre outros, empregando mais de uma abordagem metodológica. A obtenção desses parâmetros por meio de múltiplas abordagens permitiu uma avaliação abrangente das características do solo.

Inicialmente, foi estimado o peso específico para cada camada através das correlações de resistência a penetração e compactidade de Godoy (1972). Verifica-se na Tabela 15, as correlações originadas pelo autor referente a solos argilosos, e na Tabela 16, refere-se a solos arenosos.

Tabela 15 - Peso específico de solos argilosos.

Nspt	Consistência	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
< 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
$\geq 20$	Dura	21

Fonte: Godoy, 1972.

Tabela 16 - Peso específico de solos arenosos.

Nspt	Compactidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia Seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouca compacta	16	18	19
9 - 18	Médiamente compacta	17		
19 - 40	Compacta		19	20
$\geq 40$	Muita compactidade	18	20	21

Fonte: Godoy, 1972.

Em seguida, determinou-se a densidade relativa através das abordagens relacionadas ao ensaio SPT, na qual foi feito o uso da resistência a penetração

disponibilizada pelo laudo, e aplicado a correção para  $N_{60}$  utilizando a expressão a seguir apresentada por Heidemann, (2023):

$$N_{60} = \frac{N_{spt} \times \text{Energia aplicada}}{0,6} \quad (24)$$

Assumiu-se uma energia aplicada de 70%.

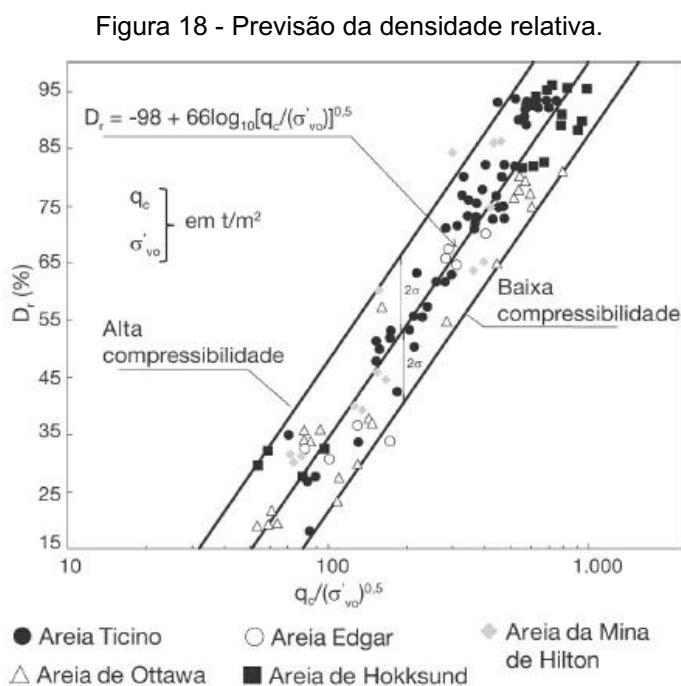
Para o cálculo da densidade relativa  $D_r$ , através de dados do ensaio SPT, utilizou-se como embasamento na metodologia de Skempton, (1986):

$$D_r = \left( \frac{N_{60}}{0,28 \times \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2} \quad (25)$$

Jamiolkowski et al. (1985), desenvolveu a expressão para o cálculo da densidade relativa através do ensaio CPT, com incentivo de dados utilizados pelo autor Mayne (2006).

$$D_r = -98 + 66 \times \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad (26)$$

Lancellotta (1985), desenvolveu uma previsão da densidade relativa utilizando a razão entre os valores de  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$ .



Fonte: Lancellotta, 1985.

Para determinar o ângulo de atrito de cada tipo de solo, foi estimada através de dados da sondagem fornecidos, as correlações baseadas no SPT são apresentadas por De Mello, 1971 conforme segue a expressão:

$$(1,49 - Dr) \times \tan\phi' = 0,712 \quad (28)$$

Para determinação do ângulo de atrito com base no CPT, foi utilizado metodologias que regem o proposto por Mayne (2006):

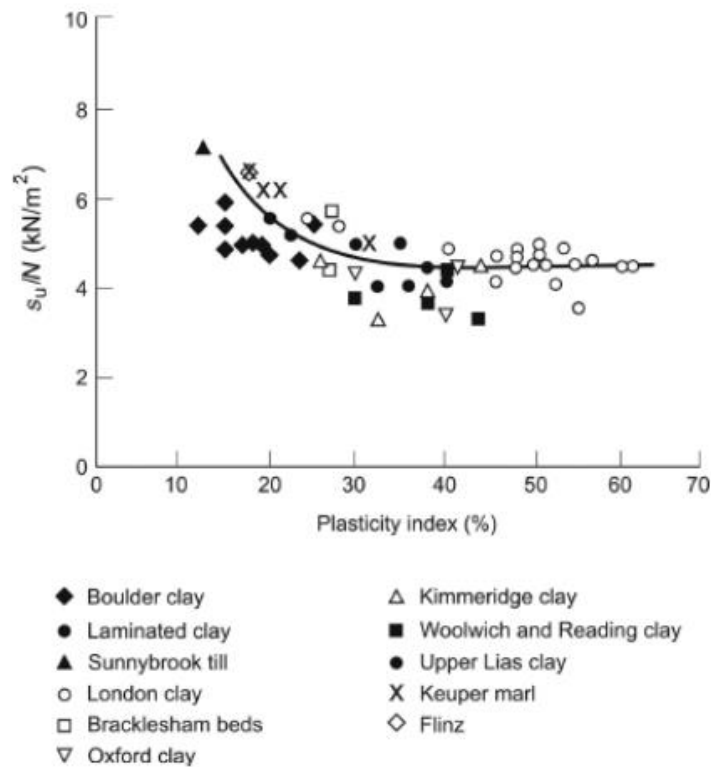
$$\phi' = \arctan\left(0,1 + 0,38 \times \log\left(\frac{qt}{\sigma'_{vo}}\right)\right) \quad (29)$$

Com base nos estudos de Campanella e Robertson (1991), Marchetti (1997) desenvolveu uma equação analítica para calcular o ângulo de atrito através dos valores fornecidos pelo ensaio DMT:

$$\phi' = 28 + 14,6 \times \log K_D - 2,1 \times \log^2 K_D \quad (30)$$

Por fim, com base nos dados obtidos no ensaio SPT, procedeu-se à extração dos valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) em solos coesivos utilizando a relação entre  $S_u$  e  $N_{60}$ , a resistência à penetração corrigida. Foi adotado um índice de plasticidade de 35. Essa escolha reflete uma abordagem conservadora. No Figura 19, é exibido a teoria de Stroud (1974).

Figura 19 – Relação entre  $S_u$  e  $N_{60}$ , Stroud, 1974.



Fonte: Stroud, 1974.

Stroud (1974), propôs que através do índice de plasticidade era possível obter a relação entre  $S_u$  e  $N_{spt,60}$ , e então com a relação determinar o valor de  $S_u$ .

$$4,5 = \frac{S_u}{N_{60}} \quad (31)$$

A abordagem embasada no ensaio CPT para o cálculo do  $S_u$ , utilizou correlações empíricas amplamente aplicadas na prática, na qual os valores extraídos de resistência de ponta do cone são correlacionados com  $S_u$ , por meio do parâmetro  $N_{kt}$ . A estimativa do  $S_u$  pode ser obtida através da Equação 32 (Lunne et al. 1997):

$$q_t = N_{kt} \times S_u + \sigma_o \quad (32)$$

Onde:

$q_t$  = resistência do cone;

$N_{kt}$  = fator empírico de cone;

$\sigma_o$  = tensão vertical total in situ.

Para as argilas brasileiras, Schnaid (2000) apresenta valores de  $N_{kt}$  variando de 8 a 18. Neste estudo, adotou-se  $N_{kt} = 12$ , um valor dentro do intervalo proposto pelo autor.

De acordo com Campanella e Robertson (1991), os ensaios de DMT executados em argila geralmente ocorrem sob condições não drenadas, enquanto em areias limpas o teste é realizado em condições drenadas. Portanto, para o caso em que o  $S_u$  é estimado através dos dados do ensaio DMT, utilizou-se a correlação original proposta por (Marchetti *et. al.*, 1980):

$$S_u = 0,22 \times \sigma'_{vo} \times (0,5 \times KD)^{1,25} \quad (37)$$

Onde:

$KD$  = Índice de tensão horizontal;

$\sigma'_{vo}$  = tensão vertical efetiva total in situ;

Com base nas análises e estimativas anteriores, foram identificados os parâmetros geotécnicos e características essenciais do solo, que desempenharão um papel fundamental nos cálculos subsequentes abordados no Capítulo 4, Seção 4.2.1, onde será aplicado o Método Analítico.

Na Tabela 17, apresenta os parâmetros estimados para os três tipos de ensaios executados.

Tabela 17 - Parâmetro Su.

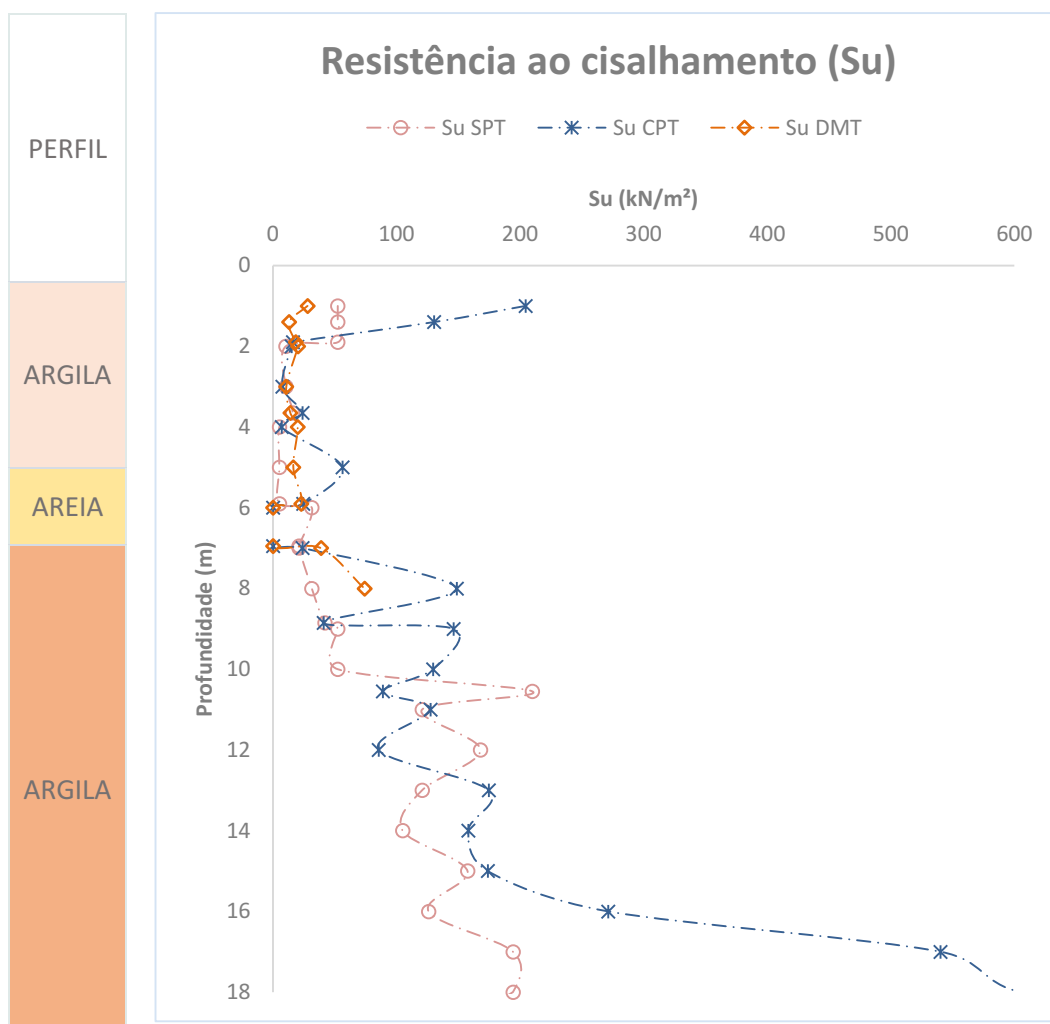
		Su (KN/m <sup>2</sup> )		
Prof.	SOLO	SPT Su	CPT Su	DMT Su
1		52,5	204,4	28
1,4		52,5	130,4	13,1
1,9		52,5	16,1	18,4
2		10,5	15	20,2
3		10,5	7,6	10,8
3,65		15,75	23,8	14,1
4		5,25	7,2	20
5		5,25	56,2	16,5
5,9		5,25	24,4	22,9
7		31,5	24,6	35,7
8		21	149,4	68,2
8,85		21	41,7	0
9	ARGILA	31,5	147	-
10		42	130,4	-
10,55		52,5	89,7	-
11		52,5	128,1	-
12		210	86,4	-
13		120,75	175,5	-
14		168	158,7	-
15		120,75	174,5	-
16		105	271,9	-
17		157,5	541	-
18		126	605,9	-
19		194,25	841,6	-
20	194,25	1200,7	-	
21	157,5	1536,1	-	

Fonte: Autoria própria, 2024.

