

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Christopher Andrino Schneider

**TUTORIAL PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR  
MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Santa Maria, RS

2022



**Christopher Andrino Schneider**

**TUTORIAL PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR  
MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Engenharia Civil  
da Universidade Federal de Santa Maria  
(UFSM, RS), como requisito parcial para  
obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

**Magnos Baroni, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)

Santa Maria, RS  
2022



**Christopher Andrino Schneider**

## **TUTORIAL PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

**Aprovado em:** 25 de março de 2022:

---

**Magnos Baroni, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)

---

Amanda Vielmo Sagrilo Msc. (UFSM)  
(Co-orientadora)

---

André Lubeck, Dr. (UFSM)

---

Patrícia Rodrigues Falcão, Msc. (UFSM)

Santa Maria, RS  
2022



## AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus.

À minha família, meu pilar de sustentação durante toda a vida e graduação. Em especial para minha mãe Elisângela e meu pai Evanir, a quem nem com todas palavras do mundo, nem com as melhores poesias poderia expressar de forma justa minha gratidão.

Ao meu orientador Magnos Baroni, pela confiança em mim, pelos ensinamentos que engrandecem e pelo convívio nesses anos que se passaram. Sem dúvidas um excelente professor e pessoa.

À minhas amigas Amanda Sagrilo e Patrícia Falcão por todo o apoio, companhia e por acreditarem em mim e ouvir minhas ideias, desde os rascunhos até as partes finais do trabalho, entre tantas coisas que conversamos.

Aos meus amigos e colegas que durante a graduação compartilharam comigo alegrias e preocupações. Sem dúvidas tornaram o ambiente de estudos mais próspero e leve. Em especial, um caloroso agradecimento aos amigos Antônio Boff Vieira, Rômulo Pereira, José Augusto Gomes, Rodrigo Canova, Deison Konzen e Gabriel Pozzebon.

Entre tantos, à todos que cruzaram caminhos e influenciaram nessa jornada, e que se porventura não tenha seu nome escrito neste agradecimento, não torna a contribuição menos importante, tampouco minha gratidão menor.

À Instituição UFSM, professores e funcionários, que proporcionaram a possibilidade de um ensino gratuito e de qualidade com um ambiente propício e adequado para o pleno desenvolvimento do conhecimento.





## RESUMO

# TUTORIAL PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

AUTOR: Christopher Andrino Schneider

ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni

O presente trabalho é motivado por ser um tutorial para facilitar o aprendizado e aborda de forma simplificada algumas das principais características de um projeto de fundações profundas. A metodologia parte da apresentação da sondagem em que se baseia o trabalho em conjunto com uma planilha de cargas com quarenta pontos de carga para as fundações. O estudo aborda a determinação do tipo de fundação, o cálculo de um projeto de fundações utilizando os métodos semi-empíricos de cálculo de capacidade geotécnica de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Não obstante, aborda-se a elaboração de um quantitativo para alguns dos principais insumos. Baseado na metodologia aplicada, obteve-se resultados para o tipo estaca escavada com lama bentonítica, de modo que se satisfaz a NBR 6122(2019) e ainda, demonstra-se por meio de gráficos comparativos as diferentes capacidades geotécnicas provenientes de cada método e seu motivo, baseado na mesma sondagem. Os resultados expressam um dimensionamento com comparação de modo a evidenciar o processo, e com resultado exclusivamente para o perfil de solo avaliado, uma maior quantidade de estacas para o método de Décourt e Quaresma, enquanto o método de Aoki e Velloso apresenta maiores capacidades de carga geotécnicas para a profundidade de estaca proposta no presente trabalho.

**Palavras-chave:** capacidade de carga, método Aoki e Velloso (1975), método de Décourt e Quaresma (1978), cálculo de fundações profundas.



