



**UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA**

**RAFAELA CALEGARI**

**ROBERTA CALEGARI**

**ANÁLISE DE PROJETO E OBRA DE FUNDAÇÃO PROFUNDA: ESTUDO DE  
CASO COLÉGIO ANTONIETA, PALHOÇA/SC**

Palhoça

2021

**RAFAELA CALEGARI**

**ROBERTA CALEGARI**

**ANÁLISE DE PROJETO E OBRA DE FUNDAÇÃO PROFUNDA: ESTUDO DE  
CASO COLÉGIO ANTONIETA, PALHOÇA/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial  
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Fernanda Soares de Souza, Ms.

Palhoça

2021

**RAFAELA CALEGARI**

**ROBERTA CALEGARI**

**ANÁLISE DE PROJETO E OBRA DE FUNDAÇÃO PROFUNDA: ESTUDO DE  
CASO COLÉGIO ANTONIETA, PALHOÇA/SC**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 08 de junho de 2020.



---

Professora e orientadora Fernanda Soares de Souza, Ms.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Professor Ricardo Moacyr Mafra, Ms  
Universidade do Sul de Santa Catarina



**Luis Braga**  
Eng. Civil

---

Engenheiro Luis Fernando Braga  
CREA 148899  
Pareto Engenharia

## RESUMO

A presente pesquisa visa comparar os métodos semiempíricos Aoki & Veloso, Décourt & Quaresma e Teixeira estimando a capacidade de carga de uma fundação profunda já executada, comparando os cálculos com o projeto apresentado versus obra. A obra em questão se trata de um empreendimento escolar de dois pavimentos, localizado no bairro Guarda do Cubatão na cidade de Palhoça\SC, com área de 797m<sup>2</sup>, área do terreno 2350m<sup>2</sup>. O perfil geotécnico do terreno tem predominância um solo homogêneo, nos primeiros metros foi constatado uma pequena camada de areia, originando um valor considerável de SPT, logo abaixo uma grande camada de argila. Um solo com baixa coesão, mas sem a presença de rochas. Essa camada é predominantemente na região. Com os estudos foram determinados que seria executado a estaca hélice contínua com 30 cm de diâmetro. Os parâmetros e coeficientes adotados nos cálculos, dos três métodos semiempíricos, foram baseados nas investigações de sondagem SPT realizadas anteriormente a concepção do projeto. Ao final, os três métodos apresentaram o mesmo valor de estacas. Acredita-se que os resultados iguais nos três métodos são devidos as baixas cargas solicitadas por cada pilar, contendo apenas dois pavimentos. Não tendo necessidade de cargas expressivas.

Palavras-chave: Fundação profunda. Capacidade de carga. Estaca hélice contínua 2. Sondagem STP.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de ensaios de sondagem .....	15
Figura 2 – Ensaio SPT .....	17
Figura 3 – Fundação rasa.....	18
Figura 4 – Fundação profunda.....	19
Figura 5 – Estaca cravada de madeira .....	21
Figura 6 – Execução de estaca crava metálica .....	21
Figura 7 – Execução de estaca pré-moldada .....	22
Figura 8 – Execução de estaca Strauss .....	23
Figura 9 – Execução de estaca raiz.....	23
Figura 10 – Execução de hélice contínua .....	24
Figura 11 – Procedimentos executivos hélice contínua .....	26
Figura 12 – Concretagem hélice contínua .....	27
Figura 13 – Limpeza da hélice contínua.....	28
Figura 14 – Introdução de armadura.....	29
Figura 15 – Fases de execução Estaca Raiz .....	30
Figura 16 – Demonstração de dimensionamento de estaca em um terreno.....	33
Figura 17 – Fluxograma de dimensionamento de fundação profunda .....	39
Figura 18 - Perfil Estratigráfico.....	41
Figura 19 - Planta de localização dos SPTs.....	42

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos Solos (NBR 7250) .....	16
Quadro 2 - Resistência de Ponta ( $Q_p$ ) .....	45
Quadro 3 - Resistência Lateral ( $Q_L$ ) .....	47
Quadro 4 - Capacidade de Carfa ( $Q_r$ ).....	48
Quadro 5 - Resistência Admissível .....	49
Quadro 6 - Dimensionamento das estacas .....	50
Quadro 7 - Resistência Lateral ( $Q_L$ ) .....	51
Quadro 8 - Resistência de Ponta ( $Q_p$ ) .....	53
Quadro 9 - Carga de ruptura ( $Q_r$ ) .....	54
Quadro 10- Resistência Admissível ( $Q_{adm}$ ).....	55
Quadro 11 - Dimensionamento das estacas .....	57
Quadro 12 - Resistência de Ponta ( $Q_p$ ) .....	59
Quadro 13 - Resistência Lateral ( $Q_L$ ) .....	60
Quadro 14 - Capacidade de Carga.....	62
Quadro 15 - Carga Admissível .....	63
Quadro 16 - Dimensionamento de estaca .....	64
Quadro 17 - Quantidade de estaca total.....	65
Quadro 18 - Comparação de tensões admissíveis .....	66

## **LISTA DE GRÁFICOS**

Gráfico 1- Comparativo de Resistência Admissível – métodos semiempíricos.....	67
---	----

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente e razão de atrito $\alpha$ .....	32
Tabela 2 – Fatores de correção F1 e F2.....	32
Tabela 3– Coeficientes K em função do tipo de solo .....	34
Tabela 4 – Coeficientes $\beta$ para correção da resistência lateral .....	34
Tabela 5 – Coeficientes $\alpha$ para correção da resistência de ponta .....	35
Tabela 6 – Tabela do coeficiente de resistência do solo C (Dècourt& Quaresma).....	36
Tabela 7 - Valores de $\alpha_3$ de Teixeira.....	37
Tabela 8 - Valores $\beta_4$ de Teixeira .....	37

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>11</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	12
1.2 OBJETIVO .....	12
<b>1.2.1 Objetivo geral .....</b>	<b>12</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos .....</b>	<b>12</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>13</b>
2.1 O MATERIAL SOLO NA CONSTRUÇÃO CIVIL .....	13
<b>2.1.1 Característica dos solos.....</b>	<b>13</b>
2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	13
<b>2.2.1 Sondagem .....</b>	<b>14</b>
2.2.1.1 <i>Standart Penetration Test</i> (SPT) .....	15
2.3 FUNDAÇÃO .....	17
<b>2.3.1 Fundações superficiais ou rasas .....</b>	<b>18</b>
<b>2.3.2 Fundações profundas .....</b>	<b>18</b>
2.3.2.1 Estacas .....	19
2.3.2.1.1 <i>Estacas cravadas</i> .....	20
2.3.2.1.2 <i>Estacas escavadas</i> .....	22
2.4 HISTÓRIA HÉLICE CONTÍNUA.....	24
2.5 EQUIPAMENTOS .....	24
2.6 PROCESSO EXECUTIVO .....	25
2.7 ESTACA RAIZ.....	29
2.8 DIMENSIONAMENTO DE ESTACA .....	30
<b>2.8.1 Métodos estimativos da capacidade de carga .....</b>	<b>31</b>
2.8.1.1 Método Aoki e Velloso (1975).....	31
2.8.1.2 Método de Dècourt-Quaresma (1978).....	34
2.8.1.3 Método de Teixeira (1996).....	36
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>38</b>
<b>4 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>40</b>
4.1 GEOLOGIA.....	40
4.2 DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO .....	40
4.3 PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DOS SPTS .....	42
4.4 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS .....	42

4.5	CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975).	43
<b>4.5.1</b>	<b>Dados iniciais da estaca.</b>	<b>43</b>
4.5.1.1	Área de ponta Lateral	43
4.5.1.2	Valores de Correção	43
<b>4.5.2</b>	<b>Resistência de Ponta</b>	<b>44</b>
4.5.2.1	Atrito de ponta	44
4.5.2.2	Incógnita geotécnica da resistência de ponta	44
4.5.2.3	Parcela de resistência de ponta	44
<b>4.5.3</b>	<b>Resistência de atrito lateral</b>	<b>45</b>
4.5.3.1	NSPT	45
4.5.3.2	Espessura da camada do solo	46
4.5.3.3	Atrito Lateral	46
4.5.3.4	Incógnita geotécnica da resistência lateral	46
4.5.3.5	Parcela de resistência de atrito lateral	46
<b>4.5.4</b>	<b>Capacidade de Carga</b>	<b>47</b>
<b>4.5.5</b>	<b>Resistência admissível</b>	<b>48</b>
<b>4.5.6</b>	<b>Dimensionamento</b>	<b>49</b>
4.6	CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO DÈCOURT-QUARESMA	50
<b>4.6.1</b>	<b>Dados iniciais da estaca.</b>	<b>50</b>
<b>4.6.2</b>	<b>Resistência Lateral</b>	<b>51</b>
4.6.2.1	Cálculo da resistência de lateral	51
<b>4.6.3</b>	<b>Resistência de Ponta</b>	<b>52</b>
4.6.3.1	Parâmetros geotécnicos	52
4.6.3.2	NP	52
4.6.3.3	Cálculo da resistência de ponta	53
<b>4.6.4</b>	<b>Resistência admissível</b>	<b>55</b>
<b>4.6.5</b>	<b>Dimensionamento</b>	<b>56</b>
4.7	CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO TEIXEIRA:	58
<b>4.7.1</b>	<b>Dados iniciais da estaca.</b>	<b>58</b>
<b>4.7.2</b>	<b>Resistência de ponta</b>	<b>58</b>
4.7.2.1	Parâmetros da resistência de ponta	58
4.7.2.2	NP	58
4.7.2.3	Cálculo da resistência de ponta	59
<b>4.7.3</b>	<b>Resistência de atrito lateral</b>	<b>60</b>

4.7.3.1	Parâmetros da resistência de atrito lateral .....	60
4.7.3.2	NL.....	60
4.7.3.3	4.7.3.3 - Cálculo de resistência lateral.....	60
<b>4.7.4</b>	<b>Capacidade de Carga .....</b>	<b>61</b>
<b>4.7.5</b>	<b>Carga Admissível.....</b>	<b>62</b>
<b>4.7.6</b>	<b>Dimensionamento .....</b>	<b>64</b>
4.8	COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS .....	64
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>68</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>69</b>
	<b>ANEXO A – Sondagem 1 .....</b>	<b>72</b>
	<b>ANEXO B –Sondagem 2 .....</b>	<b>74</b>
	<b>ANEXO C – Planta de locação das estacas .....</b>	<b>76</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As estruturas de fundações são as principais preocupações no projeto devido à complexidade de suas características, elemento estrutural e solo. Independentemente de sua aplicação, as fundações exercem uma das funções mais importantes de uma obra. São responsáveis pela sustentação onde são transmitidas as cargas ao solo da superestrutura sem sofrer grandes deformações, quando bem calculadas. É importante que haja informações precisas sobre as características do solo, subsolo e das cargas, para que não haja equívocos na hora de projetar a fundação.

As fundações são divididas em dois grupos: fundações rasas e fundações profundas. As fundações rasas situam-se na camada da superfície, e a carga é transmitida ao solo de suporte diretamente pela base da fundação, esse tipo de fundação segue a regra de que em geral o mecanismo de ruptura ocorre na superfície do terreno. São simples de execução e geralmente não precisam de mão de obra especializada, são muito utilizadas para obra de pequeno e médio porte em solos que não sejam muito compressíveis.

Já as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga da edificação ao solo por meio da resistência de ponta (base), pela resistência de fuste (lateral) ou por ambas, o seu mecanismo de ruptura da base não atinge a superfície do terreno. Nesse tipo de fundação é necessário equipamento específico para a sua execução, máquinas e pessoal especializado para operar nos equipamentos. São principalmente utilizadas em obra de grande porte ou até mesmo em obra de médio porte onde estão localizadas sobre solo de baixa resistência.

As fundações profundas são divididas em três grupos: estaca, tubulão e caixão.

A estaca é um elemento de fundação profunda, executada mediante cravação à percussão, prensagem, vibração ou por escavação. Pode-se ainda, executá-la de forma mista, envolvendo mais de um destes processos. Nas últimas décadas, dentro dessa área houve um avanço significativo em relação as tecnologias disponíveis no mercado e destaca-se entre eles a estaca do tipo hélice contínua, a qual apresenta uma enorme versatilidade e rapidez, já que possibilita a execução de várias estacas ao longo do dia e independe de fatores como o tipo de solo e o nível de água no terreno (VELLOSO; LOPES, 2010).

Neste trabalho, foi realizado um estudo comparativo entre os três métodos teóricos e semiempíricos, utilizando resultados de previsões de resistência, com fórmulas que envolvam o tipo de solo, estacas e suas dimensões. Para isso, utilizou-se os resultados da investigação do solo obtidos através de duas sondagens, em seguida, realizou-se cálculos dos métodos para dimensionamento da fundação, conforme planta de carga.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A escolha pelo tema partiu do interesse em aprofundar os conhecimentos na área de Geotecnia, especialmente relacionado às soluções em fundações profundas, aliado a um caso real de utilização de estaca hélice contínua em Palhoça/SC.

## 1.2 OBJETIVO

### 1.2.1 Objetivo geral

Analisar e comparar dados de projeto e obra de uma fundação profunda na escola Antonieta em Palhoça/ SC.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- estudar o tipo de fundação através de pesquisa bibliográfica;
- definir os parâmetros do solo em função do ensaio de SPT;
- caracterizar as etapas de análise e analisar a estrutura de fundação profunda através dos projetos apresentados;
- dimensionar fundação através dos métodos Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Teixeira;
- comparar os cálculos obtidos com os projetos apresentados.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir serão apresentadas a revisão contextual que fundamenta a presente pesquisa: uma revisão sobre o material solo na construção civil e suas especificidades no que tange as características. Uma breve contextualização sobre investigações geotécnicas com foco nos tipos de fundações.

### 2.1 O MATERIAL SOLO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Ao se projetar uma fundação, é preciso analisar que a solução apresentada precisa atender as cargas aplicadas pela superestrutura e a resposta do solo a estas solicitações. Porém, os solos diferem muito entre si gerando reações muito variáveis (HACHICH *et al.* 1998).

#### 2.1.1 Característica dos solos

Os solos são o resultado do intemperismo ou deterioração das rochas, seja por desintegração mecânica ou por decomposição química. Suas características são provenientes de sua rocha mãe e do mecanismo que atuaram na decomposição dela (PENA, 2020). São classificados de acordo com sua origem e formação:

- a) residuais: permanecem próximo ao local de origem (rocha - mãe);
- b) sedimentares: são transportados para outros locais pela água, vento e demais agentes transportadores;
- c) orgânicos: são formados pela decomposição de matéria orgânica vegetal e animal (VAZ, 1996).

Quando se refere à engenharia, os impasses ao projetar uma fundação são, principalmente, a deformação do solo quando solicitado e ruptura dele. Para garantia de uma fundação segura e econômica é necessário o reconhecimento correto das características do solo.

### 2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

O primeiro passo para execução e projeção de uma fundação é o estudo geotécnico, pois quando se trata de solo e rochas, necessariamente, analisa-se material heterogêneo.

De acordo com a NBR 6122, item 4.1, deve -se observar alguns aspectos e considerar nos projetos de fundações:

- a) feições topográficas e eventuais indícios de instabilidade de taludes;

- b) indícios da presença de aterros (bota-fora) na área;
- c) indícios de contaminação do subsolo por material lançado no local ou decorrente do tipo de ocupação anterior;
- d) prática local de projeto e execução de fundações;
- e) peculiaridades geológico-geotécnicas na área, como presença de matacões, afloramentos rochosos nas imediações, áreas brejosas, minas d'água, dentre outras (ABNT, 2019).

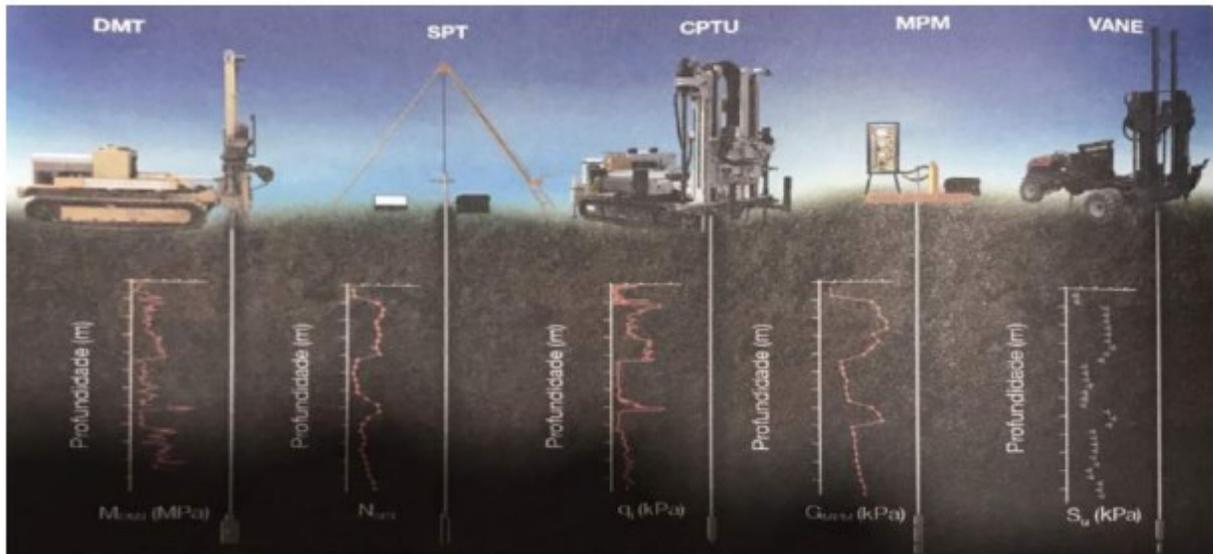
Para a realização de um projeto de fundações é essencial que se saiba as características do solo no terreno onde a estrutura será construída, e dependendo da qualidade do solo das primeiras camadas e da magnitude da estrutura, faz-se necessário conhecer as características de camadas ainda mais profundas. Segundo Britto (1987), fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada. Toda essa economia depende principalmente de um estudo completo do subsolo.

### **2.2.1 Sondagem**

Sondagem é uma investigação realizada no solo através de uma perfuração realizada no terreno. Atrás dela consegue-se verificar qual o tipo de solo existe nesse terreno, qual a sua resistência, espessura de camadas, profundidade de nível d'água, se existe rochas e qual a profundidade. O procedimento é rígido pela NBR 6484, onde nela consta todas as informações referentes aos procedimentos e diretrizes necessárias para execução dele. Com a sondagem realizada o profissional responsável possui um maior conhecimento para tomar decisões em relação à fundação, projeto geométrico e estrutural (ABNT, 2020).