Nota-se no Gráfico 1, a discrepância nos valores calculados para a resistência ao cisalhamento não drenado (Su) para os diferentes ensaios, visto que, para cada tipo de técnica utiliza-se diferentes formulações e abordagens para adquirir os valores. Também vale ressaltar que, a partir da profundidade de 8,40 metros, a resistência ao cisalhamento (Su) não está disponível. Isso ocorre porque o ensaio foi conduzido somente até essa profundidade.



Gráfico 1 - Comparativo de valores Su.



Fonte: Autoria própria, 2024

A Tabela 18 apresenta os valores do parâmetro  $\phi'$  estimados para três tipos de ensaios.

Tabela 18 - Parâmetro  $\phi'$ .

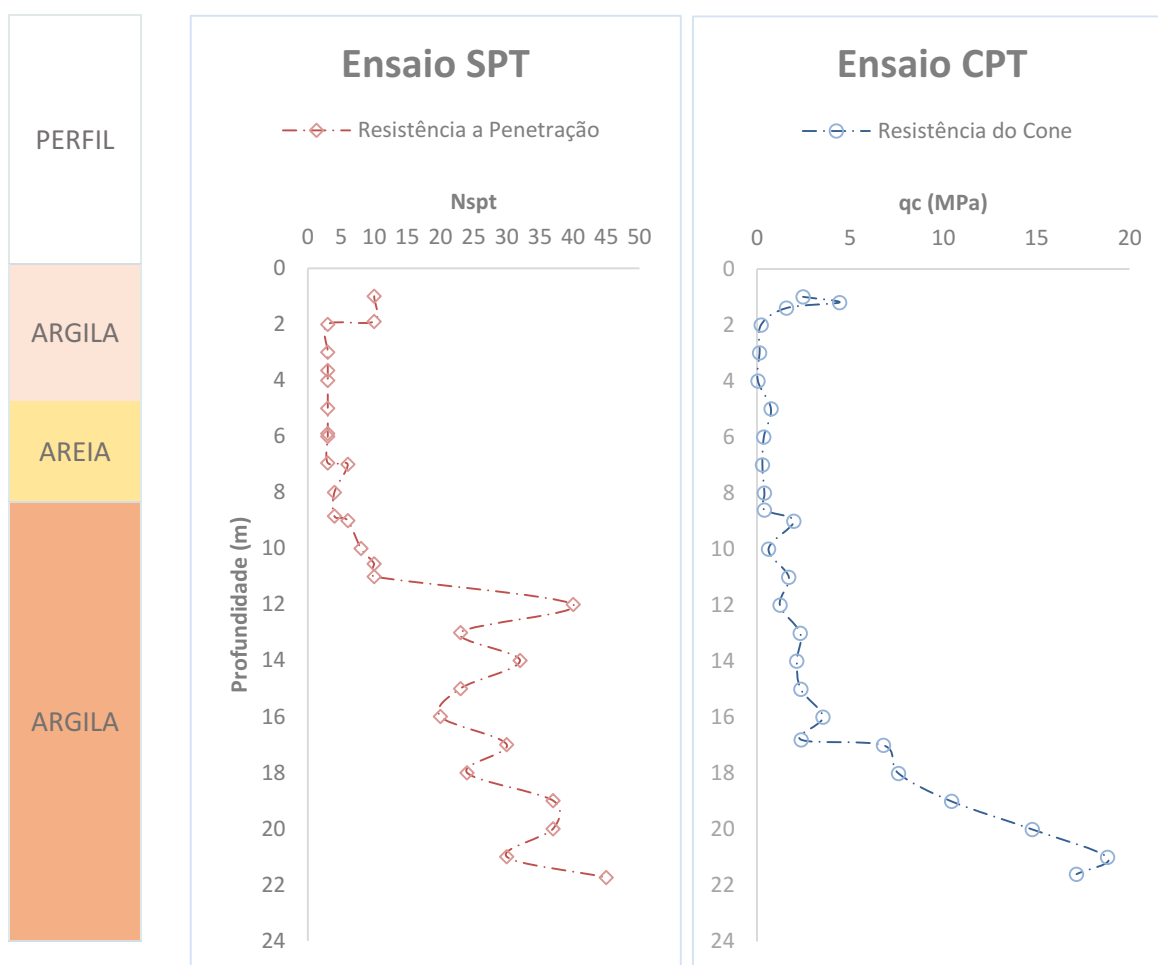
Prof.	SOLO	$\phi'$ (Graus)			Dr		
		SPT	CPT	DMT	SPT	CPT	DMT
		$\phi'$	$\phi'$	$\phi'$	Dr	Dr	Dr
6	AREIA	30,2	19,4	34,3	0,266	0,260	-
6,5		30,1	22,7	34,8	0,264	0,220	-
6,7		30,0	18,6	35,0	0,259	0,205	-
6,9		30,1	17,0	34,7	0,263	0,160	-

Fonte: Autoria própria, 2024.

Por meio das tabelas apresentadas, é possível observar a variação nos valores obtidos conforme o tipo de ensaio de onde as informações foram extraídas.

Na Tabela 18, nota-se que a estimativa do ângulo de atrito nas areias é semelhante quando comparada aos resultados dos ensaios SPT (Standard Penetration Test) e DMT (Dilatometer Test). No entanto, ao utilizar a metodologia baseada no ensaio CPT (Cone Penetration Test), o ângulo de atrito calculado apresentou uma dispersão notável em relação aos demais métodos. Essa disparidade pode ser atribuída a variações na interpretação dos dados entre os diferentes ensaios, bem como às diferenças intrínsecas nas técnicas de medição e nos parâmetros avaliados por cada método.

Gráfico 2 - Análise de resistência do equipamento no solo em diferentes ensaios.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Schnaid (2000), sugere níveis de aplicabilidade dos ensaios de campo na estimativa de determinados parâmetros geotécnicos, conforme consta na Tabela 19. Esta permite uma análise comparativa da confiabilidade das correlações utilizadas, oferecendo uma visão mais abrangente sobre a qualidade e a utilidade dos diferentes

ensaios geotécnicos e possibilita melhor selecionar os parâmetros de comportamento a serem empregados.

Tabela 19 - Aplicabilidade e uso de ensaios in situ.

Equipamento	Tipo de solo	Perfil	u	$\Phi$	Su	Dr	cv	K	$\sigma_h$	OCR
SPT	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C
CPT elétrico	B	A	-	C	B	A/B	-	-	B/C	B
CPTU	A	A	A	B	B	A/B	A/B	B	B/C	B
Dilatômetro Pressiômetro (SBS)	B	A	C	B	B	C	-	-	B	B
Palheta	B	B	A	B	B	B	A	B	A/B	B
Permeabilidade	B	C	-	-	A	-	-	-	-	B/C
	C	-	A	-	-	-	B	A	-	-

Fonte: Adaptado Schnaid, 2000.

Observa-se que para o parâmetro Su, os ensaios SPT, CPT e DMT apresentam precisão nível C, B e B respectivamente. Para o parâmetro  $\phi'$  a tabela indica precisão C para SPT e CPT, enquanto para o ensaio DMT é classificado como nível B.

A Tabela 20 apresenta diversas características e parâmetros do solo, oferecendo uma visão abrangente das propriedades geotécnicas. Esses dados incluem o número de golpes padrão ( $N_{spt}$ ), a média do  $N_{spt}$  por camada, a tensão vertical total, a poropressão, a tensão vertical efetiva, o peso específico e o índice de tensão horizontal.

Tabela 20 – Características representativas do solo.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS											
Camadas	Prof.	Nspt	Np	Ponto	$\sigma_v$ (KPa)	z (m)	u (KPa)	$\sigma_v'$ (KPa)	$\gamma'$ (KN/m <sup>3</sup> )	Su (KN/m <sup>2</sup> )	$\Phi'$ (graus)
Aterro (Silte argiloso)	1	10	10		17	1	0	17	17	204,4	0
	1,4	10	7,3	A	25,5	0,5	15	10,5	17	130,4	0
	1,9	10	4,7		27,2	0,1	6	21,2	17	16,1	0
Argila arenosa, cinza escuro, muito mole	2	2	4,7		40,2	1	11	29,2	13	15	0
	3	2	2,3	B	48,65	0,65	16,5	32,2	13	7,6	0
Argila arenosa, cinza claro, muito mole	3,65	3	2		53,9	0,35	10	43,9	15	23,8	0
	4	1	1,7		63,9	1	13,5	50,4	10	7,2	0
	5	1	1	C	75,6	0,9	19	56,6	13	56,2	0
Areia fina argilosa, pouco compacta	5,9	1	1,7		76,9	0,1	10	66,9	13	24,4	0
	6	3	2,3		86,4	0,5	6	80,4	19	23,6	34,3
	6,5	3	3	D	90,2	0,2	7	83,2	19	40	34,8
Argila muito arenosa, cinza, mole a média	6,7	3	3		94,95	0,25	4,5	90,5	19	23,8	35
	6,95	3	4		87,35	0,05	3	84,4	19	16,9	34,7
	7	6	4,3		104,35	1	10,5	93,9	17	24,6	0
Silte pouco argiloso, médio	8	4	4,7	E	117,1	0,85	18,5	98,6	15	149,4	0
	8,85	4	4,7		119,35	0,15	10	109,4	15	41,7	0
	9	6	6		136,35	1	11,5	124,9	17	147	0
Silte pouco argiloso, muito rijo a duro	10	8	8	F	145,7	0,55	15,5	130,2	17	130,4	0
	10,55	10	9,3		153,35	0,45	10	143,4	17	89,7	0
	11	10	20		172,35	1	14,5	157,9	19	128,1	0
	12	40	24,3		193,35	1	20	173,4	21	86,4	0
	13	23	31,7		214,35	1	20	194,4	21	175,5	0
	14	32	26		235,35	1	20	215,4	21	158,7	0
	15	23	25		256,35	1	20	236,4	21	174,5	0
	16	20	24,3	G	277,35	1	20	257,4	21	271,9	0
	17	30	24,7		298,35	1	20	278,4	21	541	0
	18	24	30,3		319,35	1	20	299,4	21	605,9	0
	19	37	32,7		340,35	1	20	320,4	21	841,6	0
20	37	34,7		361,35	1	20	341,4	21	1200,7	0	
21	30	33,5		376,89	0,74	17,4	359,5	21	1536,1	0	

Fonte: Autoria própria, 2024

Na primeira coluna da tabela, são especificadas as camadas do solo, com destaque para o nível do lençol freático, identificado a uma profundidade de 1,4 metros conforme indicado nos relatórios do ensaio CPT. Na segunda coluna, são registradas as profundidades ao longo das camadas, seguidas pelas leituras da resistência à penetração do solo obtidas pelo ensaio SPT. A coluna subsequente apresenta a média das resistências, fornecendo uma medida consolidada da resistência do solo em cada camada.