## ABSTRACT

### TUTORIAL FOR DEEP FOUNDATIONS CALCULATION BY SEMI-EMPIRIC METHODS

AUTOR: Christopher Andrino Schneider

ORIENTADOR: Prof<sup>o</sup>. Dr. Magnos Baroni

This study is motivated by being a tutorial to enhance the learning and approaches in a simplified method some of the main deep foundation projects characteristics. The methodology report the soil survey which the study is based on, within a load chart with fourty loading points. The study addresses the foundation type determination, the foundation calc by using the semi-empiric methods of geotechnical bearing capacity of Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978). Nonetheless, approaches the quantitative calc for inputs. Based on the applied methodology, the results are gathered for the foundation type bentonite mud drilled pile, aiming the NBR(6122) requirements and yet, the study shows by comparative graphics means the different soil bearing capacities for each method and its reason, based on the same soil survey. The results demonstrate a comparative calculation method with comparisons that shows the results, and exclusively for this soil profile, a bigger pile quantitative for the Décourt and Quaresma method meanwhile the Aoki and Velloso method returns bigger geotechnical bearing capacity for the refereed pile length in this study.

**Keywords:** Bearing capacity, Aoki e Velloso (1975) method, Décourt e Quaresma (1978) method, deep foundations calc



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>15</b>
1.1	OBJETIVO GERAL	16
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	16
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>17</b>
2.1	ENSAIO SPT	17
2.2	TIPOS DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS	19
<b>2.2.1</b>	<b>Estacas Cravadas</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Estacas Escavadas</b>	<b>23</b>
2.3	BLOCOS SOBRE ESTACAS	28
2.4	MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE GEOTÉCNICA	30
<b>2.4.1</b>	<b>O Método Semi-Empírico de Aoki e Velloso</b>	<b>30</b>
<b>2.4.2</b>	<b>O Método Semi-Empírico de Décourt e Quaresma</b>	<b>33</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>35</b>
3.1	ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO	39
3.2	DOS MÉTODOS APLICADOS	41
<b>3.2.1</b>	<b>Do Método de Aoki e Velloso (1975)</b>	<b>41</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Do Método de Décourt e Quaresma (1978)</b>	<b>44</b>
3.3	QUANTITATIVOS	48
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>50</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Escolha do Tipo de Fundação</b>	<b>50</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Do Método de Aoki e Velloso (1975)</b>	<b>51</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Do Método de Décourt e Quaresma (1978)</b>	<b>61</b>
4.2	PRÉ-PROJETO	72
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>77</b>
	<b>APÊNDICE A</b>	<b>81</b>
	<b>APÊNDICE B</b>	<b>85</b>



## 1 INTRODUÇÃO

A tipologia executiva para transferência de carga da superestrutura para as fundações pode ser dividida em fundações superficiais e fundações profundas. As fundações superficiais, ou fundações rasas, fundamentam-se na resistência da área da base do elemento de fundação em contato com o solo, enquanto as fundações profundas baseiam-se no somatório de duas resistências principais, o atrito lateral e a resistência de ponta do elemento.

Uma boa prospecção geotécnica é primordial para um projeto de fundações, e o programa de investigação deve-se basear no tipo de edificação e dos riscos envolvidos, como PECK (1969) *apud* SCHNAID e Odebrecht (2012) expressa. MILITITSKY (2015) aborda a ocorrência de diversas patologias em construções civis devido à inúmeros fatores, desde projetuais à fatores geotécnicos. Não obstante, esse ressalta que a investigação geotécnica ou sua ausência são responsáveis por diversos problemas, dentre esses, estacas inadequadas ao tipo de solo e estacas subdimensionadas.

No Brasil, a NBR 6122 (2019) determina que a segurança nas fundações profundas pode ser obtida pelo cálculo de resistência por métodos teóricos, semi-empíricos ou provas de carga. Dos métodos amplamente difundidos no meio técnico, destaca-se fundamentalmente os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) atualizado por Décourt (1996).

Os custos do empreendimento podem ser detalhados pela orçamentação. Entre as formas de orçar, pode-se levar em conta o objetivo do levantamento de custos, assim podendo optar por utilizar as Composições de Preços Unitários (CPU), considerando o quantitativo dos materiais dispostos necessários para a execução do projeto.

Este estudo pretende elucidar o leitor sobre procedimentos apropriados ao se executar um pré-projeto de fundações, realizando a conexão entre os diversos passos necessários para chegar-se a um resultado satisfatório de resistência geotécnica, enquanto em vários momentos as etapas podem parecer distantes entre si. Busca-se, na conclusão, um fechamento para o tutorial conquanto material didático e exemplo, de forma a ampliar a gama de materiais de pesquisa.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Elaborar um tutorial, para auxílio no aprendizado do cálculo da capacidade de carga geotécnica de estacas e execução de quantitativo de custos preliminares, com base em uma planilha de locação e cargas de pilares e perfil de sondagem SPT.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

a) Prever os tipos de fundações mais apropriadas para o perfil de solo ocorrente, a partir de um ensaio de sondagem *SPT*.

b) Comparar as resistências finais e as parcelas de resistências que compõe as capacidades de carga pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996), evidenciando as diferenças no processo.

c) Demonstrar, a partir de uma profundidade de estaca arbitrada, um pré-dimensionamento de fundações para ambos os métodos, bem como quantitativos, calculados para uma planilha de cargas com quarenta pontos de carga.