Existem três tipos de classificação de sondagem: as chamadas sondagens diretas, são as que analisam o terreno a olho nu, são mais utilizadas em obras lineares como, por exemplo, as ferrovias; outro tipo são as chamadas sondagens semidiretas como, por exemplo, sondagem à percussão, analisam o solo por meio de amostras de coletas; e por fim, as sondagens indiretas, neste caso a identificação é feita através de informações obtidas indiretamente. Conforme mostra a figura 1, existem diversos tipos de sondagem, que vão de uma simples cravação até mesmo sistemas modernos com sensores elétricos para medir grandezas como força e poropressão.

Figura 1 – Tipos de ensaios de sondagem



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p.16).

### 2.2.1.1 Standart Penetration Test (SPT)

A sigla SPT tem origem em inglês que significa (*Standart Penetration Test*), no Brasil esse ensaio é conhecido como sondagem à percussão ou sondagem de simples reconhecimento. Esse tipo de ensaio é o mais frequente utilizado nas obras brasileiras, por ser um ensaio popular, simples e econômico quando falamos em investigações geotécnicas. Através do SPT é possível obter parâmetros de resistência do solo através da cravação de um amostrador, obtendo-se amostras do solo para classificação táctil visual e verificar a posição do nível d'água do subsolo. A Norma Brasileira que regulamenta a execução do ensaio de SPT é a NBR 6484 – Solo – Sondagem de Simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.

Segundo a NBR 6484, o ensaio de SPT consiste na perfuração e cravação dinâmica de um amostrador padrão, a cada metro de solo, resultando na determinação dos tipos de solo, em suas respectivas profundidades, além do índice de resistência à penetração a cada metro, a posição do nível do lençol freático (ABNT, 2020). O SPT se constitui em uma medida de resistência dinâmica associada a uma sondagem de simples reconhecimento. A cada metro, amostras representativas do solo são coletadas por meio de amostrador padrão, de diâmetro de 50 mm. O procedimento se resume na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, esta que pode ser revestida ou não, através de um peso de 65,0 kg (martelo), caindo de uma altura de 750 mm. O valor NSPT é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm (SCHNAID, 2000).

Conforme a norma NBR 8036, o número de sondagens mínimas devem ser uma para cada

200m<sup>2</sup> de área de projeção em planta do edifício, até 1200m<sup>2</sup> de área. Entre 1200m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> deve-se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem de 1200m<sup>2</sup>. Acima de 2400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área de projeção em planta de até 200m<sup>2</sup>;
- b) três para área de projeção em planta entre 200m<sup>2</sup> e 400m<sup>2</sup> (ABNT, 1983).

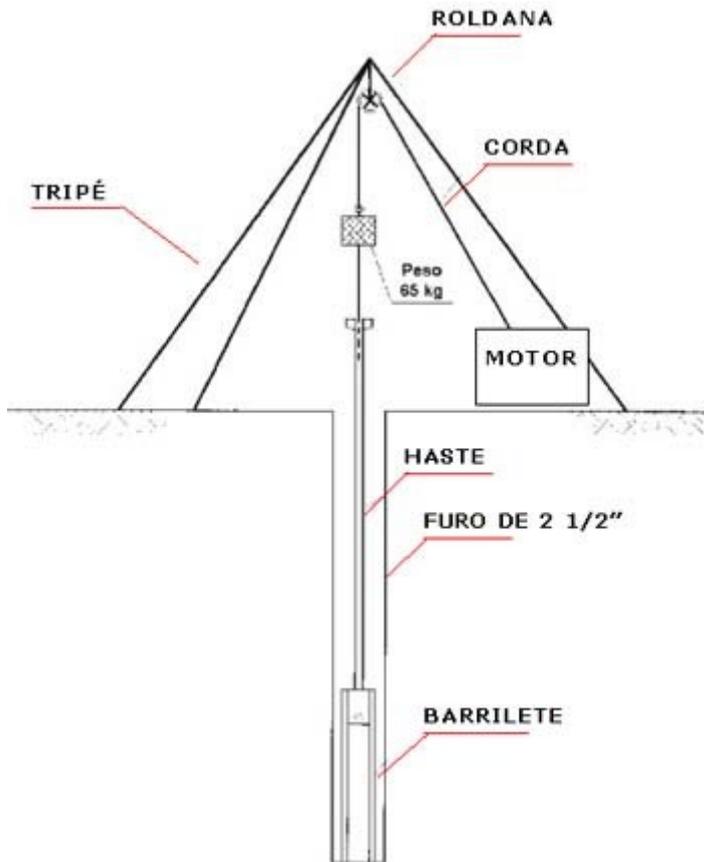
As sondagens devem ser igualmente distribuídas por toda área e devem ser definidas, onde devem levar em conta as regiões do terreno em que se concentrarão as maiores cargas. Caso o número de sondagem for maior que três furos, as mesmas não devem ser alinhadas. Em relação a profundidade, devem ser executadas até a cota em que o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, quando a sondagem atingir rocha e não haver dúvidas, a sondagem pode ser interrompida.

Quadro 1- Classificação dos Solos (NBR 7250)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco fofa (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

Fonte: ABNT (1983, p. 17).

Figura 2 – Ensaio SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

### 2.3 FUNDAÇÃO

Segundo Azeredo (1997) fundação é a estrutura responsável em distribuir as cargas providas da construção ao solo em que se encontra apoiada. É a parte mais importante de uma estrutura, transmite ao solo a carga através de ações verticais e horizontais. A escolha da fundação depende de diversos fatores, sendo eles: estudo da área topográfica, características do solo, dados da estrutura a ser projetada, informações sobre construções vizinhas e aspectos econômicos. Segundo Tizott (2013) para escolher o tipo de fundação é preciso considerar alguns aspectos como: presença de taludes, aterros, erosões, posição de nível d'água e tipo de estrutura a ser suportada.

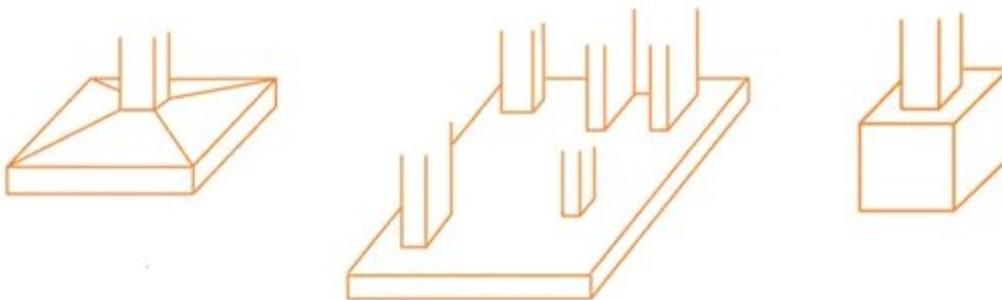
As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- a) fundações superficiais (ou diretas ou rasas);
- b) fundações profundas.

### 2.3.1 Fundações superficiais ou rasas

Fundações rasas ou superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao solo por meio de elementos superficiais, sem a necessidade de equipamentos de grande porte para a cravação ou escavação de seus componentes (CINTRA; AOKI; ALBIERO,2003). As fundações rasas são executadas nas primeiras camadas do solo, geralmente a profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão em planta ou no máximo 3 metros de altura (PEREIRA, 2017). Fundações rasas destacam-se por serem econômicas, de simples execução se comparadas as fundações profundas. Podem ser de diversas formas: sapatas (sapata corrida, sapata associada, sapata isolada), radier, blocos, entre outros.

Figura 3 – Fundação rasa

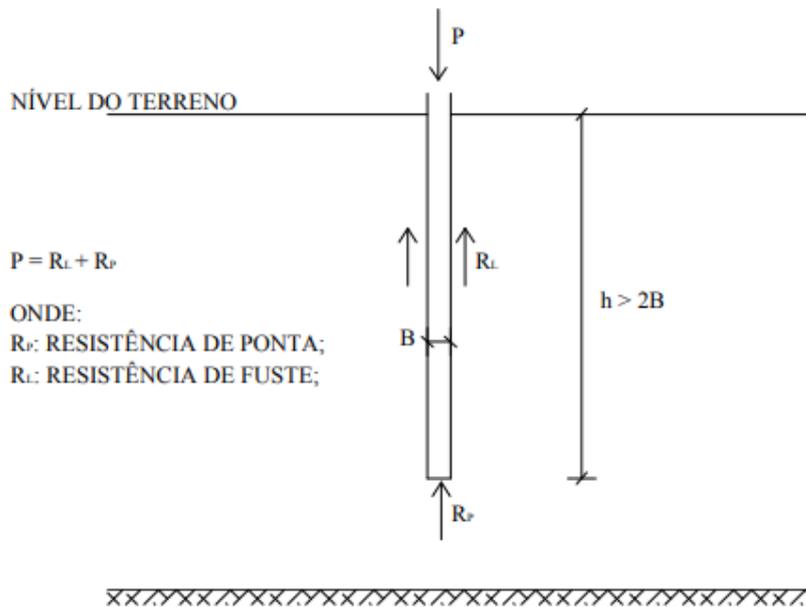


Fonte: Schneider (2020).

### 2.3.2 Fundações profundas

Segundo a NBR 6122, elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros (ABNT, 2019).

Figura 4 – Fundação profunda



Fonte: Fontana e João (2019, p. 137).

De acordo com a NBR 6122, se enquadra em fundações profundas os seguintes elementos:

- estacas: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, qualquer fase da sua execução, haja descida do operador.
- tubulões: elemento de fundação profunda cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Pode ser feito à céu aberto ou sob ar comprimido e ter ou não base alargada.
- caixões: elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Na sua instalação pode-se usar ar comprimido ou não e na sua base pode ser alargada ou não (ABNT, 2019).

As fundações profundas geralmente são uma opção para obra quando o solo superficial não apresenta capacidade de suportar cargas elevadas, os chamados solos moles, onde a opção de fundação rasa seria inviável devido as patologias futuras que apareceriam na obra.

### 2.3.2.1 Estacas

As estacas são classificadas como elementos de fundação profunda, com mais de três metros segundo a NBR 6122, utilizadas para transmitir os esforços e as cargas da estrutura para o solo, pelas laterais da estaca e pela ponta. As estacas são divididas em cravadas e escavadas

(ABNT, 2019).

### *2.3.2.1.1 Estacas cravadas*

Segundo Brito (1987), as estacas cravadas são uma solução alternativa à das estacas moldadas no terreno quando o terreno adequado para receber cargas importantes se encontra a uma profundidade significativamente maior que a do piso térreo, ou seja, quando é necessário recorrer a fundações indiretas. O que distingue fundamentalmente as estacas cravadas das moldadas é o processo de fabricação. Enquanto as primeiras são pré-fabricadas, sendo depois levadas para estaleiro e inseridas no terreno, geralmente por percussão de uma massa pesada, as segundas são totalmente executadas no local, muitas vezes tirando partido do próprio terreno como molde. Podem ser utilizadas nas fundações indiretas (profunda), pré-fabricadas, alternativas as estacas moldadas. Elas recebem golpes de martelo, com prensagem (macaco hidráulico) ou vibração.

Vantagens da estaca cravadas:

- a) grande rapidez de execução;
- b) uma obra mais limpa;
- c) alcance de profundidade sem ocorrência de erosão.

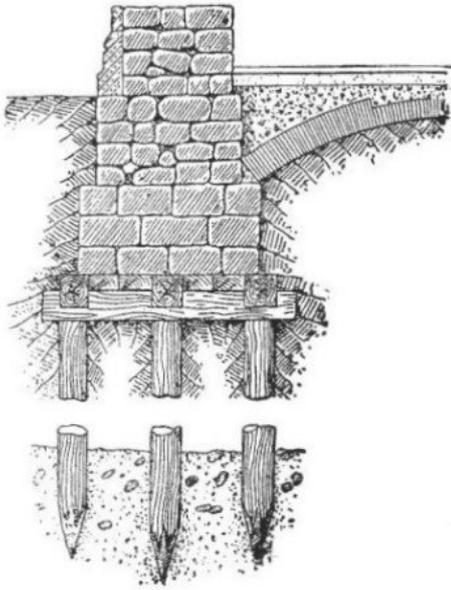
Desvantagem da estaca cravadas:

- a) Apresentam grande emissão de ruído;
- b) Apresentam grande emissão de vibração;
- c) Causam deformação do terreno.

As estacas cravadas existem de diversos tipos, são eles:

Madeira: principal material dessa estaca é madeira ipê, peroba e aroeira. É o procedimento mais antigo e simples de fundação indiretas. Os troncos são retilíneos e cravados no solo e é indicado para fundações submersas. Não são muito utilizadas hoje em dia.

Figura 5 – Estaca cravada de madeira



Fonte:(PEDRO *apud* VOITILLE, 2019).

Metálica: São cravadas por bate-estacas, não podem ser utilizadas em áreas com rochas ou matacões. São peças esbeltas, resistentes e são utilizadas como elementos de estrutura de contenção. Tem facilidade para cravar em qualquer solo, elevado controle de qualidade e consegue atingir uma boa profundidade de cravação. A grande desvantagem é a vibração da estaca, pode ter encurvatura e gerar corrosão.

Figura 6 – Execução de estaca crava metálica



Fonte: (SOLUÇÕES INDUSTRIAIS *apud* VOITILLE, 2019).

Pré-moldada de concreto: são cravadas no solo através das vibrações e percussões (figura 5). Elas são maciças ou vazadas e são executadas em fábrica por esse motivo tem alto teor de

controle da qualidade. A estrutura é composta por concreto armado e concreto protendido. Devido a armadura longitudinal e transversal tem boa resistência ao corte, compressão e flexão.

Figura 7 – Execução de estaca pré-moldada



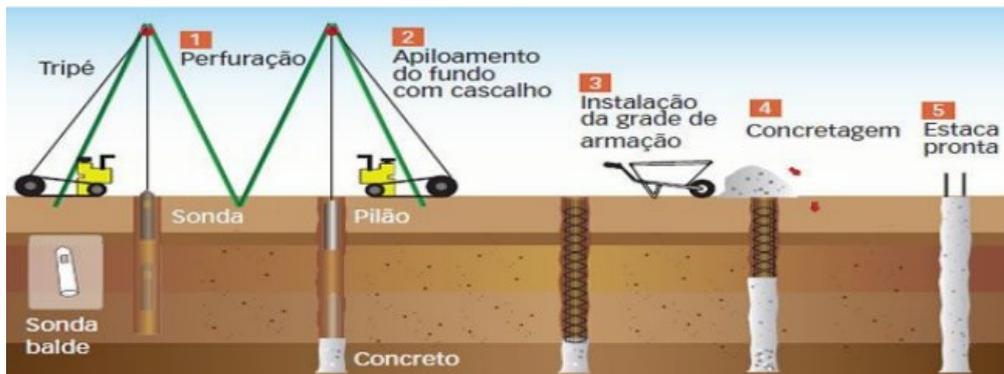
Fonte: (FOÁ *apud* VOITILLE, 2019).

#### 2.3.2.1.2 Estacas escavadas

Estaca escavada são estacas em que, com auxílio de lama bentonítica é previamente feita uma perfuração no terreno, com a retirada do material, em seguida, é cheia com concreto (concretagem submersa, quando abaixo do nível d'água). O fato de retirar o material permite a análise do solo, não provocando grandes vibrações causando poucos danos ao entorno. Podendo ser do tipo Strauss, hélice contínua, estaca raiz entre outros (MARANGON, 2018).

Segundo estudo de Joppert Junior (2007) as estacas moldadas no local, tipo Strauss, são executadas com revestimento metálico recuperável de ponta aberta, para permitir a escavação do solo que é feita com auxílio de uma sonda. Seu equipamento é composto por um tripé com guincho, pilão, uma ferramenta para escavação e um tubo de revestimento. Sua execução é feita através de um tubo de revestimento que desce no terreno, e quando atinge a cota de assentamento, é feita uma escavação no interior do tubo com uma ferramenta chamada de piteira, logo após essa escavação, enche-se o tubo com uma certa quantidade de concreto que é apiloado à medida que se retira o tubo.

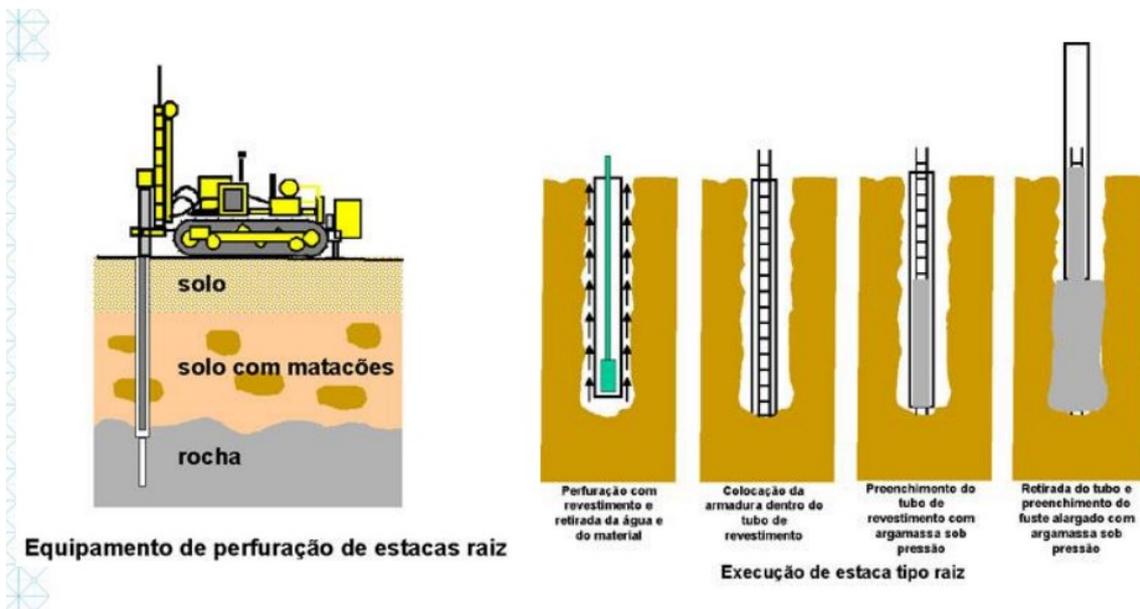
Figura 8 – Execução de estaca Strauss



Fonte: Total Construção (2020).