Na coluna designada por pontos: A, B, C, D, E, F e G, representam a classificação das camadas do solo, demarcando a espessura de cada segmento para o cálculo dos parâmetros geotécnicos. Essa categorização considera a distinção entre

os diversos tipos de materiais presentes, permitindo uma análise mais precisa das propriedades do solo em cada intervalo. Com base no peso específico e na espessura da camada, foram obtidas a tensão vertical total de cada camada, bem como a poropressão em cada ponto. A coluna indicada por  $z$  está relacionada à espessura da camada estudada para o ponto analisado.

Os valores de  $\phi'$  e  $S_u$  estimados para os cálculos foram selecionados com base na precisão do tipo de ensaio para a previsão do parâmetro representativo, conforme sugerido por Schnaid (2000). Quanto ao peso específico, foi determinado por meio de correlações propostas por Godoy (1972), devido à sua ampla aplicação na estimativa desse parâmetro.

## 4.2. RESULTADOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Para resistir a uma solicitação total de 2200 kN no bloco, mensurou-se através da aplicação de modelos analíticos e semi-empíricos a capacidade de carga de cada estaca, até atingir uma carga admissível superior ou igual a 550 kN para cada uma das 4 estacas.

### 4.2.1 Métodos Analíticos

Aplicando o roteiro de cálculo proposto na Tabela 11, obteve-se o resultado final da capacidade de carga da estaca hélice contínua, pré-moldada de concreto e estaca metálica para cada profundidade. Na Tabela 21 são exibidos os resultados obtidos pelos métodos analíticos abordadas por Terzaghi (1943) e Tomlinson (1994), permitindo uma análise comparativa e precisa dos dados.

Tabela 21 - Capacidade de carga nas camadas, Terzaghi (1943).

CAPACIDADE DE CARGA FINAL													
Prof.	Camada	ESTACA HÉLICE				ESTACA PMC				ESTACA METÁLICA			
		Rp (kN)	RI (kN)	RI acum (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	RI acum (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	RI acum (kN)	Radm (kN)
1	ATERRO	147,2	69,32	69,32	34,66	64,6	51,88	51,88	58,24	4,7	42,29	42,29	23,47
2		11,4	18,82	138,7	75,04	4,9	14,08	103,8	54,36	0,3	11,48	84,61	42,48
3	ARGILA	6,1	6,21	144,91	75,51	2,6	4,65	108,46	55,52	0,2	3,79	88,4	44,29
4		5,6	9,01	164,41	85,02	2,4	6,74	123,04	62,72	0,2	5,5	100,29	50,23
5		40,9	63,53	227,94	134,41	17,9	47,55	170,59	94,23	1,3	38,75	139,04	70,16
6	AREIA	95,3	85,97	316,97	206,12	19,6	64,34	237,23	128,4	0,1	52,44	193,35	96,71
7		18,5	30,94	696,27	357,38	8	23,16	521,09	264,55	0,6	18,88	280,07	140,32
8		107,7	69,98	766,24	436,98	47,3	52,37	573,46	310,36	3,4	42,68	322,75	163,08
9		106,1	84,63	858,73	482,4	46,5	63,33	642,68	344,6	3,3	51,62	379,17	191,26
10		94,2	53,4	912,13	503,15	41,3	39,97	682,64	361,96	3	32,57	411,74	207,36
11		92,7	98,33	1057,2	<b>574,96</b>	40,6	73,59	791,23	415,92	2,9	59,98	500,25	251,58
12		62,9	102,99	1160,2	611,56	27,5	77,08	868,31	447,91	2	62,82	563,07	282,52
13		126,7	59,51	1219,7	673,2	55,5	44,53	912,84	484,19	4	36,3	599,37	301,68
14	ARGILA	114,7	72,42	1292,1	703,41	50,3	54,2	967,04	508,66	3,6	44,17	643,54	323,58
15		126	59,17	1351,3	738,63	55,2	44,28	1011,3	533,28	4	36,09	679,64	341,8
16		195,7	92,2	1443,5	819,6	85,9	69,01	1080,3	<b>583,11</b>	6,2	56,24	735,88	371,03
17		388,3	183,45	1627	1007,7	170,6	137,3	1217,6	694,11	12,3	111,91	847,79	430,05
18		434,8	205,47	1832,4	1133,6	191	153,77	1371,4	781,22	13,8	125,34	973,12	493,45
19		603,6	285,42	2117,8	1360,7	265,2	213,61	1585	925,12	19,1	174,1	1147,23	<b>583,19</b>
20		860,7	407,19	2525	1692,9	378,3	304,74	1889,8	1134	27,3	248,38	1395,61	711,46
21		1100,8	385,48	2910,5	2005,6	483,8	288,5	2178,3	1331	35	63,59	1459,2	747,08

Fonte: Autoria própria, 2024.

Nota-se que, no caso em que foi adotada a solução com o uso de estacas hélice contínua, a profundidade de assentamento foi estimada em 11 metros. A essa profundidade, as estacas apresentam resistência suficiente para suportar os esforços solicitantes da estrutura, garantindo a segurança e a estabilidade do sistema fundacional. No cenário onde à estaca pré-moldada é aplicada como solução de fundação, o assentamento da estaca foi obtido na profundidade de 16 metros. Para uma solução que envolve o uso de estaca metálica com ponta aberta no projeto, o assentamento deve ser executado até a profundidade mínima de 19 metros.

Ambas as soluções envolvem a cravação das estacas em solo argiloso. Portanto, a escolha da solução dependerá de fatores como a facilidade de execução e os custos reduzidos de material e serviços, em comparação com o outro cenário.

#### 4.2.2 Métodos Semi-empíricos

Para o caso de estacas escavadas na metodologia semi-empírica, em que a resistência de ponta se encontra maior que a resistência por atrito lateral acumulada (valores em negrito na segunda coluna e na fonte cor azul das Tabelas 22 e 22), adotou-se  $R_p = R_{l_{acum}}$ , critério embasado pela NBR 6122 /2019.

##### a) Aoki e Velloso – SPT

A partir dos cálculos realizados, determinou-se a profundidade necessária de assentamento. Para as estacas hélice contínua, foi requerida uma profundidade de 18 metros para suportar os esforços solicitados pela estrutura. Para as estacas pré-moldadas de concreto, foi necessário cravá-las até 21 metros de profundidade para alcançar a carga admissível necessária. No caso das estacas metálicas, atingiu-se uma capacidade próxima da necessária na profundidade de 21,74 metros.

Na Tabela 22, encontra-se um resumo dos valores assumidos e calculados conforme a seguir:

Tabela 22 - Resultados da capacidade de carga, Aoki e Velloso - SPT.

AOKI E VELLOSO - SPT															
Prof.	Hélice Contínua					Pré-Moldada de Concreto					Metálicas				
	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)
1	24,55	24,55	24,55	49,11	24,55	72,58	21,00	21,00	93,58	46,79	5,24	17,11	17,11	22,36	11,18
2	57,02	7,91	57,02	114,04	57,02	58,91	6,77	48,77	107,68	53,84	6,12	18,38	61,54	67,66	33,83
3	65,94	7,91	64,94	130,88	65,44	33,14	6,77	55,54	88,68	44,34	4,26	5,52	67,06	71,31	35,66
4	65,94	7,91	80,76	146,7	73,35	33,14	6,77	69,08	102,21	51,11	3,99	11,03	83,6	87,59	43,8
5	65,94	7,91	88,67	154,61	77,31	33,14	6,77	75,84	108,98	54,49	4,79	11,03	94,63	99,42	49,71
6	113,04	16,96	113,54	226,58	113,29	56,8	14,5	97,12	153,92	76,96	8,21	23,64	141,91	150,11	75,06
7	95,25	15,83	146,32	241,57	120,79	47,86	13,54	125,15	173,02	86,51	8,21	26,79	192,33	200,54	100,27
8	102,57	10,55	156,87	259,45	129,72	51,54	9,02	134,18	185,72	92,86	4,79	15,63	207,96	212,75	106,37
9	86,66	14,73	182,16	268,82	134,41	43,55	12,60	155,8	199,35	99,68	4,2	13,69	237,28	241,47	120,74
10	115,55	19,64	201,8	317,35	158,68	58,07	16,80	172,61	230,67	115,34	10,14	17,11	254,39	264,53	132,26
11	250,91	24,55	250,91	501,82	250,91	145,16	21,00	214,61	359,77	179,89	20,98	68,46	391,31	412,28	206,14
12	349,13	98,22	349,13	698,26	349,13	176,61	84,01	298,62	475,23	237,62	18	68,46	459,77	477,77	238,89
13	405,61	56,48	405,61	811,21	405,61	229,84	48,31	346,92	576,77	288,38	16,96	39,36	499,13	516,09	258,04
14	375,54	78,58	484,18	859,73	429,86	188,71	67,21	414,13	602,84	301,42	13,98	58,19	557,32	571,3	285,65
15	361,1	56,48	540,66	901,76	450,88	181,45	48,31	462,44	643,89	321,95	13,46	39,36	596,68	610,14	305,07
16	351,47	49,11	589,77	941,24	470,62	176,61	42,00	504,44	681,06	340,53	12,76	34,23	630,91	643,67	321,84
17	356,29	73,66	663,43	1019,7	509,86	179,03	63,01	567,45	746,48	373,24	15,21	51,34	682,26	697,46	348,73
18	438,13	58,93	722,36	1160,5	580,25	220,16	50,41	617,85	838,02	419,01	18,7	63,32	745,58	764,28	382,14
19	471,84	90,85	813,22	1285,1	642,53	237,1	77,71	695,56	932,66	466,33	19,93	68,46	814,04	833,97	416,98
20	500,73	90,85	904,07	1404,8	702,4	251,62	77,71	773,27	1024,9	512,44	18,7	63,32	877,36	896,07	448,03
21	539,24	73,66	977,73	1517	758,49	270,97	63,01	836,28	1107,25	553,62	19,58	51,34	928,71	948,28	474,14
21,2	577,76	110,50	1088,23	1665,99	832,99	290,33	94,51	930,79	1221,11	610,56	20,98	77,02	1005,72	1026,7	513,35
21,74	649,98	110,50	1088,23	1738,21	869,10	326,62	94,51	930,79	1257,40	628,70	23,6	77,02	1082,74	1106,34	553,17

Fonte: Autoria própria, 2024.

## b) Aoki e Velloso – CPT

Para o caso da metodologia de Aoki e Velloso com base nos dados fornecidos pelo laudo técnico CPT, foi calculado a resistência de ponta, lateral e por fim, a carga admissível para as dimensões que seguem na Tabela 10. Na Tabela 23 a seguir, são exibidos os valores computados pelo método.

Observa-se que, para as estacas metálicas tubulares nas profundidades estudadas, a resistência admissível não supera a carga solicitante.