## 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho será estruturado da seguinte forma:

Capítulo 1: Será apresentada a Introdução, objetivos gerais, objetivos específicos e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2: Consiste na revisão bibliográfica, onde serão abordados os conceitos de fundações, características e interpretação do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), tipos de fundações profundas e situações em que são aplicadas, os métodos de cálculos semi-empíricos e suas equações fundamentais e orçamentação.

Capítulo 3: Serão demonstrados os métodos e materiais utilizados para as análises, orçamentação e dimensionamento de um pré-projeto, a partir dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996).

Capítulo 4: Serão os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia apresentada no capítulo 3. Serão apresentados gráficos e tabelas para compreensão.

O capítulo 5 conta com as conclusões e considerações finais acerca dos resultados obtidos e do recurso didático como um todo.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com Cintra, Aoki e Albieiro (2014) há várias formas de agrupar os diversos tipos de fundações. Dentre as formas, a que leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural permite dividir as fundações em dois grandes grupos: fundações rasas ou superficiais, como sapatas e radier, e fundações profundas, como estacas e tubulões. Ainda por Cintra, Aoki e Albieiro (2014), pode-se classificar pelo método de transmissão de carga, nos quais a transmissão dos esforços se dá unicamente pela base resulta em fundação direta; ou quando a transmissão acontece pelo fuste denomina-se fundações indiretas - ou fundações por estacas, como é usual no Brasil.

A prospecção do solo é fundamental para um bom projeto de fundações. “Típico de obras de pequeno porte, em geral por motivos econômicos, mas também presente em obras de médio porte, a ausência de investigação de subsolo é prática inaceitável” (Milititsky, 2015). Para identificar-se os tipos de solos e seus parâmetros existem diversos ensaios, com utilizações e objetivos específicos para cada ocasião. Exemplo do Ensaio de Cone (CPT) e Piezocone (CPTU), que Schnaid e Odebrecht (2012) explica como um dos mais importantes ensaios de prospecção geotécnica internacional. Os ensaios CPT e CPTU apresentam uma quantificação para a resistência lateral e resistência de ponta geotécnicos, e no caso do CPTU, é possível obter a poropressão presente no solo. Dentre ensaios que agregam conhecimento para um projeto de fundações estão: ensaio da palheta (*Vane Test*), ensaio Pressiométrico e ensaio Dilatométrico.

O ensaio de campo normalmente utilizado para a execução de um projeto de fundações profundas é o *Standard Penetration Test* (SPT). É um ensaio que resulta em dados semi-empíricos para a resistência do solo, juntamente com amostras retiradas *in-loco*, um ensaio bastante difundido com custos acessíveis, apesar da existência de ensaios mais precisos (Schnaid e Odebrecht, 2012).

### 2.1 ENSAIO SPT

O *Standard Penetration Test* (SPT) é definido pela NBR 6484(2020) como “ensaio para determinação do índice de resistência à penetração N”. Schnaid e Odebrecht (2012) traz como um método direto de sondagem que pode ser aplicado

para a previsão de recalques como para a capacidade de carga geotécnica. Além disso, auxilia na obtenção de densidade de solos granulares, identificação de solos coesivos e na medição do nível do lençol freático.