Estaca Raiz: é uma estaca escavada moldada in loco, com elevada capacidade de carga baseando-se principalmente na sua resistência por atrito lateral do terreno. Possuem diâmetros pequenos entre 100 e 450mm, são indicadas para locais de difícil acesso, solos com presença de matacões, reforço de fundações existentes, entre outros. A grande vantagem da estaca Raiz é por conseguir atravessar qualquer tipo de terreno, principalmente rocha, matacões, concreto armado e alvenaria. Onde não causam vibrações e descompressão no terreno (GEOFIX, 2020b).

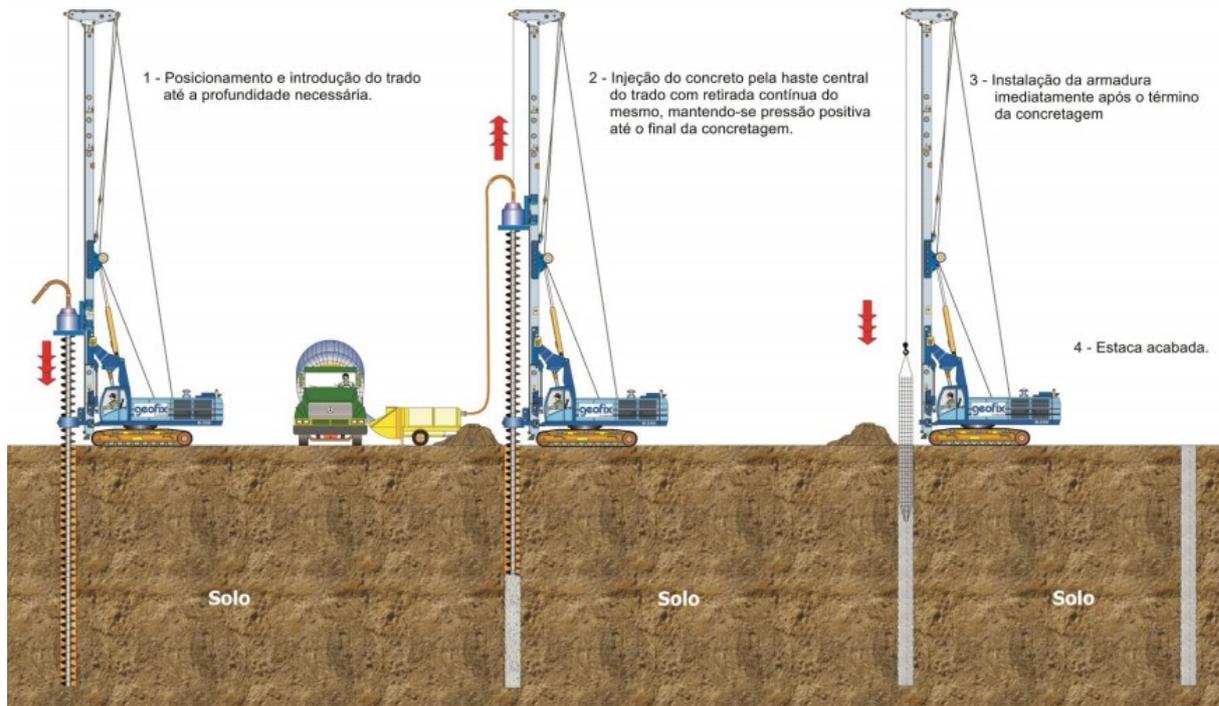
Figura 9 – Execução de estaca raiz



Fonte: Geofix (2020b).

Hélice Contínua: é uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação de um trado helicoidal contínuo, conforme figura 8.

Figura 10 – Execução de hélice contínua



Fonte: Geofix (2020a).

A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca (GEOFIX, 2020).

## 2.4 HISTÓRIA HÉLICE CONTÍNUA

A estaca hélice contínua, surgiu pela primeira vez na década de 1950 nos Estados Unidos. A introdução da estaca hélice contínua no Brasil foi por volta de 1987, as estacas eram executadas com equipamentos desenvolvidos no Brasil, montados sob guindastes de esteiras. Esses equipamentos possuíam torque de 35 KN.m, atendendo diâmetros que variavam de 275 mm a 425 mm, e até 15 m de profundidade. Já na década de 90, o mercado brasileiro foi invadido por máquinas importadas da Europa, principalmente da Itália, construída especialmente para execução de estacas hélice contínua, com torque de até 200 KN.m, atendendo diâmetros de até 1000 mm e profundidades de até 24 m (GEOFIX, 2020a).

## 2.5 EQUIPAMENTOS

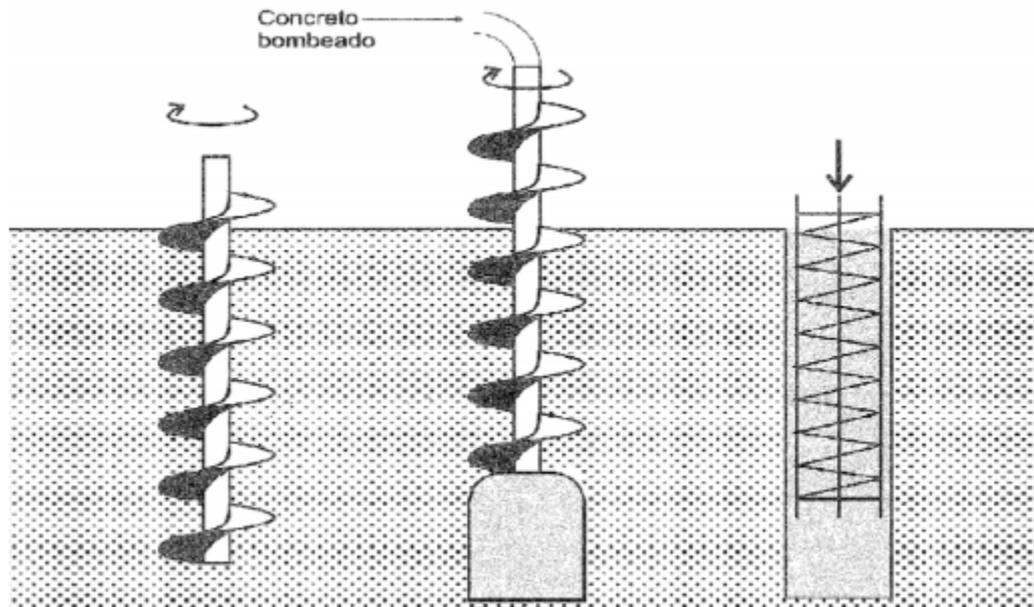
- a) Máquina perfuratriz;
- b) Trado contínuo;
- c) Bomba de Injeção de concreto;

- d) mangueiras de acoplamento à bomba de injeção;
- e) instrumentos de medida (computador);
- f) elemento de memória;
- g) sensores de profundidade;
- h) velocidade de rotação e torque;
- i) inclinação da torre e pressão do concreto;
- j) centralizador de trado;
- k) limpador do trado;
- l) pá carregadeira.
- m) especificações dos materiais:
- n) aço – CA50 ou CA25 – Conforme NBR 7480 e 6152;
- o) agregado – PEDRISCO/AREIA – Conforme NBR 7211;
- p) cimento – Sem adição de escoria, utiliza-se o cimento CPII – Conforme NBR 5735;
- q) concreto - concreto: Classe 20, mínimo, ou conforme projeto, e em função da classe ambiental; slump (22±2) cm, slump flow 48 cm a 53 cm, fator água/cimento entre 0,53 e 0,56, consumo mínimo de cimento 400 kg/m<sup>3</sup>, exsudação 1,0%, teor de ar incorporado 4,5 %, início de pega 3,0 horas – Conforme NBR 6118/ 8953/ 7212/ 5738/ 5738, NB 67.

## 2.6 PROCESSO EXECUTIVO

A metodologia executiva às hélices contínuas é bastante simples, como mostra figura 9, e pode ser dividida em três etapas: perfuração, concretagem e colocação de armadura.

Figura 11 – Procedimentos executivos hélice contínua



Fonte: Mantuano (2013, p. 38).

**Perfuração:** A haste de perfuração é constituída por uma hélice espiral solidarizada a um tubo central. A hélice é responsável pela retirada de solo, sendo dotada de dentes na extremidade inferior que facilita a penetração no solo. A perfuração é executada de modo contínuo, e a retirada do solo aprisionado nas hélices só ocorre no processo de concretagem. Mantendo-se a estabilidade das paredes laterais em solos não coesivos. O contato com a água em terrenos com lençol freático é impedido pela tampa perdida na extremidade do tubo central (PEREIRA FILHO, 2016).

**Concretagem:** A concretagem da estaca começa depois de atingir a profundidade desejada. O concreto sai do caminhão betoneira, sendo injetado pela extremidade superior da haste, como pode observar na figura 10. O concreto é injetado sob pressão positiva. A pressão positiva tem a intenção de garantir a continuidade do fuste da estaca, com isso é necessário observar os dois aspectos executivos fundamentais nesta fase. O primeiro é garantir que a ponta do trado, durante a perfuração, tenha atingido um solo que permita a formação da bucha, evitando assim que o concreto retorne pela interface solo-trado. O segundo é o controle da velocidade de retirar o trado, de forma que haja um sobre consumo de concreto (MANTUANO,2013).

Figura 12 – Concretagem hélice contínua



Fonte: Elaboração das autoras, 2020.

Durante o processo de concretagem e à medida que o trado é retirado do furo, dá-se início a limpeza do mesmo que comumente é executado, manualmente com a ajuda de um operário, que faz a limpeza com o auxílio de enxada, conforme mostra figura 12. É fundamental a execução desta limpeza para garantir inclusive a segurança dos operários uma vez que pedregulhos retirados no solo podem estar presentes no material escavados e precipitar-se dos trados que chegam à altura de 24 m. (PEREIRA FILHO, 2016)

Figura 13 – Limpeza da hélice contínua.



Fonte: Elaboração das autoras, 2020.

Introdução da Armadura: a armadura deve ser introduzida no interior da estaca, imediatamente após a concretagem. A armadura é no formato de gaiola. No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração e que exigem o uso de gaiolas longas, deve-se preferir o uso de espirais em substituição aos estribos e evitar emendas por transpasse. Essas gaiolas devem ser suficientemente rígidas para permitir a sua introdução no concreto, por gravidade para gaiolas até 12 m e pilão ou vibração para gaiolas até 19 m. A colocação da armadura, é feita por gravidade, vibração ou com auxílio da pá-carregadeira. A figura 14, mostra a introdução da armadura por gravidade (PEREIRA FILHO, 2016).

Figura 14 – Introdução de armadura



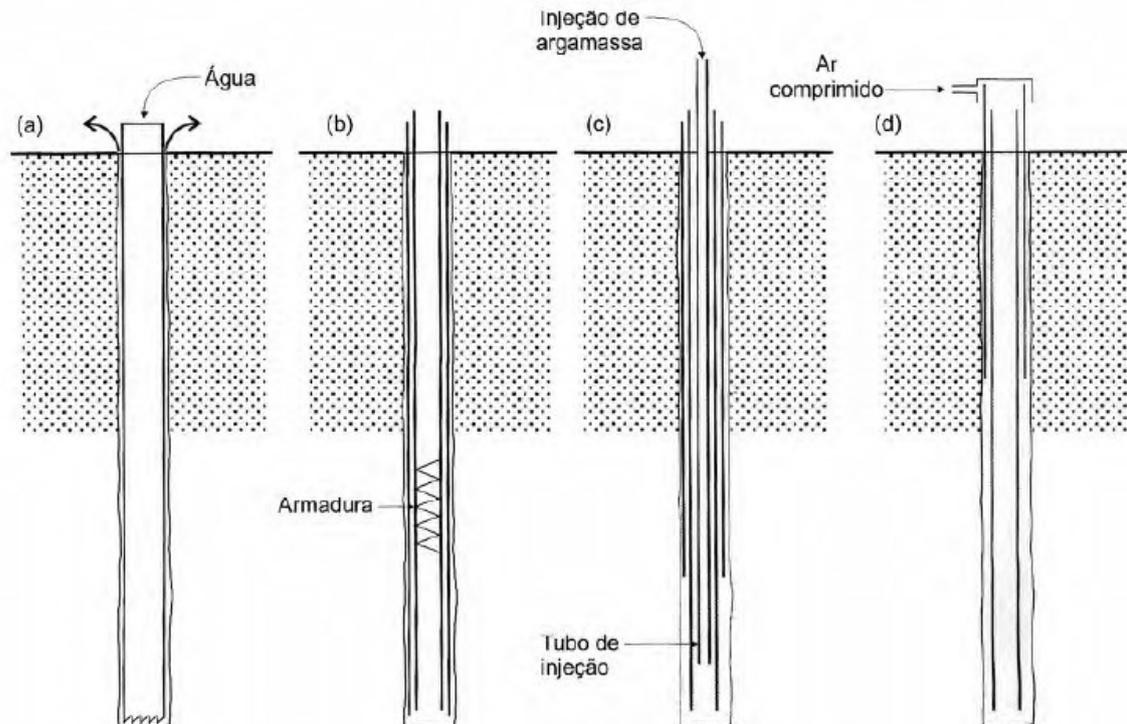
Fonte: Elaboração das autoras, 2020.

## 2.7 ESTACA RAIZ

De acordo com NBR 6122 a estaca raiz é uma estaca moldada in loco, em que a perfuração é revestida integralmente, em solo, por meio de segmentos de tubos metálicos (revestimento) que vão sendo rosqueados à medida que a perfuração é executada, sendo esses recuperados durante a injeção da argamassa. A perfuração em solo é executada por meio da rotação do revestimento e circulação direta de água injetada no seu interior (ABNT, 2019).

As estacas raiz possuem sua origem na Itália, foram desenvolvidas, para contenção de encostas. Posteriormente, foram utilizadas em reforços de fundações e, em seguida, como fundações normais. Na figura 15, estão as fases de execução da estaca raiz. Essas estacas possuem particularidades que se diferenciam das demais. Onde não produzem choque nem vibrações, há nelas umas ferramentas que permitem executá-las através de obstáculos tais como: blocos de rochas e peças de concreto. Podem ser executadas na vertical ou em qualquer inclinação. A estaca raiz é armada em todo o seu comprimento e a perfuração é preenchida por uma argamassa de cimento e areia. Neste grupo são apresentadas composições para estacas com diâmetros de 20 cm, 31 cm, 40 cm e 45 cm, considerando a presença ou não de rocha ou matacão (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 15 – Fases de execução Estaca Raiz



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010) os processos executivos da estaca raiz são:

**Perfuração** – Processo rotativo, com circulação de água ou lama bentonítica, que permite assim a colocação de um tubo de revestimento provisória até a ponta da estaca. Caso seja encontrado material resistente, como bloco de rocha ou peças de concreto, a perfuração é prosseguida com coroa diamantada ou, por processo percussivo (o que é mais comum).

**Armadura** - Após a perfuração, se introduz a armadura de aço, constituída por uma única barra, ou um conjunto delas, devidamente estribadas.

**Concretagem** – Constituída de argamassa de areia e cimento, é bombeado por um tubo até a ponta da estaca. À medida que a argamassa sobe pelo tubo de revestimento, este é concomitantemente retirado (com o auxílio de macacos hidráulicos), e são dados golpes de ar comprimido ( $comat\acute{e}5kgflcrn2$ ), que adensam a argamassa e promovem o contato com o solo (favorecendo o atrito lateral).

## 2.8 DIMENSIONAMENTO DE ESTACA

As cargas que atuam sobre uma edificação são direcionadas para o centro da terra, geralmente são cargas verticais que atuam sobre o edifício. Ter o conhecimento do

dimensionamento e das características das cargas é um dos pontos mais importantes para obter o dimensionamento da edificação. Conhecer e saber as propriedades do solo é um ponto muito importante para a verificação do comportamento com a interação no elemento estrutural. Assim terá um conjunto de informações para obter e por corretamente no projeto de dimensionamento da edificação. Na busca de uma previsão numérica para resolução dos problemas de capacidade de cargas em fundações, foram desenvolvidos métodos baseados em formulações empíricas a partir de resultados *in situ* e ajustados com provas de carga. De acordo com Dècourt *et al.* (1996 *apud* MANTUANO, 2013), no Brasil, predomina o uso dos métodos semiempíricos, sendo que os mais conhecidos são os de Aoki-Velloso de 1975 e de Dècourt-Quaresma de 1978. Segundo Mantuano (2013), os métodos de cálculo para previsão de esforços, destacando-se os seguintes aspectos:

- a) capacidade de carga do solo: implementação computacional das formulações empíricas correlacionadas com o Standard Penetration Test (SPT), amplamente utilizadas nos escritórios de projetos de fundações. Com isso, busca-se verificar a capacidade de suporte do maciço de solo, com segurança, em relação às tensões transmitidas pelas estacas;
- b) dimensionamento estrutural da estaca: cálculo das propriedades geométricas e da armadura, para estaca de concreto, necessário para que o elemento estrutural sustente os esforços internos solicitados por cargas de tração e compressão.

## **2.8.1 Métodos estimativos da capacidade de carga**

### **2.8.1.1 Método Aoki e Velloso (1975)**

O método de Aoki e Velloso (1975) originou-se inicialmente pelo desenvolvimento de correlações entre os ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (SPT). A teoria para estimar a capacidade de carga de estacas é fundamentada no ensaio de penetração estática, mas através da utilização do coeficiente K é possível estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT (MANTUANO, 2013).

Tabela 1 – Coeficiente e razão de atrito<sup>a</sup>

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10,00	1,40
Areia siltosa	8,00	2,00
Areia silto-argilosa	7,00	2,40
Areia argilosa	6,00	2,80
Areia argilo-siltosa	5,00	3,00
Silte	4,00	3,00
Silte arenoso	5,50	2,20
Silte areno-argiloso	4,50	2,80
Silte argiloso	2,30	3,40
Silte argilo-arenoso	2,50	3,00
Argila	2,00	6,00
Argila arenosa	3,50	2,40
Argila areno-siltosa	3,00	2,80
Argila siltosa	2,20	4,00
Argila silto-arenosa	3,30	3,00

1,0 Mpa = 10 kgf/cm<sup>2</sup>

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* PINTOS, 2021).