Para as estacas pré-moldadas e hélice contínua, a carga admissível foi alcançada a uma profundidade de 20 metros, superando os esforços atuantes nesse ponto.



Tabela 23 - Resultados da capacidade de carga, Aoki e Velloso – CPT.

AOKI E VELLOSO - CPT															
Prof.	Hélice Contínua					Pré-Moldada de Concreto					Metálicas				
	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)
1	0,41	0,41	0,41	0,82	0,41	77,95	0,35	0,35	78,3	39,15	5,63	0,29	0,29	5,92	2,96
2	13,82	6,16	10,27	24,08	12,04	6,94	5,27	8,78	15,72	7,86	0,5	4,29	7,16	7,66	3,83
3	8,79	4,11	14,37	23,17	11,58	4,42	3,51	12,3	16,71	8,36	0,32	2,86	10,02	10,34	5,17
4	3,14	2,05	16,43	19,57	9,78	1,58	1,76	14,05	15,63	7,81	0,11	1,43	11,45	11,57	5,78
5	22,59	6,16	22,59	45,18	22,59	23,67	5,27	19,32	42,99	21,49	1,71	4,29	15,75	17,46	8,73
6	23,24	4,11	26,7	49,93	24,97	11,68	3,51	22,83	34,51	17,26	0,84	2,86	18,61	19,45	9,73
7	18,21	4,11	30,8	49,02	24,51	9,15	3,51	26,35	35,5	17,75	0,66	2,86	21,47	22,14	11,07
8	25,12	3,7	34,5	59,62	29,81	12,62	3,16	29,51	42,13	21,07	0,91	2,58	24,05	24,96	12,48
9	49,29	4,11	49,29	98,57	49,29	62,48	3,51	42,15	104,64	52,32	4,51	2,86	34,36	38,87	19,44
10	38,94	26,7	75,98	114,92	57,46	19,57	22,83	64,99	84,55	42,28	1,41	18,61	52,97	54,38	27,19
11	96,52	20,54	96,52	193,03	96,52	53,96	17,56	82,55	136,52	68,26	3,9	14,32	67,29	71,19	35,59
12	77,24	10,27	106,79	184,03	92,01	38,82	8,78	91,34	130,15	65,08	2,8	7,16	74,44	77,25	38,62
13	129,37	22,59	129,37	258,75	129,37	73,21	19,32	110,66	183,87	91,93	5,29	15,75	90,19	95,48	47,74
14	134,39	22,59	151,96	286,36	143,18	67,53	19,32	129,98	197,51	98,76	4,88	15,75	105,94	110,82	55,41
15	147,58	24,64	176,61	324,19	162,09	74,16	21,08	151,06	225,21	112,61	5,36	17,18	123,12	128,48	64,24
16	206,18	29,57	206,18	412,35	206,18	111,71	25,29	176,35	288,06	144,03	8,07	20,62	143,74	151,81	75,9
17	306,36	93,62	306,36	612,73	306,36	214,27	72,01	253,98	468,26	234,13	15,48	58,7	207,01	222,49	111,25
18	396,72	90,36	396,72	793,44	396,72	239,52	77,28	331,27	570,79	285,39	17,31	62,99	270	287,31	143,65
19	519,94	123,21	519,94	1039,87	519,94	329,46	105,39	436,66	766,11	383,06	23,8	85,9	355,9	379,71	189,85
20	871,09	351,16	871,09	1742,19	871,09	466,10	300,35	737,01	1203,11	601,55	33,68	244,81	600,71	634,39	317,19
21	1021,8	150,72	1021,81	2043,63	1021,81	593,59	42,97	779,98	1373,57	686,79	42,89	35,02	635,73	678,62	339,31
21,2	1127,8	105,96	1127,78	2255,55	1127,78	587,59	90,63	870,61	1458,21	729,10	42,45	73,87	709,61	752,06	376,03

Fonte: Aatoria própria, 2024.

## c) Décourt e Quaresma – SPT

A carga admissível para as estacas hélice contínua, pré-moldada de concreto e metálicas, foram determinadas através das equações dispostas pelo método de Décourt e Quaresma (1978).

Através dos cálculos propostos pela metodologia, aplicando as equações propostas no item 2.3.1.2 - Método Décourt-Quaresma (1978), obteve-se a profundidade necessária de assentamento das estacas hélice contínua, pré-moldada de concreto e estacas metálicas, ou seja, a profundidade requerida para resistir aos esforços da estrutura na região.

Assim, foi compactado os valores obtidos conforme avançou as camadas e sua respectiva resistência alcançada na estaca. Para estaca escavada, o esforço atuante foi superado na profundidade de 12 metros. Similarmente, a profundidade necessária para resistência na estaca pré-moldada mostrou sua cravação a 13

metros. Para as estacas metálicas de ponta aberta, a cravação foi estimada a uma profundidade de 16 metros.

Os valores de capacidade de carga são demonstrados na Tabela 24.

Tabela 24 - Resultados da capacidade de carga, Décourt e Quaresma – SPT.

DÉCOURT E QUARESMA - SPT															
Prof.	Hélice Contínua					Pré-Moldada de Concreto					Metálicas				
	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)	Rp (kN)	RI (kN)	Rlacum (kN)	Rrup (kN)	Radm (kN)
1	45,2	54,4	54,4	99,6	53,2	110,5	40,7	40,7	151,2	58,9	8	33,2	33,2	41,2	27,5
2	67	25,1	134	201	119,8	35,3	18,8	100,3	135,6	86	2,6	15,3	81,7	84,3	63,5
3	37,7	25,1	159,1	196,8	131,8	19,9	18,8	119,1	138,9	96,6	1,4	15,3	97	98,5	75
4	37,7	25,1	209,3	247	170,4	19,9	18,8	156,7	176,5	125,5	1,4	15,3	127,7	129,1	98,6
5	37,7	25,1	234,5	272,1	189,8	19,9	18,8	175,5	195,3	139,9	1,4	15,3	143	144,5	110,4
6	75,4	25,1	284,7	360,1	237,8	66,3	18,8	213,1	279,3	180,5	4,8	15,3	173,7	178,5	134,8
7	54,4	37,7	347,5	401,9	280,9	28,7	28,2	260,1	288,8	207,2	2,1	23	212	214	163,6
8	58,6	29,3	376,8	435,4	304,5	30,9	21,9	282	312,9	224,7	2,2	17,9	229,8	232,1	177,4
9	27,1	37,7	443,8	470,9	348,2	66,3	28,2	332,1	398,4	272,1	4,8	23	270,7	275,5	209,4
10	36,2	46,1	489,8	526	385,8	88,4	34,5	366,6	455	304,1	6,4	28,1	298,8	305,2	231,4
11	90,4	54,4	598,7	689,1	483,1	220,9	40,7	448,1	669	399,9	16	33,2	365,2	381,2	284,9
12	110	180	778,7	888,7	<b>626,5</b>	268,8	134,7	582,8	851,6	515,5	19,4	109,8	475	494,4	370,3
13	143,2	108,9	887,6	1030,8	718,5	349,8	81,5	664,3	1014	<b>598,4</b>	25,3	66,4	541,4	566,7	422,8
14	117,6	146,5	1034,1	1151,7	824,9	287,2	109,7	773,9	1061,1	667,1	20,7	89,4	630,8	651,6	490,4
15	113	108,9	1143	1256	907,5	276,1	81,5	855,4	1131,5	727,00	20	66,4	697,2	717,2	541,3
16	110	96,3	1239,3	1349,3	980,8	268,8	72,1	927,5	1196,2	780,6	19,4	58,7	755,9	775,4	<b>586,4</b>
17	111,5	138,2	1377,4	1488,9	1087,4	272,4	103,4	1030,9	1303,3	861,1	19,7	84,3	840,2	859,9	651,2
18	137,2	113	1490,5	1627,6	1180,8	335	84,6	1115,5	1450,5	941,8	24,2	69	909,2	933,4	705,4
19	147,7	167,5	1657,9	1805,6	1312,2	360,8	125,3	1240,8	1601,6	1044,7	26,1	102,2	1011,3	1037,4	784,5
20	156,7	167,5	1825,4	1982,1	1443,3	382,9	125,3	1366,1	1749	1146,6	27,7	102,2	1113,5	1141,1	863,4
21	168,8	138,2	1963,5	2132,4	1552,6	412,3	103,4	1469,5	1881,9	1233,5	29,8	84,3	1197,8	1227,6	928,8

Fonte: Autoria própria, 2024

### 4.3. ANALISE DE DADOS

As análises do estudo de campo foram conduzidas em duas etapas. A primeira etapa envolveu o dimensionamento pelo método analítico, que utiliza fundamentos teóricos para calcular a capacidade de carga das estacas. A segunda etapa foi baseada nos métodos semi-empíricos, que combina dados teóricos com resultados obtidos de ensaios de campo, oferecendo uma abordagem mais prática e ajustada às condições reais do terreno.

a) Análise pelos Métodos Analíticos:

Para o modelo analítico de capacidade de carga aplicado aos três tipos de estacas, a Tabela 25 apresenta uma análise detalhada da resistência alcançada, bem como a profundidade em que se obteve a carga admissível através das abordagens de Terzaghi (1943) e Tomlinson (1994).

Tabela 25 - Análise da capacidade de carga HC, PMC e Metálica, Analítico.

ANÁLISES DO DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO ANALÍTICO – Terzaghi								
Tipo da estaca	Método	Tipo de ensaio	Diâmetro	Nº de estacas	Carga por estaca	Resistência máxima	Resistência admitida	Prof. de assentamento
Hélice Contínua			40 cm			600 kN	574,96 kN	11 M
Pré-Moldada de Concreto	Analítico	DMT - $\phi$	23,5 x 23,5 cm	4	550 kN	625 kN	583,11 kN	16 M
Metálica (ponta aberta)		CPT - Su	244 x 6,35 mm					

Fonte: Autoria própria, 2024

Nota-se que as estacas hélice contínua apresentam um cenário mais favorável em comparação com as demais, pois sua capacidade de carga supera a carga solicitante com a cravação em apenas 11 metros de profundidade. Por outro lado, as estacas pré-moldadas de concreto e metálicas necessitam de 16 e 19 metros, respectivamente, para atingir uma resistência semelhante.

b) Análise pelos Métodos Semi-Empíricos:

Os resultados obtidos para a estaca do tipo hélice contínua são exibidos na Tabela 26, indicando a profundidade correspondente e a carga que a estaca pode suportar em relação ao esforço solicitante da estrutura.

Tabela 26 - Análise estaca Hélice Contínua, Semi-empírico.

ANÁLISES DO DIMENSIONAMENTO PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS								
Tipo de estaca	Método	Tipo de ensaio	Diâmetro	Nº de estacas	Esforço por estaca	Resistência máxima	Resistência admitida	Prof. De assentamento
Hélice Contínua	DÉCOURT E QUARESMA	SPT	40 cm	4	550 KN	600 KN	626,50 KN	12 M
	AOKI E	SPT					580,25 KN	18 M
	VELLOSO	CPT					871,09 KN	20 M

Fonte: Autoria própria, 2024.

Ao comparar o Método Aoki e Velloso e o Método Décourt e Quaresma com base nos resultados do ensaio SPT, observou-se uma diferença de 6 metros na profundidade obtida. É importante destacar que, apesar de as estacas terem a mesma quantidade e dimensões, o Método Décourt e Quaresma resultou em uma profundidade de acomodação estimada 33,3% menor em comparação com o Método Aoki e Velloso.