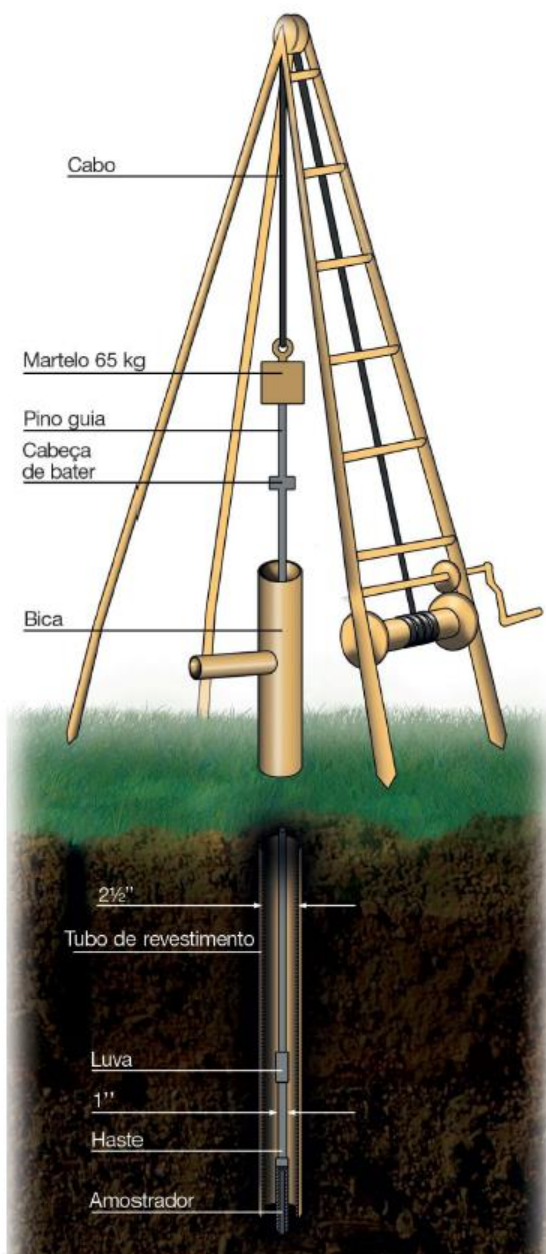
A Figura 1 representa o equipamento de sondagem, em que o referido instrumento utilizado no ensaio é padronizado internacionalmente pelo *International Reference Test Procedure (IRTP/ISSMFE, 1988b)* e é composto por 6 partes essenciais distintas:

- Amostrador Raymond
- Hastes
- Martelo
- Cabeça de bater
- Sistema de Perfuração

O ensaio consiste, de acordo com a NBR 6484(2001), na penetração do amostrador no solo por meio de golpes derivados da queda de um martelo de 65kg a 75cm de altura. Os dados resultantes do SPT são apresentados a cada metro, todavia o registro do  $N_{spt}$  é o número de golpes referentes aos 30cm finais, após uma escavação de 15cm no metro referido.

Como apresentado em Velloso e Lopes (2012), a amostra de solo retirada do amostrador Raymond é deformada, e em casos específicos deve-se empregar amostradores especiais para mais testes em laboratório. Ainda, explicita-se a dificuldade desse tipo de sondagem em ultrapassar matacões e blocos de rocha, podendo o ensaio ser detido por pedregulhos.

Figura 1 - Equipamento de Sondagem SPT



Fonte: (SCHNAID e Odebrecht, 2012, p.24)

## 2.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS

Os critérios utilizados para a classificação dos tipos de estacas são diversos, segundo Velloso e Lopes (2012) uma das terminologias empregadas é a classificação por “estacas de deslocamento” e “estacas de substituição”. Esta remete-se para estacas em que se remove o solo para desocupar previamente o espaço que o

elemento de fundação ocupa, também chamadas de estacas escavadas, aquela remete-se a estacas onde se desloca o maciço de solo horizontalmente para penetração, também chamadas de estacas cravadas.

Estacas em geral possuem cargas de catálogo, ou seja, uma carga admissível do elemento estaca estrutural ignorando a existência da capacidade de carga geotécnica a qual utiliza-se como limite superior para carga admissível da fundação (Cintra e Aoki 2010), em que a ABNT:NBR 6122(2019) define como  $R_K$ , podendo ser obtida por meio de valores retirados de catálogos, ensaios de campo ou por métodos de cálculo.