Tabela 2 – Fatores de correção F1 e F2

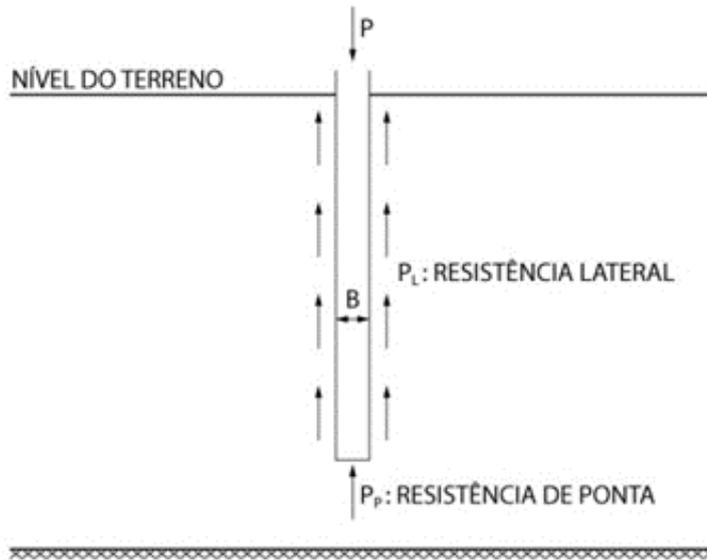
<b>Tipo de estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1,75*	2F1
Escavada	3,00	2F1

\*F1 = 1 – (D/0,80); proposto por Aoki em 1985 para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro. D em metros.

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* PINTOS, 2021).

Esse método consiste em executar a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral RL e pela ponta RP. A resistência lateral (RL) é a carga que é transmitida para o solo todo comprimento da estaca através da sua área lateral. De outra forma a resistência de ponta (RP) ela é referente a carga transmitida ao solo somente pela “base” e não é acumulativa na profundidade como a (RL) Resistência lateral. Desta forma, pode-se então calcular a capacidade de carga de uma fundação profunda tipo estaca. Definindo a capacidade estrutural da estaca, é necessário entender que uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e, parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (HACHICH, 1998).

Figura 16 – Demonstração de dimensionamento de estaca em um terreno



Fonte: (MARINHO, 2021).

Calculou-se a capacidade de carga pela seguinte formulação:

$$P_r = P_p + P_L \quad (1)$$

Onde:

$$P_p = A_p \cdot \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} \quad (2)$$

e

$$P_L = \sum \cdot A_L \cdot \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F_2} \quad (3)$$

Onde:

- $A_p$ : área da base da estaca;
- $A_L$ : área lateral ao longo de todo o comprimento da estaca;
- $K$  e  $\alpha$ : valores tabelados que variam de acordo com a natureza do solo;
- $F_1$  e  $F_2$ : valores tabelados que variam de acordo com o tipo de estaca.

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global na resistência total:

$$R_{\alpha dm} = \frac{R_T}{2} \quad (4)$$

#### 2.8.1.2 Método de Dècourt-Quaresma (1978)

O Dècourt-Quaresma tem o objetivo de apresentar o método para determinar a capacidade de carga das estacas a partir dos valores de NSPT. Os engenheiros brasileiros Luciano Dècourt e Arthur Quaresma, apresentaram em 1978 o método Dècourt- Quaresma, onde tiveram a visão de ter a facilidade da utilização do método para o interesse das estimativas que fossem confiáveis, aproximadas, fácil determinação e não de ter o interesse da obtenção de valores exatos. Esse método foi desenvolvido a princípio para as estacas pré-moldadas de concreto, porém com o tempo foram aprimorando para outros tipos de estacas. As estacas escavadas em geral, hélice contínua e as injetadas foram uma das principais indicadas para utilização do método. Dècourt e Quaresma (1978) apresentam os valores de k pela facilidade de utilização do método. Assim como o Aoki-Velloso, o Dècourt-Quaresma também consistem em determinar a capacidade de uma carga lateral (RL) e carga de ponta (Rp) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

Tabela 3– Coeficientes K em função do tipo de solo

<b>Tipo de solo</b>	<b>K (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: Joppert Junior (2007).

Tabela 4 – Coeficientes  $\beta$  para correção da resistência lateral

<b>Solo/Estaca</b>	<b>Cravada</b>	<b>Escavada (em geral)</b>	<b>Escavada (com bentonita)</b>	<b>Hélice Contínua</b>	<b>Raiz</b>
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,00	1,50
Solos Intermediários	1,0	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,0	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: Joppert Junior (2007).

Tabela 5 – Coeficientes  $\alpha$  para correção da resistência de ponta

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85
Solos Intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: Joppert Junior (2007).

Cálculo para a Capacidade de carga:

$$Q_R = Q_P + Q_L \quad (5)$$

Onde,

$$Q_P = \alpha \cdot C \cdot N_{SPT}^P \cdot A_P \quad (6)$$

e

$$Q_L = 10 \cdot \beta \cdot \left[ \left( \frac{N_{SPT}^L}{3} + 1 \right) \cdot A_L \right] \quad (7)$$

•  $\alpha$  e  $\beta$  = Valores tabelados que variam com o tipo de solo e o tipo de estaca e que minoram as resistências laterais e de ponta delas.

•  $C$  = valor tabelado de resistência do solo, apresentado na tabela 5

•  $N_{SPT}^P$  = Valor do  $N_{spt}$  na ponta da estaca. Podendo ser considerada uma média entre o  $N_{spt}$  da cota de assentamento e os  $N_{spt}$  imediatamente superior e inferior.

•  $N_{SPT}^L$  = Valor médio do  $N_{spt}$  ao longo do fuste, sem considerar os valores de  $N_{spt}$  utilizados para o cálculo da resistência de ponta. Para valores de  $N_{spt}$  maiores que 50, deve ser considerado que  $N_{spt} = 50$ .

•  $A_P$ : área da base da estaca.

•  $A_L$ : área lateral da estaca, expressa em  $m^2$ .

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global ou o especificado por Dècourt & Quaresma na resistência total, sempre se adotando o menor valor:

Tabela 6 – Tabela do coeficiente de resistência do solo C (Dècourt&amp; Quaresma)

Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Dècourt e Quaresma (*apud* PINTOS, 2021).

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global ou o especificado por Dècourt e Quaresma (1978) na resistência total, sempre se adotando o menor valor:

$$R_{\alpha dm} = \frac{R_T}{2} \quad \text{ou} \quad R_{\alpha dm} = \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_p}{4} \quad (8)$$

### 2.8.1.3 Método de Teixeira (1996)

Teixeira em 1996 apresentou seu método para determinação de capacidade de carga através da experiência e utilização contínua de vários métodos, propondo uma equação única, onde apresenta parâmetros  $\alpha_3$  e  $\beta_4$ , determinados em função do tipo de solo e do tipo de estaca (SILVA, 2014).

Algumas características principais do método Teixeira seriam a utilização de dados de SPT, utilização de novos valores de “ $\alpha$ ” e “ $\beta$ ” que dependem do tipo de solo e estaca respectivamente.

A equação para determinação e capacidade de carga do método Teixeira (1996) é:

$$R = R_p + R_l = \alpha_3 \times N_p \times A_p + \beta_4 \times N_l \times U \times L \quad (9)$$

Onde:

$N_p$  – valor médio obtido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca a um diâmetro abaixo.

$N_l$  – valor médio ao longo do fuste da estaca

$A_p$  – área da ponta da estaca

$L$  – comprimento da estaca

$U$  – perímetro da estaca

$N_p$  é o valor médio do  $N_{spt}$ , porém medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da

estaca e 1 diâmetro abaixo. O NL é o valor médio ao longo do fuste da estaca.

Tabela 7 - Valores de  $\alpha_3$  de Teixeira

Solo ( $4 < N_{spt} < 40$ )	Tipo de estaca $\alpha_3$ (kPa)			
	Pré-moldada e metálica	Franki	Escavada à céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	110	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 8 - Valores  $\beta_4$  de Teixeira

Tipo de estaca	$\beta_4$ (kPa)
Pré-moldada e metálica	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

O método de Teixeira (1996) não se aplica ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles sensíveis, com NSPT inferior a três. No caso, a parcela unitária de atrito lateral ( $rL$ ), em função da natureza do sedimento argiloso, é obtida de acordo com valores específicos recomendado pelo autor.

### 3 METODOLOGIA

Para Demo (2000, p. 20), “pesquisa é entendida tanto como procedimento de fabricação do conhecimento, quanto como procedimento de aprendizagem (princípio científico e educativo), sendo parte integrante de todo processo reconstrutivo de conhecimento”. A finalidade da pesquisa é “resolver problemas e solucionar dúvidas, mediante a utilização de procedimentos científicos” (BARROS; LEHFELD, 2000, p. 14).

Estudo de caso é um tipo de pesquisa qualitativa e/ou quantitativa, que consistem em analisar e coletar informações sobre determinado assunto, com finalidade de estudar aspectos variados. Estudo de caso é entendido como uma categoria de investigação com objetivo o estudo de uma unidade de forma aprofundada.

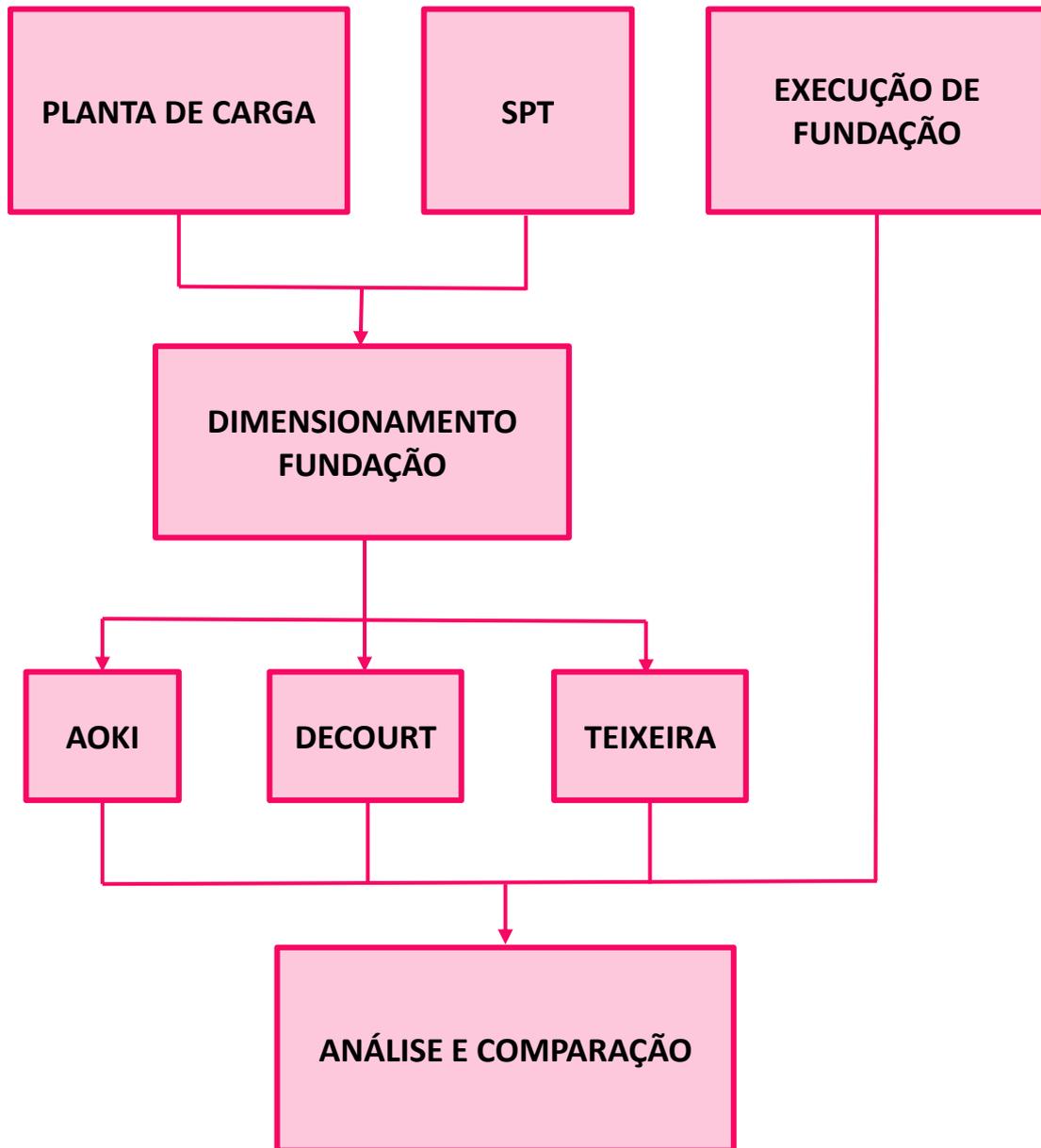
A metodologia desenvolvida para realização desse trabalho, consiste em fazer, um estudo de caso, comparando os métodos de capacidade de carga Aoki-Velloso e Dècourt-Quaresma em relação ao projeto já existente e execução. Foram feitas pesquisas sobre os tipos de fundações, superficiais e profundas, bem como seus processos executivos, obtidos através da NBR 6122.

Através de visitas no canteiro de obra, em Palhoça/SC, foi possível acompanhar a execução de fundação profunda do tipo hélice contínua, constatando assim, as vantagens e desvantagens desse tipo de fundação.

Posteriormente foram feitas pesquisas sobre as características gerais da região escolhida para estudo deste trabalho, pesquisas referentes às informações sobre características geológicas e geotécnicas do solo da região do presente estudo e que influenciaram no projeto de execução de fundação profunda do tipo hélice contínua.

Os procedimentos que foram realizados para execução deste trabalho podem ser observados de forma sumarizada no fluxograma da Figura 17.

Figura 17 – Fluxograma de dimensionamento de fundação profunda



Fonte: Elaboração das autoras, 2020.

## 4 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso analisado é referente a um empreendimento escolar, localizado no bairro Guarda do Cubatão na cidade de Palhoça/SC, sua planta de carga e sondagens referente à fundação profunda estão no anexo A e B, respectivamente.

A partir da planta de carga é realizada uma avaliação dos carregamentos e parâmetros geotécnicos e a elaboração do dimensionamento da fundação profunda, usando os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Dècourt-Quaresma e Teixeira.

Nesse estudo buscamos comparar projeto versus obra, através de três etapas, perfil do solo para analisar o perfil estratigráfico, e constatar se a predominância será solo homogêneo ou heterogêneo, localização das estacas e dos SPTs, para analisar se há alguma relação quanto as estacas com maiores diferenças. E por último dimensionar os três métodos semiempíricos para analisar qual se enquadra melhor no dimensionamento do projeto.

### 4.1 GEOLOGIA

A região de Palhoça está localizada em domínio Hidrogeológicos Cristalinos. Os solos deste domínio apresentam baixa capacidade de suporte, sujeitos a adensamentos, recalques e rupturas de fundações. Relevo plano e lençol freático próximo a superfície.

### 4.2 DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Conforme NBR 8036/1983 – o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo.

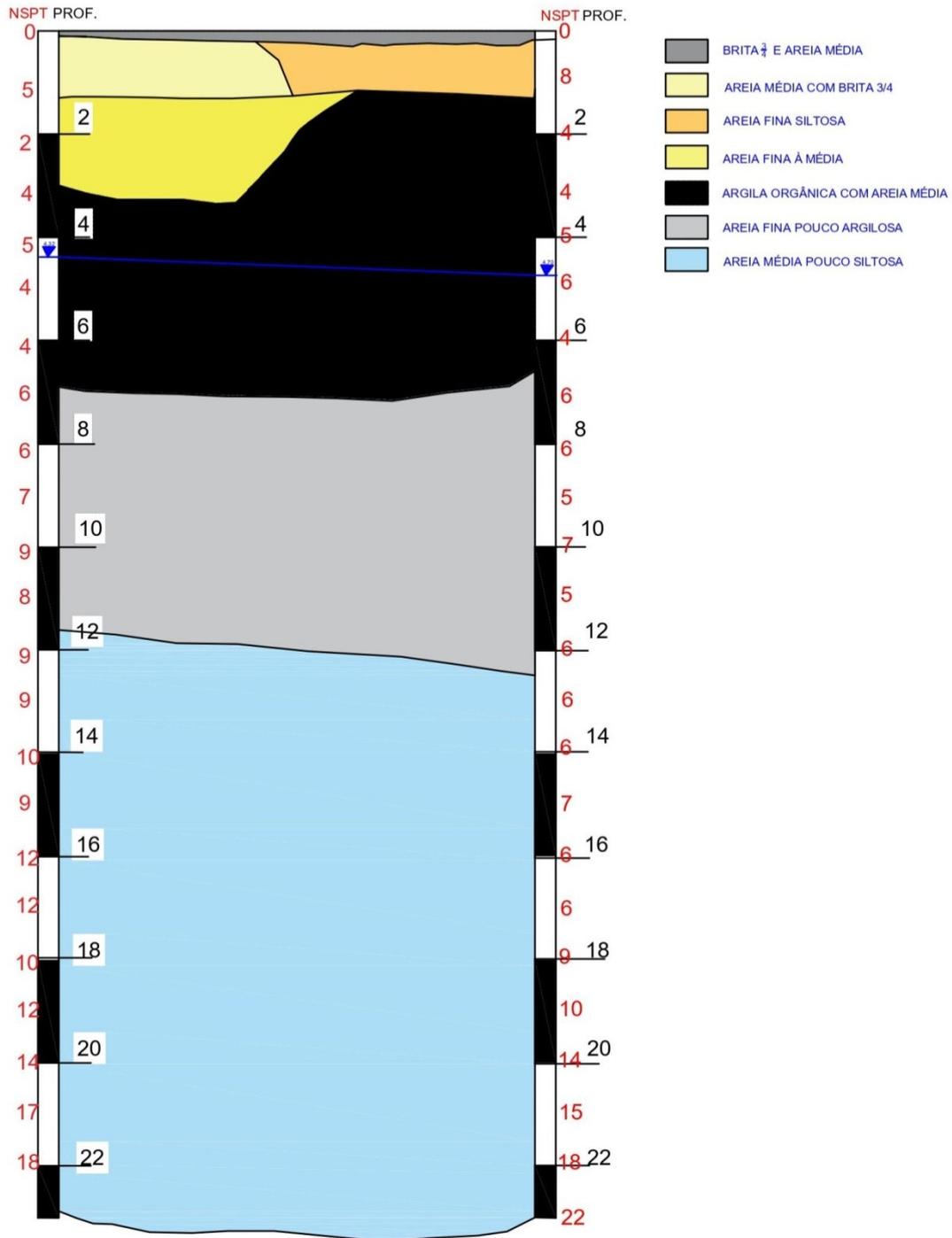
As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200m<sup>2</sup> de área de projeção em planta do edifício, até 1200m<sup>2</sup> de área. Entre 1200m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> deve – se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem de 1200m<sup>2</sup>. Acima de 2400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

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

A área objeto de estudo apresenta área construída 797 m<sup>2</sup>, área do terreno 2350m<sup>2</sup> de projeção, sendo necessário conforme norma 2 furos.