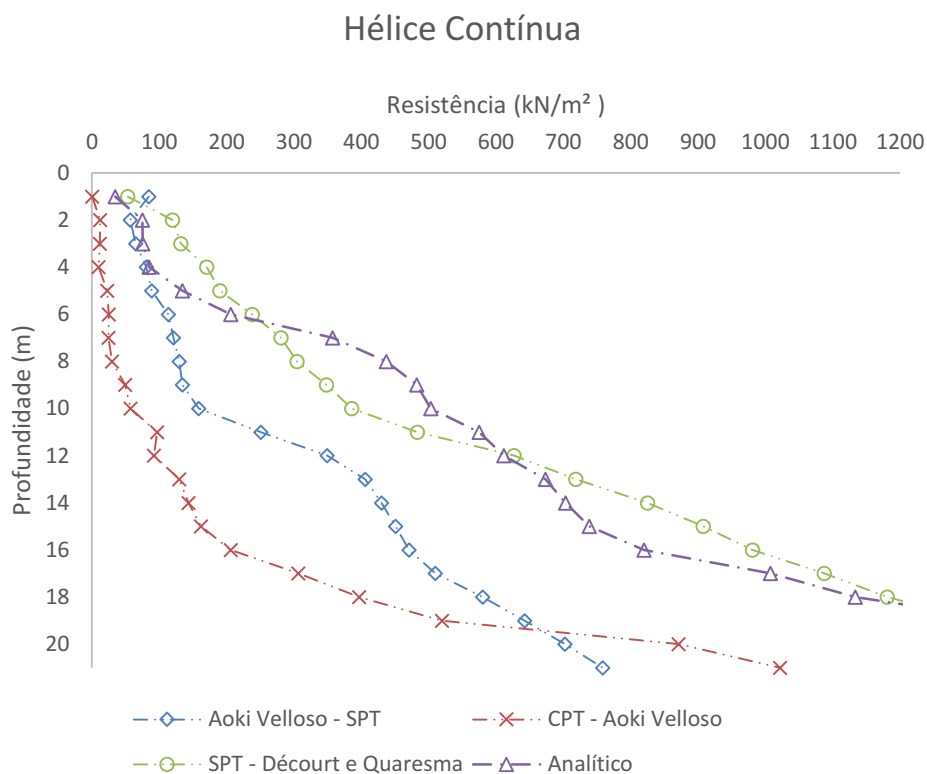
Os resultados obtidos pelo método Aoki e Velloso entre os ensaios SPT e CPT, apresentou uma dispersão de 10% de diferença, o que suscitou uma análise da precisão do método, mesmo quando se variam seus inputs para os cálculos.

Do ponto de vista econômico do projeto, a análise com assentamento a 20 metros de profundidade revela-se desfavorável, devido ao aumento significativo no consumo de material e nos elevados custos de execução necessários

No Gráfico 3, são apresentadas as profundidades em que foram determinadas as cotas de ponta das estacas hélice contínua, assim como os métodos utilizados para o dimensionamento.

Quanto a resistência admitida, observa-se uma disparidade nas resistências obtidas pelos diferentes métodos aplicados, apesar de utilizarem as mesmas variáveis de entrada do ensaio SPT. Essa diferença sugere que os métodos não são equivalentes em seus resultados, o que pode influenciar na escolha do método adequado para o projeto de fundação.

Gráfico 3 - Análise métodos para estaca Hélice Contínua.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Através do gráfico, observou-se que os resultados de modo geral apresentaram dispersos um do outro, em destaque as capacidades derivadas do ensaio CPT foram as mais divergentes entre os quatro métodos analisados.

Para o dimensionamento de estacas de deslocamento do tipo pré-moldadas de concreto, são apresentadas na Tabela 27 as profundidades e as resistências admitidas para cada método analisado neste trabalho.

Tabela 27 - Análise estaca Pré-moldada de concreto, Semi-empírico.

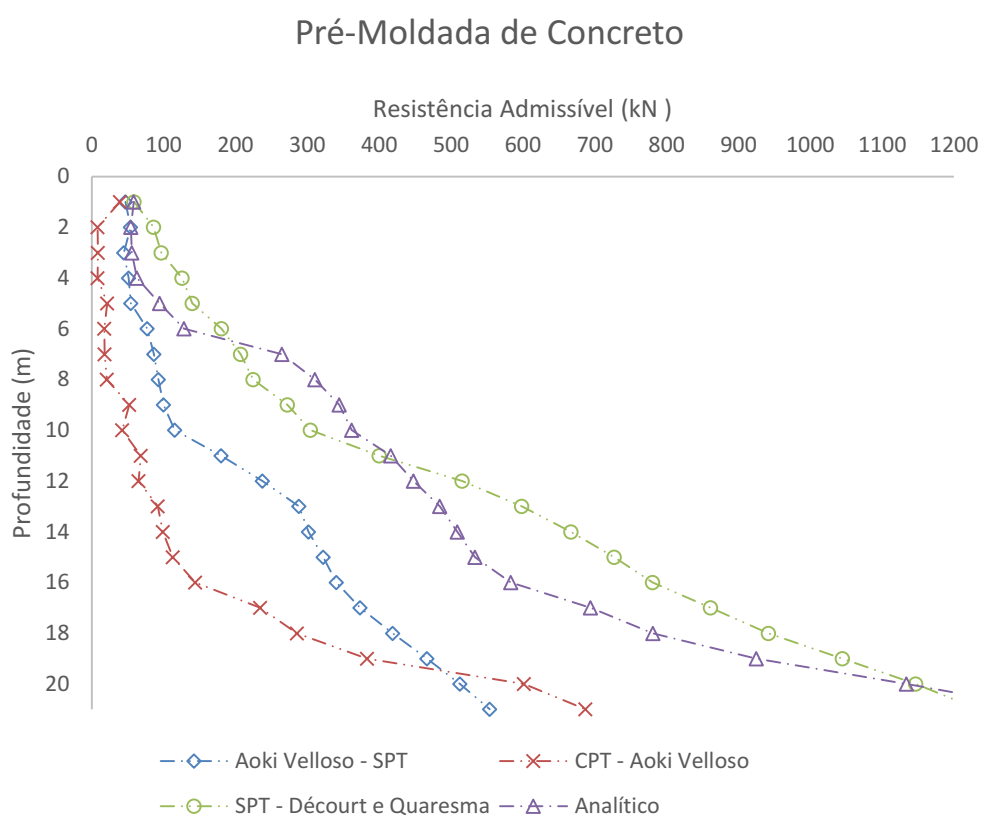
ANÁLISES DO DIMENSIONAMENTO PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS								
Tipo de estaca	Método	Tipo de ensaio	Diâmetro	Nº de estacas	Esforço por estaca	Resistência máxima	Resistência admitida	Prof. De assentamento
Pré-Moldada de Concreto	DÉCOURT E QUARESMA	SPT	23,5 X 23,2 CM	4	550 KN	625 KN	598,40 KN	13 M
	AOKI E VELLOSO	SPT					553,62 KN	21 M
	AOKI E VELLOSO	CPT					601,55 KN	20 M

Fonte: Autoria própria, 2024.

Para o caso da estaca pré-moldada de concreto, nota-se que a profundidade de assentamento foi semelhante nos valores apresentados por Aoki e Velloso entre os dois tipos de ensaios (CPT e SPT). No entanto, verificou-se uma discrepância de 38% entre os resultados obtidos pelos modelos de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma.

Através do Gráfico 4, pode ser observado as profundidades em que foram dimensionadas as estacas pré-moldadas conforme diferentes metodologias.

Gráfico 4 - Análise métodos para estaca PMC.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Quanto às estacas metálicas tubulares de ponta aberta, na Tabela 28 são apresentadas as profundidades de assentamento e a resistência admitida para cada modelo de cálculo proposto no estudo.

Tabela 28 - Análise estaca Metálica.

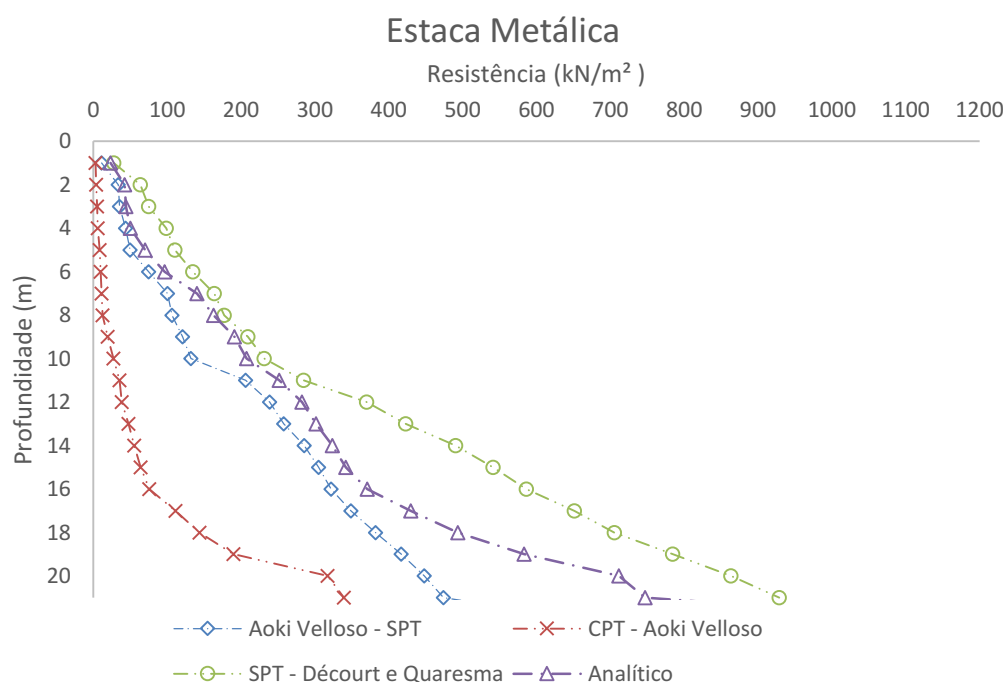
ANÁLISES DO DIMENSIONAMENTO PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS								
Tipo de estaca	Método	Tipo de estaca	Diâmetro	Nº de estacas	Esforço por estaca	Resistência máxima	Resistência admitida	Prof. De assentamento
Estaca Metálica	DÉCOURT E QUARESMA	SPT	244 X 6,35 mm	4	550 KN	725,78 KN	586,4 KN	16 M
	AOKI E VELLOSO	SPT					553,17 KN	21,74 M
	AOKI E VELLOSO	CPT					-	-

Fonte: Autoria própria, 2024.

Na Tabela 28, verifica-se que no cenário abordado pelo método Aoki e Velloso com parâmetros derivados do ensaio CPT, a profundidade não foi suficiente para alcançar a resistência necessária para suportar as cargas da estrutura. No entanto, nos demais modelos semi-empíricos a resistência foi atingida, embora em profundidades consideravelmente maiores, como é o caso da abordagem de Aoki e Velloso utilizando o ensaio SPT.

O gráfico 5, apresenta uma discrepância na profundidade de cravação quando comparadas as metodologias de Décourt e Quaresma com as de Aoki e Velloso. Além disso, verificam-se curvas de capacidades de carga significativamente distintas entre a abordagem de Aoki e Velloso, derivadas dos ensaios CPT e SPT.

Gráfico 5 - Análise métodos para estaca Metálica.



Fonte: Autoria própria, 2024

Tabela 29 - Resumo de Capacidade de carga para diferentes estacas e métodos.