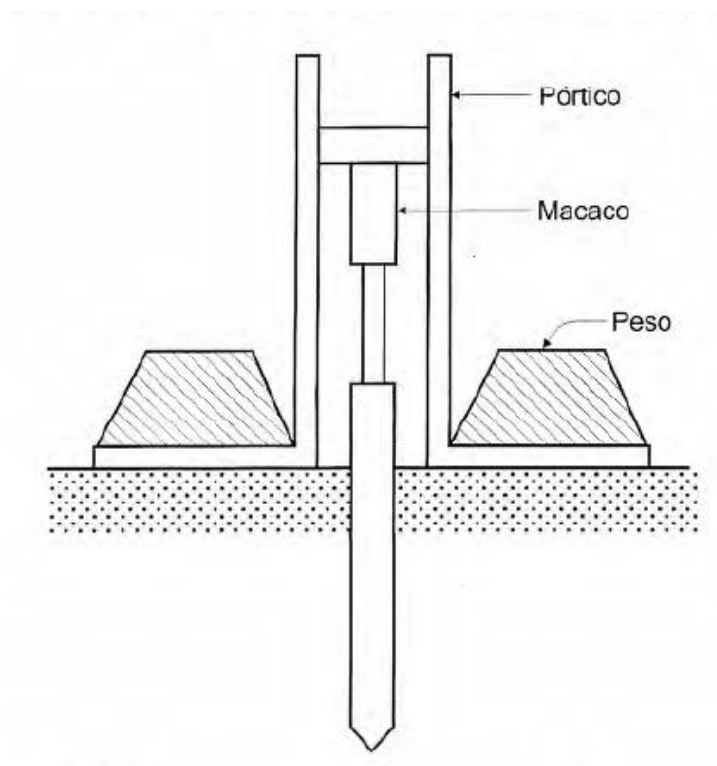
### 2.2.1 ESTACAS CRAVADAS

São estacas pré-moldadas ou moldadas *in-loco* com execução por prensagem, vibração ou percussão. Podem ser de diferentes materiais, como metal, madeira e concreto, das mais variadas seções transversais, inclusive podendo na mesma estaca ter mais de uma seção transversal pré-definida. Danziger e Lopes (2021), classifica-se como estaca quando o volume do solo é deslocado lateralmente, sem remoção do solo. De acordo com ALONSO (1983), não é recomendada a utilização dessas estacas em terrenos com matacões ou pedregulhos, em terrenos em que a cota da ponta da estaca seja muito variável e em casos em que as construções vizinhas estejam suscetíveis às vibrações causadas pela execução da fundação.

- Estacas pré-moldadas de concreto: as cravadas por bate estacas, normalmente com o apoio de um pilão ou martelo içado por meio de cabos ou guinchos, tem pouca mobilidade, como expresso em Velloso e Lopes (2012). Danziger e Lopes (2021) expressa que as tensões de trabalho são dependentes, além da armadura e da qualidade do concreto, mas também do controle tecnológico na fabricação e na cravação. Guimarães (2018) cita como benefício de estacas pré-moldadas as diferentes geometrias, além de ter a disponibilidade de ser maciça ou cravada, com escolha a depender do efeito desejado no transporte ou cravação. A Figura 2 representa um sistema de cravamento de estacas por meio de macaco.
- Estacas metálicas: de fácil transporte e manuseio, com baixa vibração e resistência a flexão, são produzidas em perfis laminados ou soldados, trilhos ou

chapas resistentes à corrosão, e quando em contato com água e oxigênio deve ter tratamento para resistir ao meio, como expresso em Guimarães (2018). Danziger e Lopes (2021) sobre os benefícios de estacas metálicas, destaca as seções transversais, versáteis para cada caso, a facilidade no transporte e manipulação, ajustes de comprimento no canteiro de obras e até utilização como escoramento de solos ou subsolos. A Figura 3 apresenta um exemplo de estacas metálicas em solo.

Figura 2 - Exemplo de Estaca-cravada



FONTE: (Velloso e Lopes 2012, p. 231)