A empresa CCL – Serviços em rodovias, realizou dois furos de sondagem à percussão na área em estudo. Fornecendo os laudos de ensaios. Em posse deles, traçou-se o perfil estratigráfico estimando o solo de fundação

Figura 18 - Perfil Estratigráfico



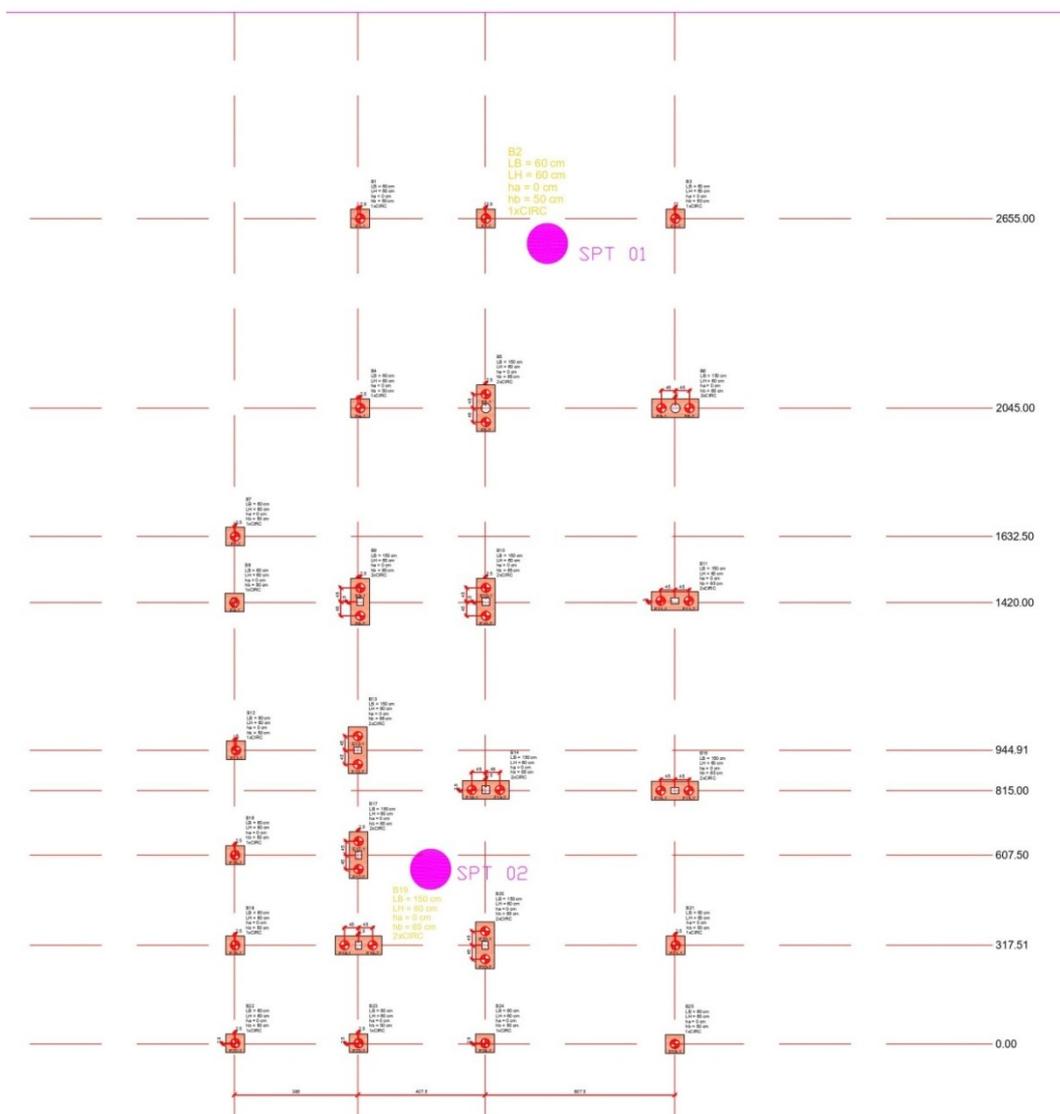
Fonte: Elaboração das autoras,2021.

Com a realização do perfil estratigráfico observou-se nos primeiros metros à uma pequena

camada de areia, originando um valor considerável de SPT, porém logo abaixo, à uma grande camada de argila, camada predominantemente dessa região conforme geologia. Portanto, a necessidade de uma fundação profunda para esse tipo de obra se dá devido ao baixo número de SPT encontrados na sondagem, por ser uma região de solos com baixa capacidade de carga.

### 4.3 PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DOS SPTS

Figura 19 - Planta de localização dos SPTS



Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

### 4.4 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS

A sondagem apresentou um solo com baixa coesão, sem a presença de rochas, e o terreno

em questão apresenta casas próximas, portanto foi escolhido a utilização de Estaca Hélice Contínua, por ser uma estaca escava não causa vibrações no terreno, com diâmetro de 30cm.

#### 4.5 CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975).

##### 4.5.1 Dados iniciais da estaca

##### 4.5.1.1 Área de ponta Lateral

Será utilizado o Pilar 19, para esboço dos cálculos por Aoki- Velloso, o pilar tem seção respectivamente 20x25.

O Diâmetro da estaca terá 30 cm, os valores de  $A_p$  e de  $A_l$ , sendo respectivamente área de ponta da estaca e área lateral por metro, seus valores são definidos pelas equações 10 e 11 respectivamente:

$$\begin{aligned}
 AP &= \frac{\pi * d^2}{4} \\
 AP &= \frac{\pi * 0,3^2}{4} \\
 AP &= 0,07065\text{m}^2
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

$$\begin{aligned}
 AL &= \pi * d \\
 AL &= \pi * 0,30 \\
 AL &= 0,942\text{m}^2
 \end{aligned}
 \tag{11}$$

##### 4.5.1.2 Valores de Correção

Os valores de Correção  $F_1$  e  $F_2$ , foram baseados de acordo com a Tabela 03:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= 2 \\
 F_2 &= 2 * F_1 = 2 * 2 = 4
 \end{aligned}$$

Valores de  $\alpha$  e  $K$  utilizaremos dados da Tabela 02, com base nas informações da sondagem da profundidade 1 a 2 metros, onde o solo apresentado é Areia Fina Siltosa, seus valores são:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 1,40 \\
 K &= 1000
 \end{aligned}$$

## 4.5.2 Resistência de Ponta

### 4.5.2.1 Atrito de ponta

Correlaciona-se o valor de resistência de ponta ( $qC$ ) com o coeficiente da função do tipo de solo ( $K$ ) e o índice de resistência à penetração ( $NSPT$ ) conforme a equação 12:

$$\begin{aligned} qC &= K * NSPT \\ qC &= 1000 * 3,5 \\ qC &= 3500 \text{ Kpa} \end{aligned} \tag{12}$$

### 4.5.2.2 Incógnita geotécnica da resistência de ponta

Por meio dos valores da resistência de ponta do cone ( $qC$ ), é obtido Incógnita Geotécnica da Resistência de Ponta ( $rP$ ) pela equação 13:

$$\begin{aligned} rP &= \frac{qC}{F1} \\ rP &= \frac{3500}{2} \\ rP &= 1.750,00 \text{ Kpa} \end{aligned} \tag{13}$$

### 4.5.2.3 Parcela de resistência de ponta

Definimos assim as parcelas de resistência de ponta ( $QP$ ) através da equação 14:

$$\begin{aligned} QP &= (rP * Ap) \\ Qp &= \frac{10}{10} (1750,00 * 0,07065) \end{aligned}$$

$$Qp = 12,36 \text{ Kpa} \tag{14}$$

O restante dos valores da resistência de ponta ( $QP$ ) é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, utilizando NP conforme desce a profundidade como mostra o Quadro2:

Quadro 2 - Resistência de Ponta (Qp)

Dados da Sondagem			Coef. Método			Resistência de Ponta
Prof (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ %	Qp (KN)
1	5	Areia fina	3,5	1000	1,40	12,36375
2	2	Areia fina	3,666667	1000	1,40	12,9525
3	4	Areia fina	3,666667	1000	1,40	12,9525
4	5	Argila arenosa	4,333333	350	2,40	5,357625
5	4	Argila arenosa	4,333333	350	2,40	5,357625
6	4	Argila arenosa	4,666667	350	2,40	5,76975
7	6	Argila arenosa	5,333333	350	2,40	6,594
8	6	Areia argilosa	6,333333	600	3,00	13,4235
9	7	Areia argilosa	7,333333	600	3,00	15,543
10	9	Areia argilosa	8	600	3,00	16,956
11	8	Areia argilosa	8,666667	600	3,00	18,369
12	9	Areia argilosa	8,666667	600	3,00	18,369
13	9	Areia siltosa	9,333333	800	2,00	26,376
14	10	Areia siltosa	9,333333	800	2,00	26,376
15	9	Areia siltosa	10,33333	800	2,00	29,202
16	12	Areia siltosa	11	800	2,00	31,086
17	12	Areia siltosa	11,33333	800	2,00	32,028
18	10	Areia siltosa	11,33333	800	2,00	32,028
19	12	Areia siltosa	12	800	2,00	33,912
20	14	Areia siltosa	14,33333	800	2,00	40,506
21	17	Areia siltosa	16,33333	800	2,00	46,158
22	18	Areia siltosa	19	800	2,00	53,694
23	22	Areia siltosa	19,66667	800	2,00	55,578
24	19	Areia siltosa	20,5	800	2,00	57,933

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

### 4.5.3 Resistência de atrito lateral

#### 4.5.3.1 NSPT

Para de obter o valor de  $NP_1$ , consultando a sondagem, deve-se fazer uma média de três índices de resistência, o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. Na primeira camada visto que não possui o valor anterior utilizamos apenas os valores da ponta da base e da camada posterior conforme a equação 15:

$$Np1 = \frac{NsPT1 + NsPT2}{2}$$

$$Np1 = \frac{5 + 2}{2}$$

$$Np1 = 3,5 \quad (15)$$

#### 4.5.3.2 Espessura da camada do solo

A espessura da camada de solo é definida de acordo com o ensaio de sondagem, sendo realizado de metro a metro.

$$\Delta L = 1m$$

#### 4.5.3.3 Atrito Lateral

A medida do atrito lateral ( $fS$ ), é obtida pela equação 16, com a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ), sendo ela:

$$fS = \alpha * K * NSPT$$

$$fS = 1,40 * 1000 * 3,5$$

$$fS = 49,00 \text{ KPa} \quad (16)$$

#### 4.5.3.4 Incógnita geotécnica da resistência lateral

Com o valor da medida do atrito lateral ( $fS$ ), é possível realizar o cálculo da Incógnita Geotécnica da Resistência Lateral ( $rL$ ) pela equação 17:

$$rL = \frac{fS}{F2}$$

$$rL = \frac{49}{4}$$

$$rL = 12,25 \text{ KPa} \quad (17)$$

#### 4.5.3.5 Parcela de resistência de atrito lateral

As parcelas de resistência de atrito lateral são dadas através da equação 18:

$$QL = U * \Sigma (rL * \Delta L)$$

$$QL = 0,942 * (12,25 * 1)$$

$$QL = 11,52 \text{ Kpa}$$

(18)

O somatório da resistência de atrito lateral ( $\Sigma QL$ ) é obtido através da soma acumulada de  $QL$ , conforme mostra o quadro 3:

Quadro 3 - Resistência Lateral (QL)

Dados da Sondagem			Coef. Método			Resistência Lateral	
Prof (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ %	QL (KN)	$\Sigma QL$ (KN)
1	5	Areia Fina	3,50	1000,00	1,40	11,52	11,52
2	2	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	23,58
3	4	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	35,64
4	5	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	44,20
5	4	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	52,75
6	4	Argila Arenosa	4,67	350,00	2,40	9,21	61,96
7	6	Argila Arenosa	5,33	350,00	2,40	10,53	72,49
8	6	Areia Argilosa	6,33	600,00	3,00	26,79	99,28
9	7	Areia Argilosa	7,33	600,00	3,00	31,02	130,30
10	9	Areia Argilosa	8,00	600,00	3,00	33,84	164,14
11	8	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	200,80
12	9	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	237,46
13	9	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	272,55
14	10	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	307,65
15	9	Areia Siltosa	10,33	800,00	2,00	38,85	346,50
16	12	Areia Siltosa	11,00	800,00	2,00	41,36	387,86
17	12	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	430,47
18	10	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	473,09
19	12	Areia Siltosa	12,00	800,00	2,00	45,12	518,21
20	14	Areia Siltosa	14,33	800,00	2,00	53,89	572,10
21	17	Areia Siltosa	16,33	800,00	2,00	61,41	633,51
22	18	Areia Siltosa	19,00	800,00	2,00	71,44	704,95
23	22	Areia Siltosa	19,67	800,00	2,00	73,95	778,90
24	19	Areia Siltosa	20,50	800,00	2,00	77,08	855,98

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

#### 4.5.4 Capacidade de Carga

A capacidade de carga é definida pela equação 19:

$$QR = QP + \sum QL \quad (19)$$

Os valores de  $QR$  para as outras profundidades são calculadas da mesma forma, como mostra o quadro 4.

Quadro 4 - Capacidade de Carfa ( $Q_r$ )

Dados da Sondagem			Coef. Método			Resistência Lateral		Resistência
Prof (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ %	QL (KN)	$\sum QL$ (KN)	$Q_r$ (KN)
1	5	Areia Fina	3,50	1000,00	1,40	11,52	11,52	23,88
2	2	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	23,58	36,53
3	4	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	35,64	48,59
4	5	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	44,20	49,55
5	4	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	52,75	58,11
6	4	Argila Arenosa	4,67	350,00	2,40	9,21	61,96	67,73
7	6	Argila Arenosa	5,33	350,00	2,40	10,53	72,49	79,08
8	6	Areia Argilosa	6,33	600,00	3,00	26,79	99,28	112,70
9	7	Areia Argilosa	7,33	600,00	3,00	31,02	130,30	145,84
10	9	Areia Argilosa	8,00	600,00	3,00	33,84	164,14	181,10
11	8	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	200,80	219,17
12	9	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	237,46	255,83
13	9	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	272,55	298,93
14	10	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	307,65	334,02
15	9	Areia Siltosa	10,33	800,00	2,00	38,85	346,50	375,70
16	12	Areia Siltosa	11,00	800,00	2,00	41,36	387,86	418,95
17	12	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	430,47	462,50
18	10	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	473,09	505,11
19	12	Areia Siltosa	12,00	800,00	2,00	45,12	518,21	552,12
20	14	Areia Siltosa	14,33	800,00	2,00	53,89	572,10	612,61
21	17	Areia Siltosa	16,33	800,00	2,00	61,41	633,51	679,67
22	18	Areia Siltosa	19,00	800,00	2,00	71,44	704,95	758,65
23	22	Areia Siltosa	19,67	800,00	2,00	73,95	778,90	834,48
24	19	Areia Siltosa	20,50	800,00	2,00	77,08	855,98	913,91

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

#### 4.5.5 Resistência admissível

A resistência admissível ( $Q_{adm}$ ) do elemento, por meio da divisão da carga admissível ( $QR$ ) pelo fator de segurança ( $FS$ ) para fundações profundas, definido por meio da NBR 6122/2019 indicada no quadro 5, conforme a equação 20:

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{F_s}$$

$$Q_{adm} = \frac{23,88}{2}$$

$$Q_{adm} = 11,94 \text{ Kpa.} \quad (20)$$

Quadro 5 - Resistência Admissível

Dados da Sondagem			Coef. Método			Resistência Lateral		Resistência Admissível
Prof (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ %	QL (KN)	$\sum$ QL (KN)	Qadm (KN)
1	5	Areia Fina	3,50	1000,00	1,40	11,52	11,52	11,94
2	2	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	23,58	18,27
3	4	Areia Fina	3,67	1000,00	1,40	12,06	35,64	24,30
4	5	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	44,20	24,78
5	4	Argila Arenosa	4,33	350,00	2,40	8,55	52,75	29,05
6	4	Argila Arenosa	4,67	350,00	2,40	9,21	61,96	33,87
7	6	Argila Arenosa	5,33	350,00	2,40	10,53	72,49	39,54
8	6	Areia Argilosa	6,33	600,00	3,00	26,79	99,28	56,35
9	7	Areia Argilosa	7,33	600,00	3,00	31,02	130,30	72,92
10	9	Areia Argilosa	8,00	600,00	3,00	33,84	164,14	90,55
11	8	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	200,80	109,58
12	9	Areia Argilosa	8,67	600,00	3,00	36,66	237,46	127,91
13	9	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	272,55	149,46
14	10	Areia Siltosa	9,33	800,00	2,00	35,09	307,65	167,01
15	9	Areia Siltosa	10,33	800,00	2,00	38,85	346,50	187,85
16	12	Areia Siltosa	11,00	800,00	2,00	41,36	387,86	209,47
17	12	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	430,47	231,25
18	10	Areia Siltosa	11,33	800,00	2,00	42,61	473,09	252,56
19	12	Areia Siltosa	12,00	800,00	2,00	45,12	518,21	276,06
20	14	Areia Siltosa	14,33	800,00	2,00	53,89	572,10	306,30
21	17	Areia Siltosa	16,33	800,00	2,00	61,41	633,51	339,84
22	18	Areia Siltosa	19,00	800,00	2,00	71,44	704,95	379,32
23	22	Areia Siltosa	19,67	800,00	2,00	73,95	778,90	417,24
24	19	Areia Siltosa	20,50	800,00	2,00	77,08	855,98	456,96

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.5.6 Dimensionamento

Com os valores de Resistência admissível é possível assim encontrar o valor da quantidade de estaca e a da profundidade, de acordo com a carga que cada pilar conforme o quadro 6.