PROF	HÉLICE CONTÍNUA						PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO						METÁLICA																
	AOKI VELLOSO			DÉCOURT E QUARESMA			ANALÍTICO			AOKI VELLOSO			DÉCOURT E QUARESMA			ANALÍTICO			AOKI VELLOSO			DÉCOURT E QUARESMA			ANALÍTICO				
	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA CPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	RESISTENCIA SPT	
1	84,5	0,41	53,2	34,66	46,79	39,15	58,9	58,24	11,18	2,96	27,5	23,47																	
2	57,02	12,04	119,8	75,04	53,84	7,86	86	54,36	33,83	3,83	63,5	42,48																	
3	64,94	11,58	131,8	75,51	44,34	8,36	96,6	55,52	35,66	5,17	75	44,29																	
4	80,76	9,78	170,4	85,02	51,11	7,81	125,5	62,72	43,8	5,78	98,6	50,23																	
5	88,67	22,59	189,8	134,41	54,49	21,49	139,9	94,23	49,71	8,73	110,4	70,16																	
6	113,54	24,97	237,8	206,12	76,96	17,26	180,5	128,4	75,06	9,73	134,8	96,71																	
7	120,79	24,51	280,9	357,38	86,51	17,75	207,2	264,55	100,27	11,07	163,6	140,32																	
8	129,72	29,81	304,5	436,98	92,86	21,07	224,7	310,36	106,37	12,48	177,4	163,08																	
9	134,41	49,29	348,2	482,4	99,68	52,32	272,1	344,6	120,74	19,44	209,4	191,26																	
10	158,68	57,46	385,8	503,15	115,34	42,28	304,1	361,96	132,26	27,19	231,4	207,36																	
11	250,91	96,52	483,1	<b>574,96</b>	179,89	68,26	399,9	415,92	206,14	35,59	284,9	251,58																	
12	349,13	92,01	<b>626,5</b>	611,56	237,62	65,08	515,5	447,91	238,89	38,62	370,3	282,52																	
13	405,61	129,37	718,5	673,2	288,38	91,93	<b>598,4</b>	484,19	258,04	47,74	422,8	301,68																	
14	429,86	143,18	824,9	703,41	301,42	98,76	667,1	508,66	285,65	55,41	490,4	323,58																	
15	450,88	162,09	907,5	738,63	321,95	112,61	727	533,28	305,07	64,24	541,3	341,8																	
16	470,62	206,18	980,8	819,6	340,53	144,03	780,6	<b>583,11</b>	321,84	75,9	<b>586,4</b>	371,03																	
17	509,86	306,36	1087,4	1007,65	373,24	234,13	861,1	694,11	348,73	111,25	651,2	430,05																	
18	<b>580,25</b>	396,72	1180,8	1133,62	419,01	285,39	941,8	781,22	382,14	143,65	705,4	493,45																	
19	642,53	519,94	1312,2	1360,72	466,33	383,06	1044,7	925,12	416,98	189,85	784,5	<b>583,19</b>																	
20	702,4	<b>871,09</b>	1443,3	1692,85	512,44	<b>601,55</b>	1146,6	1134	448,03	317,19	863,4	711,46																	
21	758,49	1021,81	1552,6	1865,36	<b>553,62</b>	686,79	1233,5	1331	474,14	339,31	928,8	747,08																	
21,2	832,99	1127,78	1710,2	1998,82	610,56	729,1	1266	1327,63	513,35	376,03	1017,1	831,84																	
21,74	869,1	1021,81	1870,5	1954,85	628,7	705,91	1370,4	1308,29	<b>553,17</b>	374,35	1024,6	830,45																	

Fonte: Autoria própria, 2024.



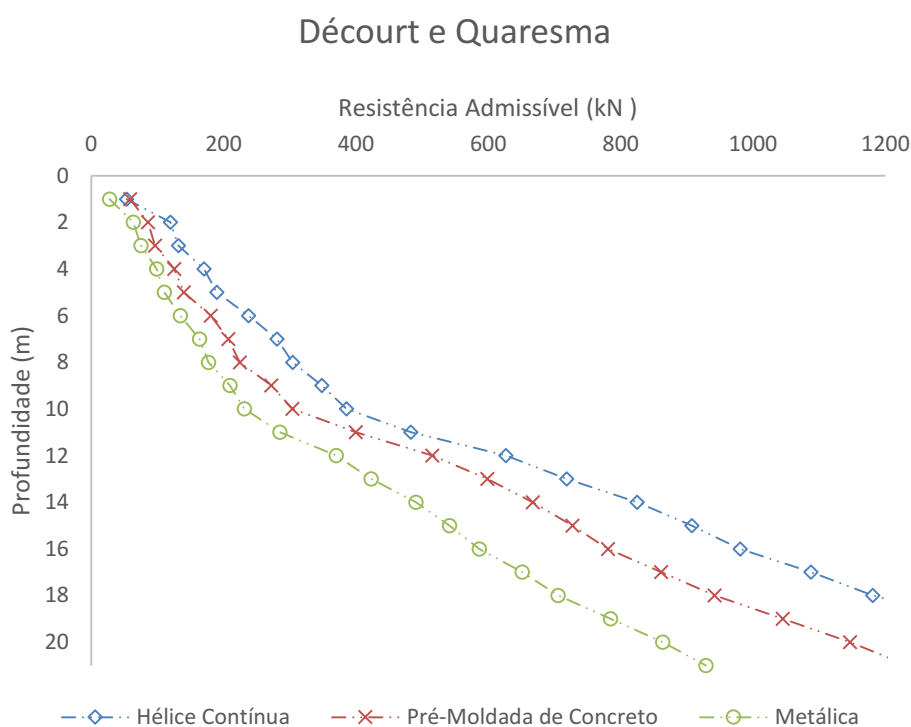
Na Tabela 29, são apresentadas a capacidade de carga e a profundidade de cravação para cada tipo de estaca. Nota-se que, para os modelos analíticos uma grande parcela da resistência admissível provém da resistência lateral, influenciada por parâmetros como  $S_u$ ,  $\phi'$  e o perímetro da estaca. Dessa forma, as capacidades de carga das estacas hélice contínua e pré-moldada de concreto são destacadas, uma vez que o perímetro dessas estacas é mais significativo.

Quanto aos resultados determinados através de Aoki e Velloso, observa-se que para o uso de ensaio CPT, as características que influenciam nos cálculos são os parâmetros diretamente retirados do próprio ensaio (resistência de cone e atrito lateral), não havendo possibilidades de erros em correlações. Por outro lado, para o uso da metodologia derivada do ensaio SPT, grande parte dessa abordagem parte de suposições de valores para coeficientes tabelados.

Por outro lado, Décourt e Quaresma apresenta resultados similares influenciados pela resistência a penetração e fatores característicos estimados por tabelas.

O Gráfico 6 compara a resistência alcançada pelos três tipos de estacas diferentes, utilizando o mesmo modelo aplicado.

Gráfico 6 - Resumo das estacas pela profundidade, Décourt e Quaresma.

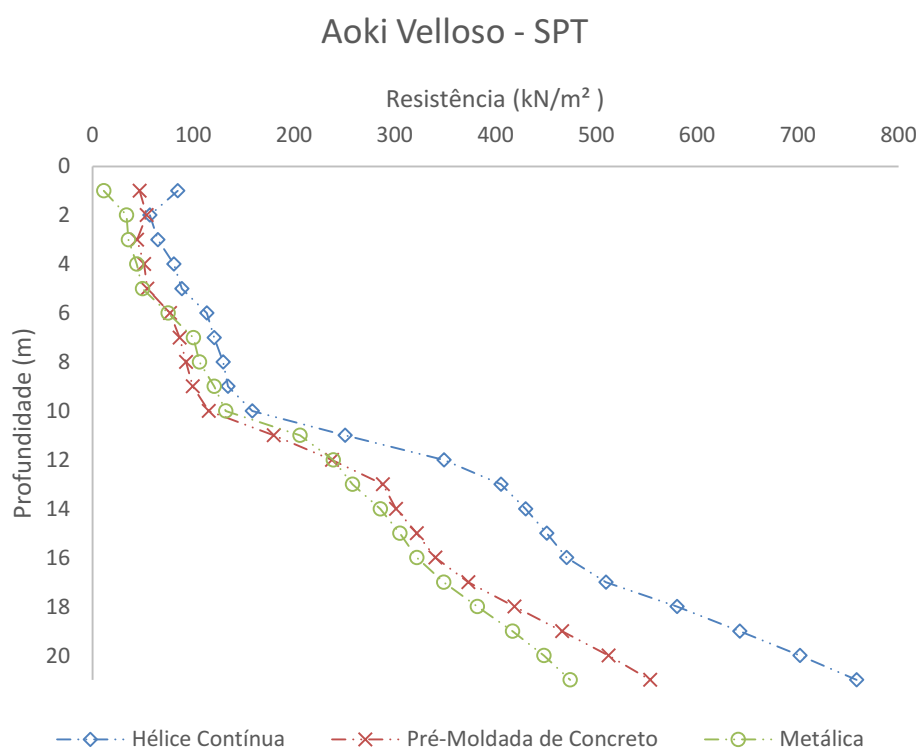


Fonte: Autoria própria, 2024.

Nesse caso, nota-se que o método Décourt e Quaresma demonstrou valores mais uniformes entre estacas pré-moldadas de concreto e metálicas tubulares até uma profundidade de 8 metros. Entretanto, em profundidades mais elevadas, observou-se um comportamento pouco divergente na resistência dessas estacas.

Na sequência o Gráfico 7 apresenta a capacidade de carga calculada aplicando a metodologia de Aoki e Velloso, utilizando os fatores característicos do solo derivados do ensaio SPT. A análise dos resultados mostra uma similaridade na resistência admitida entre as estacas de deslocamento, tanto pré-moldadas de concreto quanto metálica tubular até a profundidade de 16 metros.

Gráfico 7 - Resumo das estacas pela profundidade, Aoki e Velloso - SPT.

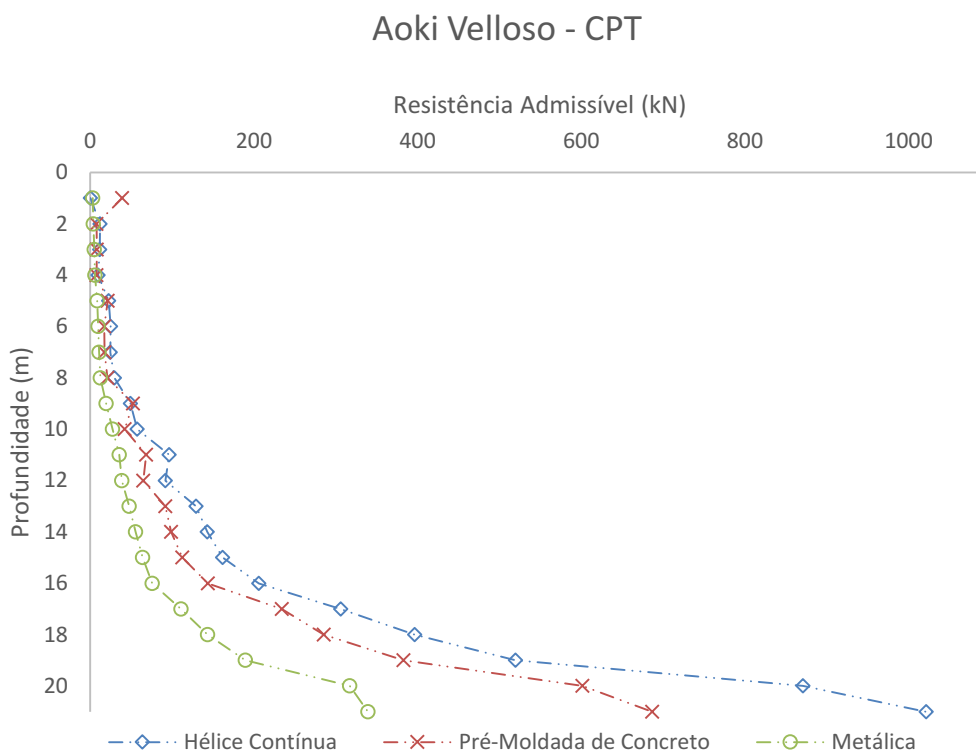


Fonte: Autoria própria, 2024.