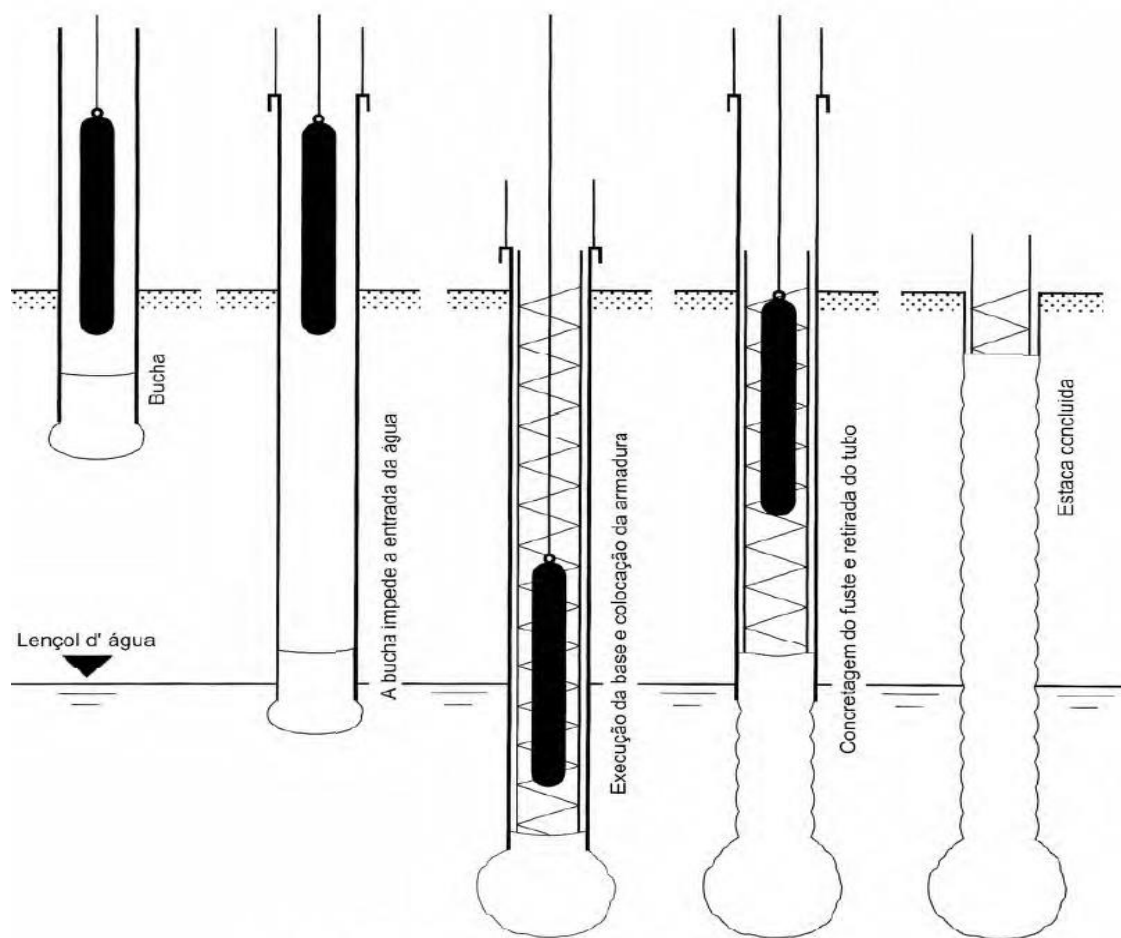
Figura 3 - Estacas metálicas cravadas



Fonte: (Guimarães, 2018. P. 107)

- Estaca Franki: Quando do tipo Standard, moldadas *in-loco*, cravadas com bucha e base alargada. De acordo com Velloso e Lopes (2012), possui diferentes tipos de métodos executivos, pode-se aplicar para grande parte dos tipos de terreno com ou sem nível d'água e resulta em maior resistência de ponta devido à bucha cravada. A Figura 4 demonstra o procedimento para o tipo de estaca citado.

Figura 4 - Procedimento para Estaca tipo Franki Standard



Fonte: (Velloso e Lopes, 2012, p.207)

## 2.2.2 ESTACAS ESCAVADAS

Das estacas onde há remoção prévia do solo para execução do elemento de fundação, em exemplos a seguir explica-se seus usos e benefícios.

- Estacas broca ou rotativas sem lama bentonítica/fluido estabilizante: em Velloso e Lopes (2012), são estacas escavadas com trado manual ou com auxílio de maquinário com trado mecânico. Devem ser executadas acima do nível d'água ou quando há a possibilidade de secar o furo antes da concretagem. A profundidade da estaca está limitada pela perfuração do trado. A Figura 5 apresenta um equipamento de perfuração para estaca escavada por meio de trado mecânico.