Quadro 6 - Dimensionamento das estacas

Pilar			Número de Estacas	Resistência Admissível	Resistência por Estaca	Prof. (m)
Nº Pilar	Tf	KN		Qadm (KN)	Q(KN)	
P07	8,6	86	1	90,54	90,54	10
P01	12,35	123,5	1	127,91	127,91	12
P25	12,62	126,2	1	127,91	127,91	12
P22	15,69	156,9	1	167,01	167,01	14
P03	17,03	170,3	1	187,85	187,85	15
P08	19,47	194,7	1	209,47	209,47	16
P24	21,16	211,6	1	231,25	231,25	17
P18	22,09	220,9	1	231,25	231,25	17
P21	22,48	224,8	1	231,25	231,25	17
P23	22,51	225,1	1	231,25	231,25	17
P16	24,57	245,7	1	252,55	252,55	18
P12	24,84	248,4	1	252,55	252,55	18
P02	27,35	273,5	1	276,05	276,05	19
P06	33,3	333	2	167,01	334,02	14
P11	33,42	334,2	2	187,85	375,7	15
P19	33,8	338	2	187,85	375,7	15
P15	34,1	341	2	187,85	375,7	15
P20	35,6	356	2	187,85	375,7	15
P17	36,36	363,6	2	187,85	375,7	15
P09	38,28	382,8	2	209,47	418,94	16
P13	38,42	384,2	2	209,47	418,94	16
P10	50,38	503,8	2	252,55	505,1	18
P05	52,58	525,8	2	276,05	552,1	19
P14	52,7	527	2	276,05	552,1	19
TOTAL DE ESTACAS:			35		PROFUNDIDADE ESCAVADA	379

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

#### 4.6 CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO DÈCOURT-QUARESMA

##### 4.6.1 Dados iniciais da estaca

O diâmetro da estaca será 30 cm, os valores de  $A_p$  e de  $U$  sendo respectivamente área de ponta e perímetro é definido pelas equações 21 e 22:

$$A_p = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A_p = \frac{\pi * 0,3^2}{4}$$

$$A_p = 0,07065\text{m}^2$$

(21)

$$\begin{aligned}
 U &= \pi * d \\
 U &= \pi * 0,30 \\
 U &= 0,942\text{m}
 \end{aligned}
 \tag{22}$$

#### 4.6.2 Resistência Lateral

##### 4.6.2.1 Cálculo da resistência de lateral

Para obter os valores a da estimativa da tensão ( $qL$ ), utiliza-se de cálculos paralelos para encontrar os valores das incógnitas conforme a equação 23

$$\begin{aligned}
 &: \\
 qL &= \left( \frac{SPT}{3} + 1 \right) \\
 qL &= \left( \frac{5}{3} + 1 \right) \\
 qL &= 2,67 \text{ kpa}
 \end{aligned}
 \tag{23}$$

Para cálculo da resistência lateral, utiliza-se a equação 24:

$$\begin{aligned}
 QL &= qL * U * L \\
 QL &= 2,67 * 0,942 * 1 \\
 QL &= 2,51 \text{ kpa}
 \end{aligned}
 \tag{24}$$

O restante dos valores da resistência de lateral ( $QL$ ) é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, conforme desce a profundidade como mostra no quadro 7.

Quadro 7 - Resistência Lateral (QL)

(continua)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA LATERAL		
PROF	NSPT	Tipo De Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	qL(KN)	QL (KN)	$\Sigma$ QL (KN)
1	5	Areia	3,5	400	0,30	1,00	2,67	2,51	2,51
2	2	Areia	3,67	400	0,30	1,00	1,67	1,57	4,07
3	4	Areia	3,67	400	0,30	1,00	2,33	2,19	6,27
4	5	Argila	4,33	120	0,30	1,00	2,67	2,51	8,77
5	4	Argila	4,33	120	0,30	1,00	2,33	2,19	10,97
6	4	Argila	4,67	120	0,30	1,00	2,33	2,19	13,16
7	6	Argila	5,33	120	0,30	1,00	3,00	2,82	15,98
8	6	Areia	6,33	400	0,30	1,00	3,00	2,82	18,80
9	7	Areia	7,33	400	0,30	1,00	3,33	3,13	21,93
10	9	Areia	8,00	400	0,30	1,00	4,00	3,76	25,69

Quadro 7 - Resistência Lateral (QL)

(conclusão)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA LATERAL		
PROF	NSPT	Tipo De Solo	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	qL(KN)	QL (KN)	$\Sigma$ QL (KN)
11	8	Areia	8,67	400	0,30	1,00	3,67	3,45	29,14
12	9	Areia	8,67	400	0,30	1,00	4,00	3,76	32,90
13	9	Areia	9,33	400	0,30	1,00	4,00	3,76	36,66
14	10	Areia	9,33	400	0,30	1,00	4,33	4,07	40,73
15	9	Areia	10,33	400	0,30	1,00	4,00	3,76	44,49
16	12	Areia	11,00	400	0,30	1,00	5,00	4,70	49,19
17	12	Areia	11,33	400	0,30	1,00	5,00	4,70	53,89
18	10	Areia	11,33	400	0,30	1,00	4,33	4,07	57,97
19	12	Areia	12,00	400	0,30	1,00	5,00	4,70	62,67
20	14	Areia	14,33	400	0,30	1,00	5,67	5,33	67,99
21	17	Areia	16,33	400	0,30	1,00	6,67	6,27	74,26
22	18	Areia	19,00	400	0,30	1,00	7,00	6,58	80,84
23	22	Areia	19,67	400	0,30	1,00	8,33	7,83	88,67
24	19	Areia	20,50	400	0,30	1,00	7,33	6,89	95,57

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

### 4.6.3 Resistência de Ponta

#### 4.6.3.1 Parâmetros geotécnicos

O valor de  $K$  é obtido na Tabela 04, com base nas informações da sondagem (anexo A) da profundidade 1 a 2 metros, onde o solo apresentado é areia, seu valor é:

$$K = 400$$

#### 4.6.3.2 NP

Para de obter o valor de  $NP$ , deve-se fazer uma média de três índices de resistência, o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Na primeira camada visto que não possui o valor anterior utilizamos apenas os valores da

ponta da base e da camada posterior conforme a equação 25:

$$Np1 = \frac{NsPT1 + NsPT2}{2}$$

$$Np1 = \frac{5 + 2}{2}$$

$$Np1 = 3,5 \quad (25)$$

#### 4.6.3.3 Cálculo da resistência de ponta

Para cálculo da resistência de ponta, utiliza-se a equação 26:

$$Qp = Ap * Np * K$$

$$Qp = 0,07065 * 3,5 * 400$$

$$Qp = 98 \text{ Kpa} \quad (26)$$

O restante dos valores da resistência de ponta ( $Qp$ ) é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, utilizando NP conforme desce a profundidade como mostra no quadro 8.

Quadro 8 - Resistência de Ponta ( $Qp$ )

(continua)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA DE PONTA
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	Qp (KN)
1	5	Areia	3,5	400	0,30	1,00	98,00
2	2	Areia	3,67	400	0,30	1,00	102,67
3	4	Areia	3,67	400	0,30	1,00	102,67
4	5	Argila	4,33	120	0,30	1,00	36,40
5	4	Argila	4,33	120	0,30	1,00	36,40
6	4	Argila	4,67	120	0,30	1,00	39,20
7	6	Argila	5,33	120	0,30	1,00	44,80
8	6	Areia	6,33	400	0,30	1,00	177,33
9	7	Areia	7,33	400	0,30	1,00	205,33
10	9	Areia	8,00	400	0,30	1,00	224,00
11	8	Areia	8,67	400	0,30	1,00	242,67
12	9	Areia	8,67	400	0,30	1,00	242,67
13	9	Areia	9,33	400	0,30	1,00	261,33
14	10	Areia	9,33	400	0,30	1,00	261,33
15	9	Areia	10,33	400	0,30	1,00	289,33
16	12	Areia	11,00	400	0,30	1,00	308,00
17	12	Areia	11,33	400	0,30	1,00	317,33
18	10	Areia	11,33	400	0,30	1,00	317,33

Quadro 8 - Resistência de Ponta (Qp)

(conclusão)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA DE PONTA
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	Qp (KN)
19	12	Areia	12,00	400	0,30	1,00	336,00
20	14	Areia	14,33	400	0,30	1,00	401,33
21	17	Areia	16,33	400	0,30	1,00	457,33
22	18	Areia	19,00	400	0,30	1,00	532,00
23	22	Areia	19,67	400	0,30	1,00	550,67
24	19	Areia	20,50	400	0,30	1,00	574,00

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

A capacidade de carga de ruptura dado pela equação 27:

$$QR = \alpha * QP + \beta * \sum QL$$

$$QR = 0,30 * 98 + 1,00 * 2,51$$

$$QR = 31,91 \text{ Kpa}$$

(27)

O restante dos valores de carga de ruptura (Qr) é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, como mostra no quadro 9.

Quadro 9 - Carga de ruptura (Qr)

(continua)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	QR (KN)
1	5	Areia	3,5	400	0,30	1,00	31,91
2	2	Areia	3,67	400	0,30	1,00	34,87
3	4	Areia	3,67	400	0,30	1,00	37,07
4	5	Argila	4,33	120	0,30	1,00	19,69
5	4	Argila	4,33	120	0,30	1,00	21,89
6	4	Argila	4,67	120	0,30	1,00	24,92
7	6	Argila	5,33	120	0,30	1,00	29,42
8	6	Areia	6,33	400	0,30	1,00	72,00
9	7	Areia	7,33	400	0,30	1,00	83,53
10	9	Areia	8,00	400	0,30	1,00	92,89
11	8	Areia	8,67	400	0,30	1,00	101,94

Quadro 9 - Carga de ruptura (Qr)

(conclusão)

DADOS DA SONDAAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	QR (KN)
12	9	Areia	8,67	400	0,30	1,00	105,70
13	9	Areia	9,33	400	0,30	1,00	115,06
14	10	Areia	9,33	400	0,30	1,00	119,13
15	9	Areia	10,33	400	0,30	1,00	131,29
16	12	Areia	11,00	400	0,30	1,00	141,59
17	12	Areia	11,33	400	0,30	1,00	149,09
18	10	Areia	11,33	400	0,30	1,00	153,17
19	12	Areia	12,00	400	0,30	1,00	163,47
20	14	Areia	14,33	400	0,30	1,00	188,39
21	17	Areia	16,33	400	0,30	1,00	211,46
22	18	Areia	19,00	400	0,30	1,00	240,44
23	22	Areia	19,67	400	0,30	1,00	253,87
24	19	Areia	20,50	400	0,30	1,00	267,77

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

#### 4.6.4 Resistência admissível

O fator de segurança ( $FS$ ) para fundações profundas, é definido no quadro 10, que se segue na equação 28:

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{F_s} \quad (28)$$

$$Q_{adm} = \frac{100,51}{2}$$

$$Q_{adm} = 50,25 \text{ Kpa.}$$

Quadro 10- Resistência Admissível (Qadm)

(continua)

DADOS DA SONDAAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA	
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	Qr (KN)	Qadm (KN)
1	5	Areia	3,5	400	0,30	1,00	100,51	50,25
2	2	Areia	3,67	400	0,30	1,00	106,74	53,37
3	4	Areia	3,67	400	0,30	1,00	108,93	54,47

Quadro 10 - Resistência Admissível (Qadm)

(conclusão)

DADOS DA SONDAGEM			COEF. MÉTODO				RESISTÊNCIA	
PROF	NSPT	TIPO DE SOLO	NP	K (Kpa)	$\alpha$ (%)	$\beta$	Qr (KN)	Qadm (KN)
4	5	Argila	4,33	120	0,30	1,00	45,17	22,59
5	4	Argila	4,33	120	0,30	1,00	47,37	23,68
6	4	Argila	4,67	120	0,30	1,00	52,36	26,18
7	6	Argila	5,33	120	0,30	1,00	60,78	30,39
8	6	Areia	6,33	400	0,30	1,00	196,13	98,07
9	7	Areia	7,33	400	0,30	1,00	227,27	113,63
10	9	Areia	8,00	400	0,30	1,00	249,69	124,85
11	8	Areia	8,67	400	0,30	1,00	271,81	135,90
12	9	Areia	8,67	400	0,30	1,00	275,57	137,78
13	9	Areia	9,33	400	0,30	1,00	297,99	149,00
14	10	Areia	9,33	400	0,30	1,00	302,07	151,03
15	9	Areia	10,33	400	0,30	1,00	333,83	166,91
16	12	Areia	11,00	400	0,30	1,00	357,19	178,60
17	12	Areia	11,33	400	0,30	1,00	371,23	185,61
18	10	Areia	11,33	400	0,30	1,00	375,30	187,65
19	12	Areia	12,00	400	0,30	1,00	398,67	199,33
20	14	Areia	14,33	400	0,30	1,00	469,33	234,66
21	17	Areia	16,33	400	0,30	1,00	531,59	265,80
22	18	Areia	19,00	400	0,30	1,00	612,84	306,42
23	22	Areia	19,67	400	0,30	1,00	639,34	319,67
24	19	Areia	20,50	400	0,30	1,00	669,57	334,78

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.6.5 Dimensionamento

Com os valores de Resistência admissível é possível assim encontrar o valor da quantidade de estaca e a da profundidade, de acordo com a carga que cada pilar conforme a quadro 11.

Quadro 11 - Dimensionamento das estacas

Pilar			Número de Estacas	Resistência Admissível	Resistência por Estaca	Prof. (m)
Nº Pilar	Tf	KN		Qadm (KN)	Q(KN)	
P07	8,6	86	1	98,07	98,07	8
P01	12,35	123,5	1	135,9	135,9	11
P25	12,62	126,2	1	135,9	135,9	11
P22	15,69	156,9	1	166,91	166,91	15
P03	17,03	170,3	1	178,6	178,6	16
P08	19,47	194,7	1	199,33	199,33	19
P24	21,16	211,6	1	234,66	234,66	20
P18	22,09	220,9	1	234,66	234,66	20
P21	22,48	224,8	1	234,66	234,66	20
P23	22,51	225,1	1	234,66	234,66	20
P16	24,57	245,7	1	265,8	265,8	21
P12	24,84	248,4	1	265,8	265,8	21
P02	27,35	273,5	1	306,42	306,42	22
P06	33,3	333	2	166,91	333,82	15
P11	33,42	334,2	2	178,6	357,2	16
P19	33,8	338	2	178,6	357,2	16
P15	34,1	341	2	178,6	357,2	16
P20	35,6	356	2	178,6	357,2	16
P17	36,36	363,6	2	199,33	398,66	17
P09	38,28	382,8	2	234,66	469,32	20
P13	38,42	384,2	2	234,66	469,32	20
P10	50,38	503,8	2	265,8	531,6	21
P05	52,58	525,8	2	265,8	531,6	21
P14	52,7	527	2	265,8	531,6	21
TOTAL DE ESTACAS			35		PROFUNDIDADE ESCAVADA	423

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

## 4.7 CÁLCULO DE ESTACA PELO MÉTODO TEIXEIRA:

### 4.7.1 Dados iniciais da estaca

O diâmetro da estaca será 30 cm, os valores de  $AP$  e de  $U$  sendo respectivamente área de ponta e perímetro e definido pelas equações 29 e 30 respectivamente:

$$\begin{aligned}
 AP &= \frac{\pi * d^2}{4} \\
 AP &= \frac{\pi * 0,3^2}{4} \\
 AP &= 0,07065\text{m}^2
 \end{aligned}
 \tag{29}$$

$$\begin{aligned}
 U &= \pi * d \\
 U &= \pi * 0,30 \\
 U &= 0,942\text{m}
 \end{aligned}
 \tag{30}$$

O comprimento da estaca:

$$L = 1\text{m}$$

### 4.7.2 Resistência de ponta

#### 4.7.2.1 Parâmetros da resistência de ponta

O valor parâmetro da resistência de ponta ( $\alpha$ ) é definido pela tabela 07, então é encontrado o valor abaixo:

$$\alpha = 400 \text{ Kpa}$$

#### 4.7.2.2 NP

O valor médio do índice de resistência à penetração ( $N$ ) é medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo, para o dimensionamento utilizaremos hélice contínua com diâmetro de 30 cm ou 0,3m, 4 diâmetros acima da ponta da estaca seria 1,60m e 1 diâmetro abaixo seria mais 40cm. Assim, visto que cada camada possui 1,00m foi considerado o  $N_{spt}$  da camada anterior e correspondente ao nível da ponta ou base, desconsiderando a camada posterior pois não atingiu a cota de teste de  $N_{spt}$ , na primeira camada utilizou-se o próprio valor de  $N_{spt}$  para o cálculo de  $N_p$ :

$$NP = 5$$

#### 4.7.2.3 Cálculo da resistência de ponta

A resistência de ponta ( $QP$ ) é obtida pela equação 31:

$$\begin{aligned} QP &= \alpha * NP * Ap \\ QP &= 400 * 5 * 0,07065 \\ QP &= 141,30 \text{ KN} \end{aligned} \quad (31)$$

O restante dos valores da resistência de ponta ( $Qp$ ) é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, utilizando NP conforme desce a profundidade como mostra a quadro 12.