No Gráfico 8, ao analisar o comportamento das curvas entre 2 e 11 metros de profundidade, é possível notar uma semelhança na capacidade de carga admitida dentro desse intervalo para os três tipos de estacas. No entanto, a partir dessa cota os resultados revelam curvas de resistência mais afastadas. Observa-se que as camadas onde ocorrem o distanciamento são compostas de materiais siltsos, enquanto as camadas superiores apresentam predominância de argilas arenosas e uma parcela de areia fina.

Com isso, é possível relacionar a variação nos resultados obtidos com base no tipo do material presente nas camadas, além de características específicas das estacas.

Gráfico 8 - Resumo das estacas pela profundidade, Aoki Velloso - CPT.



Fonte: Autoria própria, 2024.

Quanto as resistências mais relevantes entre os três tipos de estacas, a Tabela 30 apresenta os resultados de resistência de ponta, lateral e carga admissível para cada tipo de estaca.

Tabela 30 - Resultados de  $R_p$ ,  $R_l$  e  $R_{adm}$  - Tipos de estacas.

ANÁLISE DE RESULTADOS - TIPOS DE ESTACAS						
ESTACA	ANALÍTICO			SEMI-EMPÍRICO		
	$R_p$ (kN)	$R_l$ (kN)	$R_{ADM}$ (kN)	$R_p$ (kN)	$R_l$ (kN)	$R_{ADM}$ (kN)
Hélice Contínua	1001	2907,78	1954,85	1021,81	2365,5	1870,5
Pré-Moldada de Concreto	440,4	2176,21	1308,29	541,21	2117	1370,4
Metálica	31,8	1629,09	830,45	35,9	1320,3	1024,4

Fonte: Autoria própria, 2024

Com base nos resultados, observa-se que a estaca hélice contínua apresenta capacidade de carga substancialmente maior, independentemente do método aplicado. No entanto, nota-se que uma parte significativa da resistência da estaca provém da sua capacidade de resistência lateral.

No que diz respeito às estacas pré-moldadas de concreto, é interessante observar conforme indicado na Tabela 30, a considerável resistência lateral e a elevada capacidade de carga. Isso as destaca como uma alternativa viável em diversas condições de projeto, devido à sua resistência admissível promissora.

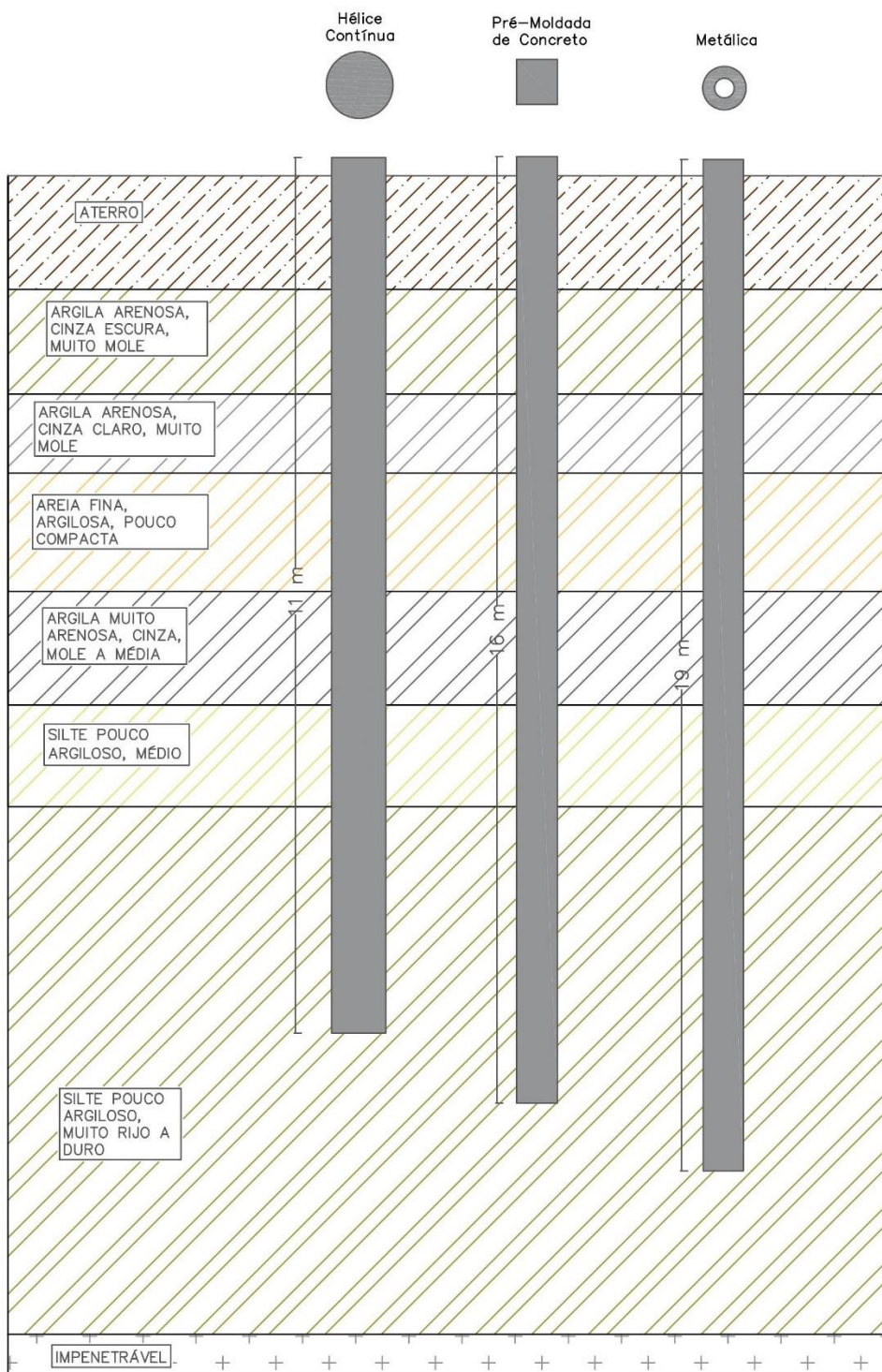
Quanto à seção das estacas, ao analisar a estaca hélice contínua, estaca pré-moldada de concreto e estaca metálica tubular (ponta aberta), observa-se que a estaca hélice possui um diâmetro maior em comparação às outras estacas. Isso resulta em uma área de ponta mais robusta e, conseqüentemente, em uma maior resistência de ponta para métodos que não são influenciados pelos critérios normativos, conforme demonstrado no modelo analítico calculado.

Portanto, a estaca escavada se destaca favoravelmente devido à sua seção mais ampla. Além disso, tanto pelo modelo analítico quanto pelo semi-empírico, as estacas hélice contínua demonstram uma profundidade de embutimento mais superficial em comparação com as outras estacas analisadas.

Com base no tipo de estaca adotada, é crucial avaliar o local de execução da fundação, a profundidade de escavação ou cravação, além de considerar os meios de transporte adequados para os equipamentos necessários, bem como as questões de acesso e logística. Esses aspectos têm um impacto direto no custo econômico da solução adotada.

A Figura 20 ilustra a análise das profundidades de aplicação das estacas para o modelo analítico.

Figura 20 - Análise da profundidade das estacas.



Fonte: Autoria própria, 2024.

## 6. CONCLUSÃO

Os principais objetivos deste trabalho foram verificar a influência de diferentes tipos de ensaios na estimativa da capacidade de carga utilizando dois métodos, teórico e semi-empíricos, além de realizar um comparativo das soluções apresentadas ao longo do estudo. Por fim, analisar os resultados propostos e comparar com a solução adotada no projeto real.

Em relação aos modelos adotados para estimativa da capacidade de carga nas três estacas, no que diz respeito à aplicação analítica foi observado resultados com maiores capacidades de carga do que as analisadas nos modelos semi-empíricos.

Por outro lado, nos modelos semi-empíricos, o método de Aoki e Velloso (1975), com base nos parâmetros extraídos do ensaio CPT, demonstrou solidez na maioria dos resultados, exceto por alguns pontos isolados de dispersão, como também apresentou capacidade de cargas insuficientes observadas nas estacas metálicas. No entanto, para o uso dos dados derivados pelo ensaio SPT, os resultados mostraram curvas de resistências dispersantes entre as estacas escadas e cravadas. Em contraste, o método de Décourt e Quaresma (1978) revelou resultados lineares e sem oscilações para os três tipos de fundação, além de indicar profundidades de assentamento menores em comparação ao método de Aoki e Velloso.

Portanto, com base no estudo das metodologias aplicadas, conclui-se, através da análise deste estudo de caso específico, que a utilização do método analítico, se mostra mais oportuna. Esta conclusão se fundamenta no resultado econômico obtido por meio deste método. Embora o método semi-empírico de Décourt e Quaresma (1978) tenha apresentado bons resultados, optou-se pelo modelo que mostrou maior resistência lateral e admissível, com menor embutimento da estaca.

Dessa forma, considerando os resultados de capacidade de carga das estacas, conclui-se que a estaca hélice contínua é a solução mais promissora. Além de sua eficiência em termos de capacidade de carga, destaca-se por necessitar de menor profundidade de execução para atingir a resistência necessária, o que contribui para a otimização dos custos e a viabilidade econômica do projeto, como também não provoca vibrações na vizinhança.

Por fim, ao comparar os resultados da solução estimada neste trabalho com a prevista no projeto real, é possível verificar uma similaridade notável entre os dois dimensionamentos. Ambos projetos propuseram o uso de estacas hélice contínua com diâmetro de 40 cm e a distribuição de 4 estacas no bloco de fundação. No entanto, há uma diferença significativa no que diz respeito à profundidade de assentamento. Este estudo determinou uma profundidade de 11 metros de embutimento para a estaca hélice contínua, enquanto o projeto original estimou uma cota de ponta de 14 metros.

Portanto, embora o solo seja o mesmo e as características das estacas sejam semelhantes, pequenas variações na caracterização do solo, na seleção dos parâmetros geotécnicos representativos e no modelo utilizado para a estimativa da capacidade de carga podem influenciar no dimensionamento da fundação. Esses nuances podem resultar em diferenças na profundidade de assentamento das estacas, sendo possível mensurar a importância e influência do tipo de ensaio e métodos aplicados.

## 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros em estudo se caso:

- a. Analisar outras soluções de estacas;
- b. Analisar diferentes tipos de seções para uma mesma estaca e verificar sua influência na resistência de ponta;
- c. Aplicar outros métodos para estimativa de carga admissível;
- d. Realizar uma análise orçamentária para o uso de diferentes estacas e verificar o cenário mais econômico;

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Solo – sondagem de simples reconhecimento com – SPT – Método de. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. 1 ed. – Rio de Janeiro: LTC, 2020.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo: Blucher, 1989.
- ALMEIDA, B. D. **Patologias de Fundação**. Paracatu: Centro Universitário Atenas, 2019.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A252**. Standard Specification for Welded and Seamless Steel Pipe Piles. United States, 2018.
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO H. *et al.* Estacas hélice Contínua: Projeto, Execução e Controle – ABMS, 1997.
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO H. Estacas tipo hélice contínua. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 345-348.
- ATKINSON, J. **The mechanics of soils and foundations**. 2. ed. Nova Iorque: Taylor & Francis Group, 2007.
- AZEREDO, H. A. **O edifício até a sua cobertura**: prática de construção civil. 2 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977.
- BARROS, Mercia. **Fundações**: Tecnologia e Gestão da Produção de Obras Civis: Edifícios. ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL. 2003.
- BRITO, J. L. W. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.



CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**: mecânica das rochas, fundações e obras de terra: volume 2. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

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

CLEMENTE C. W.; FARO V. P.; **GEOSUL 2019**: Determinação da resistência não drenada através do método do Cone Sueco ou Fall Cone em solos marinhos. Santa Catarina, 2019.

CUNHA, L. do N. **Análise comparativa de fundação tipo sapata e tubulão em um mesmo perfil geotécnico na cidade de Teresina**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 28., 2016, Belo Horizonte. Anais ... Belo Horizonte: ABMS, 2016.

FALCONI F.; CORRÊA C. N.; ORLANDO C. et. al. **Fundações**: Teoria e Prática. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GODOY, N. S.; **Fundações**. Notas de aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

GOMES, D. D.; **Uso de dilatômetro de Marchetti para a previsão da capacidade de carga e dos recalques elásticos de estaca**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2007.

HACHICH, W.; FALCONI F.F.; SAES J. L.; FROTA R. G. Q. *et al.* **Fundações**: Teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

HEIDEMANN, M; **Fundações**: Fundações profundas. 2023. Apostila (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2023.

HEIDEMANN, M; **Fundações**: Investigação geotécnica de campo. 2023. Apostila (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2023.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C., GERMAINE, J. T., LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils**. San Francisco, 1985.

LUTENEGGER, A. J; **Current status of the Marchetti dilatometer test**. Balkema Publ.,1988. V. 1.

MELLO, W.; ABRAMENTO M.; HACHICH W.; TEIXEIRA P. W. **Fundações Profundas**: Principais Tipos e Métodos Construtivos Dimensionamento em Planta Complementos. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MARANGON, M. **Investigação geotécnica e parâmetros para fundações**. Trabalho Acadêmico – Apostila da disciplina de Fundações e Obras de Terra, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018.

MARCHETTI, S.; **In situ Tests by flat dilatometer**. GT3, 1980.

MARCHETTI, S.; **A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability**, V. 2, 1975.

MAYNE, P.W., **Interrelationship oh the DMT and CPT readings in soft clays**. Proceedings of the 2and Int. Flat Dilatometer Conference. Whashington, D.C., 2006a.

MEYERHOF, G. G., **The bearing capacity of foundations under eccentric and incmidruled loads**. In ICSMFE, Zurich. 1953.

MILITITSKY, J. **Relato do estado atual de conhecimentos: fundações**. Porto alegre. V. 7. 1986.

OLIVEIRA, F. J. **Métodos executivos de fundações profundas: Gerenciamento de obras, tecnologia e qualidade da construção**. Goiânia: Instituto de Pós-Graduação, 2014.

POLIDO, U. F.; ALLEDI, C. T. D. B.; ALBURQUERQUE, P. J. R. **Capacidade de carga de estaca metálica com base em provas de carga à compressão e à tração**. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. Gramado, 2010.

TUPER; **Manual de Estacas Tubulares Tuper com Conexão Rápida**. 1 ed., 2021.

ROMANOFF, M.; **Corrosion of steel pilings in soils**. United States Department of Commerce, Whashington, 1962.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; **Ensaio de Campo: e suas aplicações a Engenharia de Fundações**. 2 ed. São Paulo, 2012.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics**. London and New York: Taylor & Francis, 2009.

SONOSKI, J.; **Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BRRS, 2016.

SKEMPTON, A. W.; Standard penetration teste procedures and the effects in sando f overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique. v. 36, 1986

STROUD, M. A. **The standard penetration testing in insensitive clays and soft rocks**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON PENETRATING TESTING. Estocolmo, 1974.

TERZAGHI, K.; **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TOMLINSON M. J.; **Pile Desing and Construction Practice, fourth edition**. E & FN Soon. New York, 1994.

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









## ANEXO E – Planilha de cálculo, Método Aoki e Velloso – CPT (HC).

MÉTODO AOKI E VELLOSO								
Hélice Contínua								
Camadas	Profundidade	qc (KPa)	fs (KPa)	Rp	Rl	Rlacum	Rrup	Radm
Aterro, silte argiloso	1	2470	6,54	<b>0,41</b>	0,41	0,41	0,82	0,41
	1,2	4430	39,24	<b>2,87</b>	2,46	2,87	5,75	2,87
	1,4	1590	6,54	99,85	1,23	4,11	103,96	51,98
	2	220	19,62	13,82	6,16	10,27	24,08	12,04
	3	140	13,08	8,79	4,11	14,37	23,17	11,58
Argila pouco arenosa	4	50	6,54	3,14	2,05	16,43	19,57	9,78
	5	750	19,62	<b>22,59</b>	6,16	22,59	45,18	22,59
	6	370	13,08	23,24	4,11	26,70	49,93	24,97
	7	290	13,08	18,21	4,11	30,80	49,02	24,51
	8	400	19,62	25,12	3,70	34,50	59,62	29,81
Argila siltosa	8,6	400	85,02	25,12	10,68	45,18	70,30	35,15
	9	1980	13,08	49,29	4,11	49,29	98,57	49,29
	10	620	85,02	38,94	26,70	75,98	114,92	57,46
	11	1710	65,40	<b>96,52</b>	20,54	96,52	193,03	96,52
	12	1230	32,70	77,24	10,27	106,79	184,03	92,01
Silte argiloso	13	2320	71,94	<b>129,37</b>	22,59	129,37	258,75	129,37
	14	2140	71,94	134,39	22,59	151,96	286,36	143,18
	15	2350	78,48	147,58	24,64	176,61	324,19	162,09
	16	3540	117,72	<b>206,18</b>	29,57	206,18	412,35	206,18
	16,8	2370	104,64	148,84	6,57	212,75	361,58	180,79
Impenetrável	17	6790	298,14	<b>306,36</b>	93,62	306,36	612,73	306,36
	18	7590	287,76	<b>396,72</b>	90,36	396,72	793,44	396,72
	19	10440	392,40	<b>519,94</b>	123,21	519,94	1039,87	519,94
	20	<b>14770</b>	<b>1118,34</b>	<b>871,09</b>	<b>351,16</b>	<b>871,09</b>	<b>1742,19</b>	<b>871,09</b>
	21	18810	800,00	<b>1021,81</b>	150,72	1021,81	2043,63	1021,81
	21,2	18620	843,66	<b>1127,78</b>	105,96	1127,78	2255,55	1127,78
		-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-

## ANEXO F – Planilha de cálculo, Método Aoki e Velloso – CPT (PMC).

MÉTODO AOKI E VELLOSO								
Pré-Moldada de Concreto								
Camadas	Profundidade	qc (KPa)	fs (KPa)	Rp	RI	Rlacum	Rrup	Radm
Aterro, silte argiloso	1	2470	6,54	77,95	0,35	0,35	78,30	39,15
	1,2	4430	39,24	139,80	2,11	2,46	142,26	71,13
	1,4	1590	6,54	50,18	1,05	3,51	53,69	26,84
	2	220	19,62	6,94	5,27	8,78	15,72	7,86
	3	140	13,08	4,42	3,51	12,30	16,71	8,36
Argila pouco arenosa	4	50	6,54	1,58	1,76	14,05	15,63	7,81
	5	750	19,62	23,67	5,27	19,32	42,99	21,49
	6	370	13,08	11,68	3,51	22,83	34,51	17,26
	7	290	13,08	9,15	3,51	26,35	35,50	17,75
	8	400	19,62	12,62	3,16	29,51	42,13	21,07
	8,6	400	85,02	12,62	9,13	38,64	51,26	25,63
	9	1980	13,08	62,48	3,51	42,15	104,64	52,32
Argila siltosa	10	620	85,02	19,57	22,83	64,99	84,55	42,28
	11	1710	65,40	53,96	17,56	82,55	136,52	68,26
	12	1230	32,70	38,82	8,78	91,34	130,15	65,08
	13	2320	71,94	73,21	19,32	110,66	183,87	91,93
	14	2140	71,94	67,53	19,32	129,98	197,51	98,76
	15	2350	78,48	74,16	21,08	151,06	225,21	112,61
	16	3540	117,72	111,71	25,29	176,35	288,06	144,03
	16,8	2370	104,64	74,79	5,62	181,97	256,76	128,38
	17	6790	268,14	214,27	72,01	253,98	468,26	234,13
	18	7590	287,76	239,52	77,28	331,27	570,79	285,39
Silte argiloso	19	10440	392,40	329,46	105,39	436,66	766,11	383,06
	<b>20</b>	<b>14770</b>	<b>1118,34</b>	<b>466,10</b>	<b>300,35</b>	<b>737,01</b>	<b>1203,11</b>	<b>601,55</b>
	21	18810	800,00	593,59	128,91	865,92	1459,51	729,76
	21,6	17150	0,00	541,21	5,80	871,72	1412,93	706,46
		-	-	-	-	-	-	-
Impenetrável		-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-



### ANEXO G – Planilha de cálculo, Método Aoki e Velloso – CPT (Metálica).

MÉTODO AOKI E VELLOSO								
Estaca Metálica								
Camadas	Profundidade	qc (KPa)	fs (KPa)	Rp	RI	Rlacum	Rrup	Radm
Aterro, silte argiloso	1	2470	6,54	5,63	0,29	0,29	5,92	2,96
	1,2	4430	39,24	10,10	1,72	2,00	12,10	6,05
Argila pouco arenosa	1,4	1590	6,54	3,63	0,86	2,86	6,49	3,24
	2	220	19,62	0,50	4,29	7,16	7,66	3,83
	3	140	13,08	0,32	2,86	10,02	10,34	5,17
	4	50	6,54	0,11	1,43	11,45	11,57	5,78
	5	750	19,62	1,71	4,29	15,75	17,46	8,73
	6	370	13,08	0,84	2,86	18,61	19,45	9,73
	7	290	13,08	0,66	2,86	21,47	22,14	11,07
	8	400	19,62	0,91	2,58	24,05	24,96	12,48
	8,6	400	85,02	0,91	7,44	31,50	32,41	16,20
	9	1980	13,08	4,51	2,86	34,36	38,87	19,44
Argila siltosa	10	620	85,02	1,41	18,61	52,97	54,38	27,19
	11	1710	65,40	3,90	14,32	67,29	71,19	35,59
	12	1230	32,70	2,80	7,16	74,44	77,25	38,62
	13	2320	71,94	5,29	15,75	90,19	95,48	47,74
	14	2140	71,94	4,88	15,75	105,94	110,82	55,41
	15	2350	78,48	5,36	17,18	123,12	128,48	64,24
	16	3540	117,72	8,07	20,62	143,74	151,81	75,90
	16,8	2370	104,64	5,40	4,58	148,32	153,72	76,86
	17	6790	268,14	15,48	58,70	207,01	222,49	111,25
	18	7590	287,76	17,31	62,99	270,00	287,31	143,65
Silte argiloso	19	10440	392,40	23,80	85,90	355,90	379,71	189,85
	20	14770	1118,34	33,68	244,81	600,71	634,39	317,19
	21	18810	800,00	42,89	35,02	635,73	678,62	339,31
	21,2	17150	0,00	42,45	73,87	709,61	752,06	376,03
Impenetrável		-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	-