Quadro 12 - Resistência de Ponta ( $Qp$ )

Dados Da Sondagem			Coef. Método				Resistência de Ponta
PROF (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	NL	$\alpha$ (Kpa)	$\beta$ (Kpa)	Qp (KN)
1	5	Areia	5	5	400	4,00	141,3
2	2	Areia	4,5	3,5	400	4,00	127,17
3	4	Areia	8,67	3	400	4,00	244,92
4	5	Argila Arenosa	3,75	4,5	210	4,00	55,636875
5	4	Argila Arenosa	4	4,5	210	4,00	59,346
6	4	Argila Arenosa	4,2	4	210	4,00	62,3133
7	6	Argila Arenosa	4,6	5	210	4,00	68,2479
8	6	Areia Argilosa	5,2	6	300	4,00	110,214
9	7	Areia Argilosa	5,8	6,5	300	4,00	122,931
10	9	Areia Argilosa	6,2	8	300	4,00	131,409
11	8	Areia Argilosa	7,4	8,5	300	4,00	156,843
12	9	Areia Argilosa	7,8	8,5	300	4,00	165,321
13	9	Areia Siltosa	8,6	9	360	4,00	218,7324
14	10	Areia Siltosa	8,8	9,5	360	4,00	223,8192
15	9	Areia Siltosa	9,6	9,5	360	4,00	244,1664
16	12	Areia Siltosa	9,8	10,5	360	4,00	249,2532
17	12	Areia Siltosa	10	12	360	4,00	254,34
18	10	Areia Siltosa	11	11	360	4,00	279,774
19	12	Areia Siltosa	11,4	11	360	4,00	289,9476
20	14	Areia Siltosa	12,6	13	360	4,00	320,4684
21	17	Areia Siltosa	13,2	15,5	360	4,00	335,7288
22	18	Areia Siltosa	15	17,5	360	4,00	381,51
23	22	Areia Siltosa	16	20	360	4,00	406,944
24	19	Areia Siltosa	17,75	20,5	360	4,00	451,4535

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

### 4.7.3 Resistência de atrito lateral

#### 4.7.3.1 Parâmetros da resistência de atrito lateral

O valor parâmetro da resistência de atrito lateral ( $\beta$ ), é definido pela tabela 08, então é encontrado o valor abaixo:

$$\beta = 4,00 \text{ Kpa}$$

#### 4.7.3.2 NL

O valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do comprimento do fuste da estaca ( $NL$ ), é utilizado o valor da camada anterior e o da camada em análise, visto que a camada de cálculo é a primeira utilizaremos o próprio valor do  $NSPT$ :

$$NL = 5$$

#### 4.7.3.3 4.7.3.3 - Cálculo de resistência lateral

A resistência lateral ( $QL$ ) é obtida pela equação 32:

$$QL = \beta * NL * U * L \quad (32)$$

$$QL = 4,00 * 5 * 0,94 * 1,00$$

$$QL = 18,80 \text{ KN}$$

A obtenção do  $\sum QL$  se dá através da soma acumulada de  $QL$  das camadas. Após os cálculos de cada camada, encontra-se os seguintes resultados, conforme o quadro 13.:

Quadro 13 - Resistência Lateral ( $QL$ )

(continua)

Dados Da Sondagem			Coef. Método				Resistência Lateral	
PROF (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	NL	$\alpha$ (Kpa)	$\beta$ (Kpa)	QL (KN)	$\Sigma QL$ (KN)
1	5	Areia	5	5	400	4,00	18,8	18,8
2	2	Areia	4,5	3,5	400	4,00	13,16	31,96
3	4	Areia	8,67	3	400	4,00	11,28	43,24
4	5	Argila Arenosa	3,75	4,5	210	4,00	16,92	60,16
5	4	Argila Arenosa	4	4,5	210	4,00	16,92	77,08

Quadro 13 - Resistência Lateral (QL)

(conclusão)

Dados Da Sondagem			Coef. Método				Resistência Lateral	
PROF (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	NL	$\alpha$ (Kpa)	$\beta$ (Kpa)	QL (KN)	$\Sigma$ QL (KN)
6	4	Argila Arenosa	4,2	4	210	4,00	15,04	92,12
7	6	Argila Arenosa	4,6	5	210	4,00	18,8	110,92
8	6	Areia Argilosa	5,2	6	300	4,00	22,56	133,48
9	7	Areia Argilosa	5,8	6,5	300	4,00	24,44	157,92
10	9	Areia Argilosa	6,2	8	300	4,00	30,08	188
11	8	Areia Argilosa	7,4	8,5	300	4,00	31,96	219,96
12	9	Areia Argilosa	7,8	8,5	300	4,00	31,96	251,92
13	9	Areia Siltosa	8,6	9	360	4,00	33,84	285,76
14	10	Areia Siltosa	8,8	9,5	360	4,00	35,72	321,48
15	9	Areia Siltosa	9,6	9,5	360	4,00	35,72	357,2
16	12	Areia Siltosa	9,8	10,5	360	4,00	39,48	396,68
17	12	Areia Siltosa	10	12	360	4,00	45,12	441,8
18	10	Areia Siltosa	11	11	360	4,00	41,36	483,16
19	12	Areia Siltosa	11,4	11	360	4,00	41,36	524,52
20	14	Areia Siltosa	12,6	13	360	4,00	48,88	573,4
21	17	Areia Siltosa	13,2	15,5	360	4,00	58,28	631,68
22	18	Areia Siltosa	15	17,5	360	4,00	65,8	697,48
23	22	Areia Siltosa	16	20	360	4,00	75,2	772,68
24	19	Areia Siltosa	17,75	20,5	360	4,00	77,08	849,76

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.7.4 Capacidade de Carga

A capacidade de carga das estacas é definida pela equação 33:

$$\begin{aligned}
 Q &= QP + QL & (33) \\
 Q &= 141,30 + 18,80 \\
 Q &= 160,10 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

O restante dos valores da capacidade de carga é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, como mostra o quadro 14.

Quadro 14 - Capacidade de Carga

Dados Da Sondagem			Coef. Método				Resistência
PROF (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	NL	$\alpha$ (Kpa)	$\beta$ (Kpa)	Qr (KN)
1	5	Areia	5	5	400	4,00	160,1
2	2	Areia	4,5	3,5	400	4,00	159,13
3	4	Areia	8,67	3	400	4,00	288,16
4	5	Argila Arenosa	3,75	4,5	210	4,00	115,796875
5	4	Argila Arenosa	4	4,5	210	4,00	136,426
6	4	Argila Arenosa	4,2	4	210	4,00	154,4333
7	6	Argila Arenosa	4,6	5	210	4,00	179,1679
8	6	Areia Argilosa	5,2	6	300	4,00	243,694
9	7	Areia Argilosa	5,8	6,5	300	4,00	280,851
10	9	Areia Argilosa	6,2	8	300	4,00	319,409
11	8	Areia Argilosa	7,4	8,5	300	4,00	376,803
12	9	Areia Argilosa	7,8	8,5	300	4,00	417,241
13	9	Areia Siltosa	8,6	9	360	4,00	504,4924
14	10	Areia Siltosa	8,8	9,5	360	4,00	545,2992
15	9	Areia Siltosa	9,6	9,5	360	4,00	601,3664
16	12	Areia Siltosa	9,8	10,5	360	4,00	645,9332
17	12	Areia Siltosa	10	12	360	4,00	696,14
18	10	Areia Siltosa	11	11	360	4,00	762,934
19	12	Areia Siltosa	11,4	11	360	4,00	814,4676
20	14	Areia Siltosa	12,6	13	360	4,00	893,8684
21	17	Areia Siltosa	13,2	15,5	360	4,00	967,4088
22	18	Areia Siltosa	15	17,5	360	4,00	1078,99
23	22	Areia Siltosa	16	20	360	4,00	1179,624
24	19	Areia Siltosa	17,75	20,5	360	4,00	1301,2135

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.7.5 Carga Admissível

A carga admissível é dada pela equação 34:

$$Q_{adm} = \frac{Q}{F_s} \quad (34)$$

$$Q_{adm} = \frac{160,10}{2}$$

$$Q_{adm} = 80,05 \text{ KN}$$

O restante dos valores da capacidade admissível é obtido do mesmo jeito calculado anteriormente, como mostra o quadro 15.

Quadro 15 - Carga Admissível

Dados Da Sondagem			Coef. Método				Resistência Admissível
PROF (m)	Nspt	Tipo de Solo	NP	NL	$\alpha$ (Kpa)	$\beta$ (Kpa)	Qadm (KN)
1	5	Areia	5	5	400	4,00	80,05
2	2	Areia	4,5	3,5	400	4,00	79,565
3	4	Areia	8,67	3	400	4,00	144,08
4	5	Argila Arenosa	3,75	4,5	210	4,00	57,8984375
5	4	Argila Arenosa	4	4,5	210	4,00	68,213
6	4	Argila Arenosa	4,2	4	210	4,00	77,21665
7	6	Argila Arenosa	4,6	5	210	4,00	89,58395
8	6	Areia Argilosa	5,2	6	300	4,00	121,847
9	7	Areia Argilosa	5,8	6,5	300	4,00	140,4255
10	9	Areia Argilosa	6,2	8	300	4,00	159,7045
11	8	Areia Argilosa	7,4	8,5	300	4,00	188,4015
12	9	Areia Argilosa	7,8	8,5	300	4,00	208,6205
13	9	Areia Siltosa	8,6	9	360	4,00	252,2462
14	10	Areia Siltosa	8,8	9,5	360	4,00	272,6496
15	9	Areia Siltosa	9,6	9,5	360	4,00	300,6832
16	12	Areia Siltosa	9,8	10,5	360	4,00	322,9666
17	12	Areia Siltosa	10	12	360	4,00	348,07
18	10	Areia Siltosa	11	11	360	4,00	381,467
19	12	Areia Siltosa	11,4	11	360	4,00	407,2338
20	14	Areia Siltosa	12,6	13	360	4,00	446,9342
21	17	Areia Siltosa	13,2	15,5	360	4,00	483,7044
22	18	Areia Siltosa	15	17,5	360	4,00	539,495
23	22	Areia Siltosa	16	20	360	4,00	589,812
24	19	Areia Siltosa	17,75	20,5	360	4,00	650,60675

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.7.6 Dimensionamento

Com os valores de Resistência admissível é possível assim encontrar o valor da quantidade de estaca e a da profundidade, de acordo com a carga que cada pilar conforme o quadro 16.

Quadro 16 - Dimensionamento de estaca

Pilar			Número de Estacas	Resistência Admissível	Resistência por Estaca	Prof. (m)
Nº Pilar	Tf	KN		Qadm (KN)	Q(KN)	
P07	8,6	86	1	144,08	144,08	3
P01	12,35	123,5	1	144,8	144,8	3
P25	12,62	126,2	1	144,8	144,8	3
P22	15,69	156,9	1	159,7	159,7	10
P03	17,03	170,3	1	188,4	188,4	11
P08	19,47	194,7	1	208,62	208,62	12
P24	21,16	211,6	1	252,24	252,24	13
P18	22,09	220,9	1	252,24	252,24	13
P21	22,48	224,8	1	252,24	252,24	13
P23	22,51	225,1	1	252,24	252,24	13
P16	24,57	245,7	1	252,24	252,24	13
P12	24,84	248,4	1	252,24	252,24	13
P02	27,35	273,5	1	300,68	300,68	14
P06	33,3	333	2	188,4	376,8	11
P11	33,42	334,2	2	188,4	376,8	11
P19	33,8	338	2	188,4	376,8	11
P15	34,1	341	2	188,4	376,8	11
P20	35,6	356	2	188,4	376,8	11
P17	36,36	363,6	2	188,4	376,8	11
P09	38,28	382,8	2	208,62	417,24	12
P13	38,42	384,2	2	208,62	417,24	12
P10	50,38	503,8	2	252,24	504,48	13
P05	52,58	525,8	2	300,68	601,36	14
P14	52,7	527	2	300,68	601,36	14
TOTAL DE ESTACAS:			35		PROFUNIDADE ESCAVADA	265

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

#### 4.8 COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Para fazemos os comparativos entre métodos, primeiramente averiguamos a tensão admissível e quantidade de estacas necessárias para suprir a planta de carga, para termos essas informações utilizamos os quadros 6, 11 e 16, e assim conseguimos comparar a tensão

admissível para cada método descrito pelo quadro 18, e a quantidade de estaca total mostrada no quadro 17.

Quadro 17 - Quantidade de estaca total

Pilar			TEIXEIRA		AOKI - VELLOSO		DÈCOURT - QUARESMA	
			Número de Estacas	Prof. (m)	Número de Estacas	Prof. (m)	Número de Estacas	Prof. (m)
Nº Pilar	Tf	KN						
P07	8,6	86	1	3	1	10	1	8
P01	12,35	123,5	1	3	1	12	1	11
P25	12,62	126,2	1	3	1	12	1	11
P22	15,69	156,9	1	10	1	14	1	15
P03	17,03	170,3	1	11	1	15	1	16
P08	19,47	194,7	1	12	1	16	1	19
P24	21,16	211,6	1	13	1	17	1	20
P18	22,09	220,9	1	13	1	17	1	20
P21	22,48	224,8	1	13	1	17	1	20
P23	22,51	225,1	1	13	1	17	1	20
P16	24,57	245,7	1	13	1	18	1	21
P12	24,84	248,4	1	13	1	18	1	21
P02	27,35	273,5	1	14	1	19	1	22
P06	33,3	333	2	11	2	14	2	15
P11	33,42	334,2	2	11	2	15	2	16
P19	33,8	338	2	11	2	15	2	16
P15	34,1	341	2	11	2	15	2	16
P20	35,6	356	2	11	2	15	2	16
P17	36,36	363,6	2	11	2	15	2	17
P09	38,28	382,8	2	12	2	16	2	20
P13	38,42	384,2	2	12	2	16	2	20
P10	50,38	503,8	2	13	2	18	2	21
P05	52,58	525,8	2	14	2	19	2	21
P14	52,7	527	2	14	2	19	2	21
TOTAL DE ESTACA			265		379		423	

Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

Observando os números de estacas, por ser uma fundação onde a carga exigida não é de grande valor, o número de estacas nos três métodos foi igual, totalizando 35 estacas.

Comparando a profundidade escavada, o método de Teixeira, apresenta a menor profundidade de escavação em relação aos outros métodos. Onde Teixeira apresentou 265

metros, Aoki-Velloso apresentou 379 metros e Dècourt- Quaresma 423 metros.

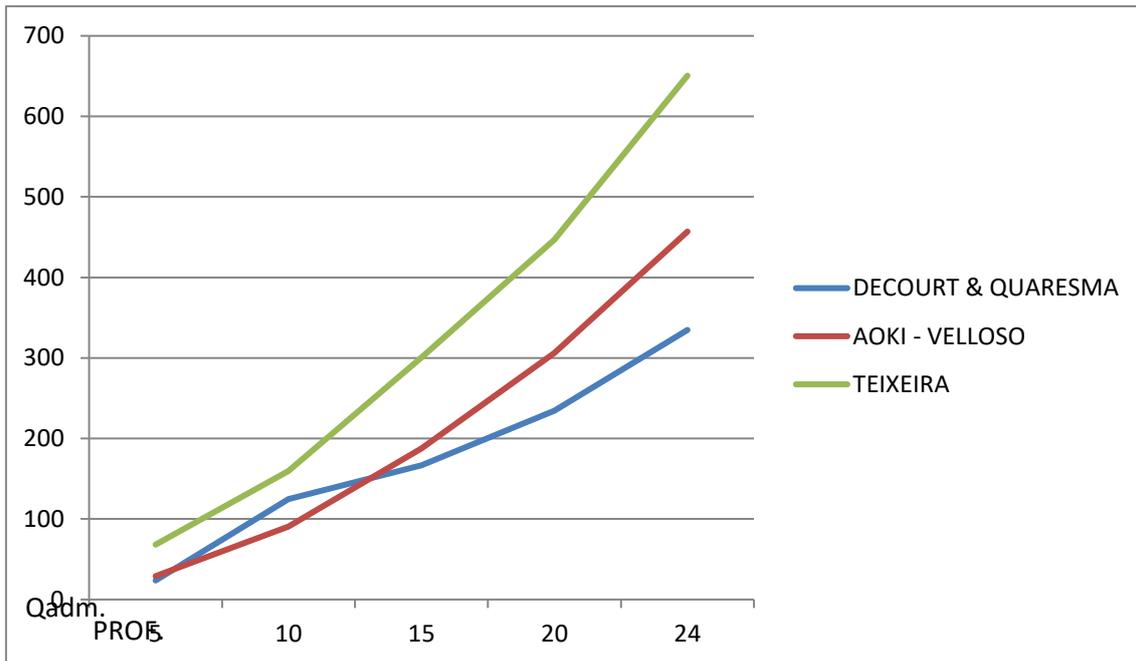
No quadro 18 apresenta-se comparativo entre tensões admissíveis de cada método, utilizando a profundidade múltiplas de 5:

Quadro 18 - Comparação de tensões admissíveis

<b>PROF. (M)</b>	<b>Teixeira</b>	<b>Aoki - Velloso</b>	<b>Dècourt - Quaresma</b>
	Qadm (KN)	Qadm (KN)	Qadm (KN)
5	68,21	29,05	23,68
10	159,7	90,54	124,85
15	300,68	187,85	166,91
20	446,93	306,3	234,66
24	650,6	456,95	334,78

Fonte: Elaboração das autoras, 2021

Gráfico 1- Comparativo de Resistência Admissível – métodos semiempíricos



Fonte: Elaboração das autoras, 2021.

Ao observar o gráfico, é nítido a diferença entre o método Teixeira em relação aos outros, onde os métodos Dècourt-Quaresma e Aoki-Velloso, nos primeiros 10 metros os resultados são parecidos, assim podemos considerar esses dois métodos mais conservadores.

## 5 CONCLUSÃO

A escolha da fundação profunda, para esse tipo de obra, está ligada diretamente ao tipo de solo encontrado nessa região, conforme citado no estudo da geologia, Palhoça/SC, está localizada em uma região de domínios Hidrogeológicos Cristalinos, onde o predomínio é de solos que apresentam baixa capacidade de suporte. Com a disposição de duas sondagens, taxou-se o perfil estratigráfico, confirmando a presença desse tipo de solo. Nas primeiras duas camadas, apresentou solo arenoso, com uma capacidade de resistência um pouco melhor, porém, uma baixa espessura de camada, para que fosse possível a opção de fundação rasa. Ao analisar o perfil, constatou-se que o solo é bastante homogêneo.

Com a localização das estacas e dos SPTs, foi possível verificar, que as estacas com maior diferença entre projeto versus obras, estão localizadas próximas aos furos das sondagens, sendo assim não foi possível constatar nenhum tipo de alteração.

Ao comparar métodos semiempíricos de fundações profundas, para uma planta de carga de edifício escola, foi comparado os números totais de estacas e tensões admissíveis dos métodos Aoki-Velloso, Dècourt–Quaresma e Teixeira.

Como observado em número totais de estacas para suprir a planta de carga, os três métodos apresentaram o mesmo valor de estacas, totalizando 35 estacas. Acredita-se que os resultados iguais nos três métodos se dão devido as baixas cargas solicitadas por cada pilar, pois, trata-se de uma obra de apenas dois pavimentos que não há necessidade de cargas expressivas. Já no estudo de tensão admissível, foi mostrado que o método de Teixeira possui uma tensão admissível superior aos outros dois métodos, se mostrando o melhor método, mas eficaz e econômico, precisando de um menor número de perfurações no terreno para o estaqueamento, menor volume de concreto e horas trabalhadas.

Os métodos Aoki-Velloso e Dècourt-Quaresma, são métodos mais conservadores. Em comparação ao projeto x dimensionamento, Aoki-Velloso se encaixaria no método mais próximo, pois em projeto conforme mostra anexo C, todas as estacas foram dimensionadas com 16 metros, onde a maioria das estacas no método Aoki, ficaram nessa média.

## REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 6122**: projeto de execução de fundações. 3.ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ABNT. **NBR 6484**: solo - sondagem de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ABNT. **NBR 7250**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ABNT. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In: PAN AMERICAN CSMFE*, 5., 1975, Buenos Aires. **Proceeding** [...]. Buenos Aires: [s.n.], 1975. v. 1, p. 367-376.
- AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura**: prática da construção civil. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.
- BARROS, A. J. P.; LEHFELD, N. A. **Projeto de pesquisa**: propostas metodológicas, 4. ed. Petrópolis, RJ: Vozes, 2000.
- BRITO, J. L. W. **Fundações do edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.
- CINTRA, J. C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.
- DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In: CBMSEF*, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: [s.n.], 1978. v. 1, p. 45-53.
- DEMO, P. **Metodologia do conhecimento científico**. São Paulo: Atlas, 2000.
- FERREIRA, T. R.; DELALIBERA, R. G.; SILVA, W. A. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 8, n. 3, p. 38-50, 2014.
- FONTANA, A. C. K.; JOÃO, M. Estacas profundas: desempenho da estaca hélice contínua – qualidade técnica de serviços e aspectos consideráveis. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, ano 4, ed. 8, v. 6, p. 135-147, ago. 2019. Disponível em: <https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/estacas-profundas>. Acesso em: 10 mar. 2021.
- GEOFIX. **Estaca hélice contínua**. São Paulo: Geofix Fundações, [2020a]. Disponível em: <http://geofix.com.br/servico-ehc.php>. Acesso em: 25 set. 2020.
- GEOFIX. **Estaca raiz**. São Paulo: Geofix Fundações, [2020b]. Disponível em: <http://geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php>. Acesso em: 25 set. 2020.
- HACHICH, W. *et al.* **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

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

MANTUANO, R. M. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.** 2013. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <http://hdl.handle.net/11422/10007>. Acesso em: 15 mar. 2021.

MARANGON, M. Fundações profundas. *In*: MARANGON, M. **Geotecnia de fundações.** Juiz de Fora: Faculdade de Engenharia da UFJF, 2018. Disponível em: [https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Funda%\*\*c3%a7%b5es-Profundas-2018-1.pdf\*\*](https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Funda%c3%a7%b5es-Profundas-2018-1.pdf). Acesso em: 25 set. 2020.

MARINHO, F. **Cálculo de estacas por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.** 2019. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/calculo-estacas-capacidade-carga/>. Acesso em: 15 mar. 2021.

PENA, R. F. A. Solo. *In*: BRASIL ESCOLA. **Geografia física.** Goiânia: Rede Omnia, [2020]. Disponível em: <https://brasilecola.uol.com.br/geografia/o-solo.htm>. Acesso em: 10 set. 2020.

PEREIRA FILHO, E. **Hélice contínua monitorada metodologia executiva.** Montes Claros: AP&L Geotecnia e Fundações, 2016. Disponível em: <https://www.apl.eng.br/artigos/2016-METODOLOGIA-EXECUTIVA-HELICE-CONTINUA.pdf>. Acesso em: 20 out. 2020.

PEREIRA, C. Tipos de fundações. *In*: ESCOLA ENGENHARIA. **Tipos de fundações.** 2017. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-fundacoes/>. Acesso em: 25 set. 2020.

PINTOS, F. M. Estimativa da capacidade de carga das estacas com base no SPT. *In*: ALTOQI. **Fundações.** São Paulo, 2021. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002187574-Estimativa-da-capacidade-de-carga-das-estacas-com-base-no-SPT>. Acesso em: 25 fev. 2021.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à 78 engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNEIDER, N. **Fundações rasas: definição, quando são utilizadas e quais os tipos.** Rio do Sul, 2020. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/fundacoes-rasas/>. Acesso em: 15 nov. 2020. Documento não paginado.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In*: SEFE, 3., 1996, São Paulo. **Anais [...].** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 1.

TIZOTT, R. M. **Comparação do custo benefício entre dois tipos de fundações: sapata rígida e radier.** 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2013. Disponível em: <https://bibliodigital.unijui.edu.br:8443/xmlui/handle/123456789/2130>. Acesso em: 15 set. 2020.

TOTAL CONSTRUÇÃO. **Estaca Strauss: O que é? Quando utilizar? Execução e mais.** 2020. Disponível em: <https://www.totalconstrucao.com.br/estaca-strauss/>. Acesso em: 20 set. 2020.

VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais. **Rev. Solos e Rochas**, v. 19, n. 2, p. 117-136, 1996.

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

VOITILLE, N. Tudo sobre os principais tipos de estacas de fundações: chega de dúvidas. *In*: CLUBE ARQUITETURA. **Tipos de fundações**: tudo sobre estacas. 2019. Disponível em: <https://www.cliquearquitetura.com.br/artigo/tipos-de-fundacoes:-tudo-sobre-estacas.html>. Acesso em: 15 mar. 2021. Documento não paginado.

## ANEXO A – Sondagem 1

		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAÇÃO PERCUSSÃO										
CLIENTE : Prefeitura Municipal de Palhoça SERVIÇO : Estudo de Fundação LOCAL : Escola Básica Professora Antonieta S. de Souza			SONDAÇÃO Nº: <b>SPT-03</b>									
SONDAÇÃO PERCUSSÃO MÉTODO ABNT - NBR - 6484												
PERFIL	MÉTODO AVANÇO	DIÂMETRO	AMOSTRA	PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)		Nº. GOLPES	GRÁFICO Escala 1:100	NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA NBR-13441	MUDANÇA DE CAMADA (m)	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS:	
				1ª e 2ª	2ª e 3ª						Revestimento: Ø 76,2 mm	Amostrador: Ø int. 34,9 mm Ø ext. 50,8 mm
											Peso: 65,0 kg	Altura de Queda: 75,0 cm
CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS												
0										0,20	Brita 3/4" e areia média - Aterro	
1	E	2"	-	-	-					1,35	Areia média com brita 3/4", coloração amarela	
2	E	2"	1	5	5						Areia fina a média, coloração amarela pouco compacta	
3	TH	2"	2	2/34	2/32					3,10		
4	TH	2"	3	4/35	4/32							
5	TH	2"	4	4/32	5/33			4,32			Argila orgânica com areia média, coloração preta consistência mole	
6	CA	2"	5	4/36	4/33					6,80		
7	CA	2"	6	4/35	4/31							
8	CA	2"	7	5	6							
9	CA	2"	8	6	6							
10	CA	2"	9	7	7						Areia fina pouco argilosa, coloração conza pouco compacta	
11	CA	2"	10	7	9							
12	CA	2"	11	7	8							
13	CA	2"	12	7	9					12,20		
14	CA	2"	13	8	9							
15	CA	2"	14	8	10							
16	CA	2"	15	8	9						Areia média pouco siltosa, coloração cinza pouco compacta a compacta Sem recuperação	
17	CA	2"	16	10	12							
18	CA	2"	17	11	12							
19	CA	2"	18	9	10							
20	CA	2"	19	10	12							
MÉTODO: E - Escavação TH - Trado helicoidal TC - Trado concha CA - Circulação de água				DATA EXECUÇÃO / HORA: INÍCIO: 03/04/2019 / 07:50h TÉRMINO: 03/04/2019 / 12:00h				OBS: Limite de Sondagem = 24,62 metros; Revestimento até 8,00 metros de profundidade; Critério de Paralisação: Conforme especificado pelo cliente.				
SONDADOR Idreno Andrade Felipe GERENTE DE OBRAS Cleyton Leocádio de Lara RESPONSÁVEL TÉCNICO Lucimara Grande - CREA-PR 151255/D				NÍVEL D'ÁGUA: INÍCIO: 04/04/2019 - 8,07m TÉRMINO: 04/04/2019 - 4,32m				COORDENADAS: N = 6.934.474,00 E = 729.192,00 C=				
											020	

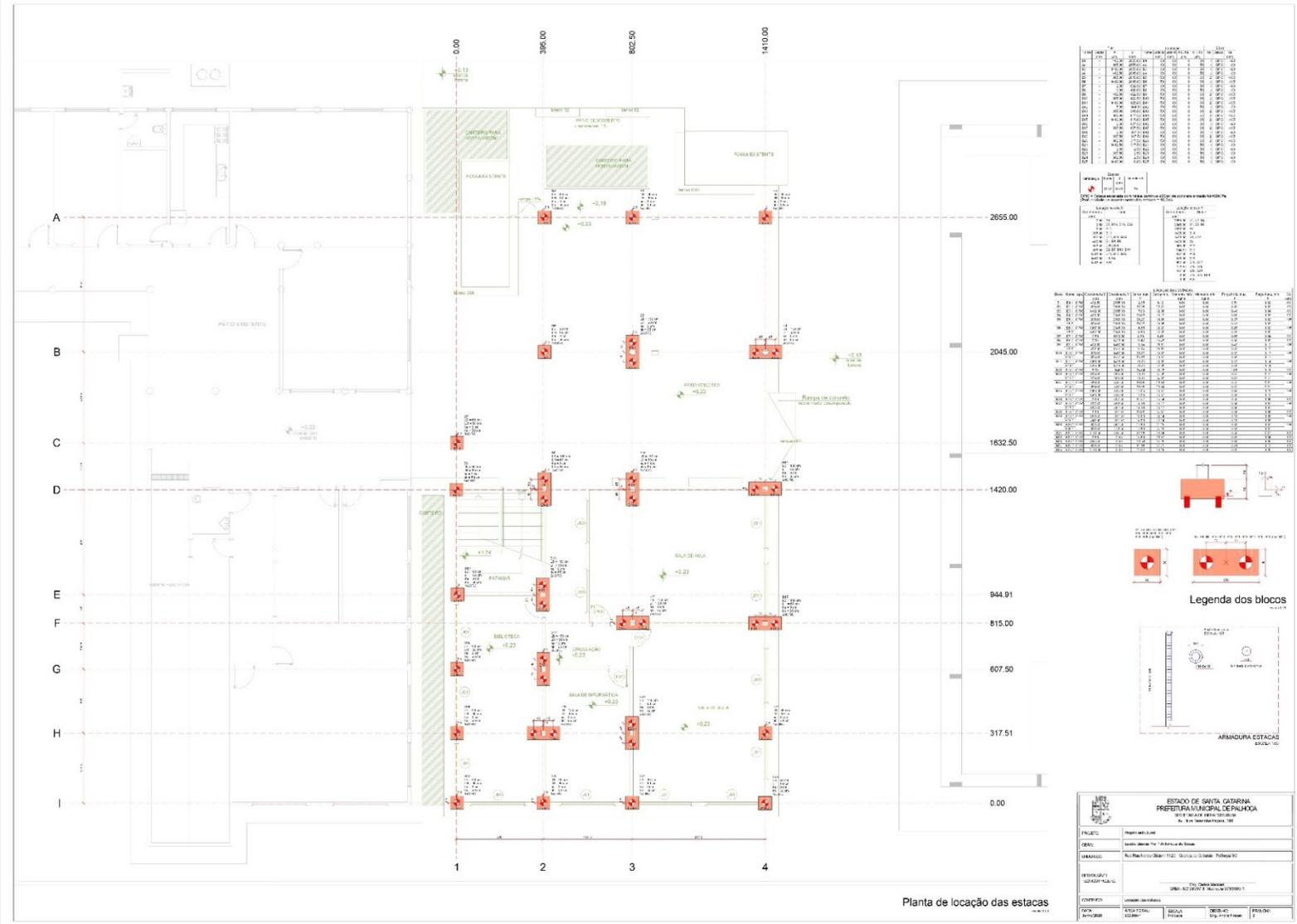
CCL SERVIÇOS EM RODOVIAS		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAEM PERCUSSÃO					SONDAGEM Nº: <b>SPT-03</b>								
		CLIENTE : Prefeitura Municipal de Pailhoça SERVIÇO : Estudo de Fundação LOCAL : Escola Básica Professora Antonieta S. de Souza													
SONDAGEM PERCUSSÃO MÉTODO ABNT - NBR - 6484															
PERFIL	MÉTODO AVANÇO	DIÂMETRO	AMOSTRA	PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)				NÍVEL D'ÁGUA 24,11 (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA NBR - 13441	MUDANÇA DE CAMADA (m)	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS:				
				Nº. GOLPES		GRÁFICO Escala 1:100					Revestimento:	Amostrador:	Peso:	Altura de Queda:	
				1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40			Ø 76,2 mm	Ø int. 34,9 mm	65,0 kg	75,0 cm
											CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS				
20	CA	2"	20	11	14										
21	CA	2"	21	12	17										
22	CA	2"	22	14	18										
23	CA	2"	23	17	22										
24	CA	2"	24	16	19										
25											24,60				
26											24,62	10 2	10 0	10 0	Ensaio de lavagem (min/cm) Profundidade: 24,62 m Impenetrável ao trépano
27															
28															
29															
30															
31															
32															
33															
34															
35															
36															
37															
38															
39															
40															
MÉTODO: E - Escavação TH - Trado helicoidal TC - Trado concha CA - Circulação de água		DATA EXECUÇÃO / HORA: INÍCIO: 03/04/2019 / 07:50h TÉRMINO: 03/04/2019 / 12:00h			OBS: Limite de Sondagem = 24,62 metros; Revestimento até 8,00 metros de profundidade; Critério de Paralisação: Conforme especificado pelo cliente.		SONDADOR Ildeno Andrade Felipe GERENTE DE OBRAS Cleyton Leocádio de Lara RESPONSÁVEL TÉCNICO Lucimara Grande - CREA-PR 151255/D		NÍVEL D'ÁGUA: INÍCIO: 04/04/2019 - 8,07m TÉRMINO: 04/04/2019 - 4,32m		COORDENADAS: N = 6.934.474,00 E = 729.192,00 C =		021		

## ANEXO B – Sondagem 2

CCL SERVIÇOS EM RODÁVIAS		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAEM PERCUSSÃO				SONDAGEM Nº: <b>SPT-04</b>					
		CLIENTE : Prefeitura Municipal de Palhoça									
		SERVIÇO : Estudo de Fundação									
		LOCAL : Escola Básica Professora Antonieta S. de Souza									
SONDAGEM PERCUSSÃO MÉTODO ABNT - NBR - 6484											
PERFIL	MÉTODO AVANÇO	DIÂMETRO	ANOSITRA	PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)			NÍVEL D'ÁGUA 24h (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA NBR-13441	MUDANÇA DE CAMADA (m)	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS:	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS
				1ª e 2ª	2ª e 3ª	GRÁFICO Escala 1:100					
										Revestimento: Ø 76,2 mm Amostrador: Ø int. 34,9 mm / Ø ext. 50,8 mm Peso: 65,0 kg / Altura de Queda: 75,0 cm	
0											0,22 Areia média com brita - Aterro
1	E 2"	-	-	-							1,10 Areia fina siltsosa, coloração amarela
2	E 2"	1	6	8							
3	TH 2"	2	3/34	4/35							
4	TH 2"	3	4/33	4/31							Argila orgânica com areia média, coloração preta consistência mole a média
5	CA 2"	4	4/32	5			4,70				
6	CA 2"	5	5	6							
7	CA 2"	6	4	4							6,60
8	CA 2"	7	5	6							
9	CA 2"	8	6	6							
10	CA 2"	9	5	5							
11	CA 2"	10	6	7							
12	CA 2"	11	4	5							11,50
13	CA 2"	12	5	6							
14	CA 2"	13	4	6							
15	CA 2"	14	5	6							
16	CA 2"	15	6	7							
17	CA 2"	16	6	6							
18	CA 2"	17	6	6							
19	CA 2"	18	7	9							
20	CA 2"	19	8	10							
		MÉTODO: E - Escavação TH - Trado helicoidal TC - Trado concha CA - Circulação de água		DATA EXECUÇÃO / HORA: INÍCIO: 02/04/2019 / 13:30h TÉRMINO: 02/04/2019 / 17:50h		OBS: Limite de Sondagem = 22,89 metros; Revestimento até 9,00 metros de profundidade; Critério de Paralisação: Conforme especificado pelo cliente.					
SONDADOR Idreno Andrade Felipe GERENTE DE OBRAS Cleyton Leocádio de Lara RESPONSÁVEL TÉCNICO Lucimara Grande - CREA-PR 151255/D		NÍVEL D'ÁGUA: INÍCIO: 03/04/2019 - 7,80m TÉRMINO: 03/04/2019 - 4,70m		COORDENADAS: N = 6.934.471,00 E = 729.210,00 C=		022					

		<b>PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAEM PERCUSSÃO</b>				CLIENTE : Prefeitura Municipal de Pailhoça SERVIÇO : Estudo de Fundação LOCAL : Escola Básica Professora Antonieta S. de Souza		SONDAEM Nº: <b>SPT-04</b>								
<b>SONDAEM PERCUSSÃO MÉTODO ABNT - NBR - 6484</b>																
PERFIL	MÉTODO AVANÇO	DIÂMETRO	AMOSTRA	PENETRAÇÃO: (GOLPES/30 cm)				NÍVEL D'ÁGUA 24 h. (m)	CONVENÇÃO GRÁFICA NBR - 13441	MUDANÇA DE CAMADA (m)						
				Nº. GOLPES		GRÁFICO Escala 1:100					EQUIPAMENTOS UTILIZADOS:					
				1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40							
20	CA	2"	20	10	14											
21	CA	2"	21	12	15					Areia média pouco siltsosa, coloração cinza pouco compacta a medianamente compacta Sem recuperação						
22	CA	2"	22	13	18											
23											22,83					
23										22,89						
24										<table border="1"> <tr> <td>10</td> <td>10</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>2</td> <td>1</td> </tr> </table> Ensaio de lavagem (min/cm) Profundidade: 22,89 m Impenetrável ao trépano	10	10	10	3	2	1
10	10	10														
3	2	1														
25																
26																
27																
28																
29																
30																
31																
32																
33																
34																
35																
36																
37																
38																
39																
40																
<b>MÉTODO:</b> E - Escavação TH - Trado helicoidal TC - Trado concha CA - Circulação de água				<b>DATA EXECUÇÃO / HORA:</b> INÍCIO: 02/04/2019 / 13:30h TÉRMINO: 02/04/2019 / 17:50h				<b>OBS:</b> Limite de Sondagem = 22,89 metros; Revestimento até 9,00 metros de profundidade; Critério de Paralisação: Conforme especificado pelo cliente.								
<b>SONDADOR</b> Idreno Andrade Felipe <b>GERENTE DE OBRAS</b> Cleyton Leocádio de Lara <b>RESPONSÁVEL TÉCNICO</b> Lucimara Grande - CREA-PR 151255/D				<b>NÍVEL D'ÁGUA:</b> INÍCIO: 03/04/2019 - 7,80m TÉRMINO: 03/04/2019 - 4,70m				<b>COORDENADAS:</b> N = 6.934.471,00 E = 729.210,00 C=								
										023						

### ANEXO C – Planta de locação das estacas



Planta de locação das estacas