Figura 5 – Trado Mecânico para estaca escavada

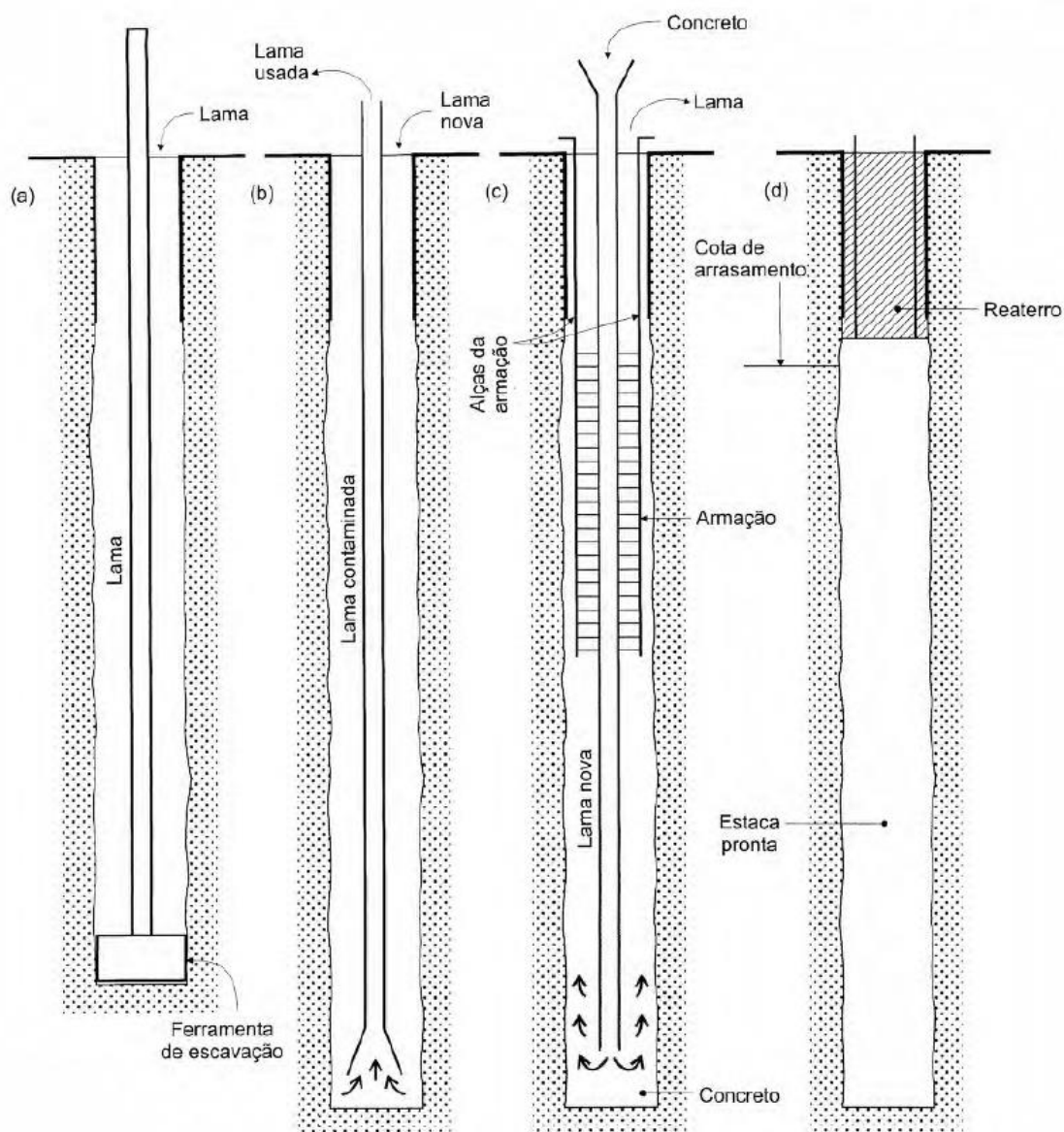


Fonte: (Adaptado de Albuquerque 2020, p.206)

- Estaca escavada com lama bentonítica: Indicadas para quando a estaca escavada comum não satisfazer o procedimento executivo correto devida a existência de nível d'água no terreno ou de profundidades muito elevadas para suportar a pressão do solo sem rompimento e contaminação do buraco, o concreto utilizado no elemento de fundação expulsa o fluido do furo, exemplificado em Albuquerque (2020). A Figura 6 exemplifica o procedimento de execução de uma estaca escavada com o auxílio de fluido estabilizante.



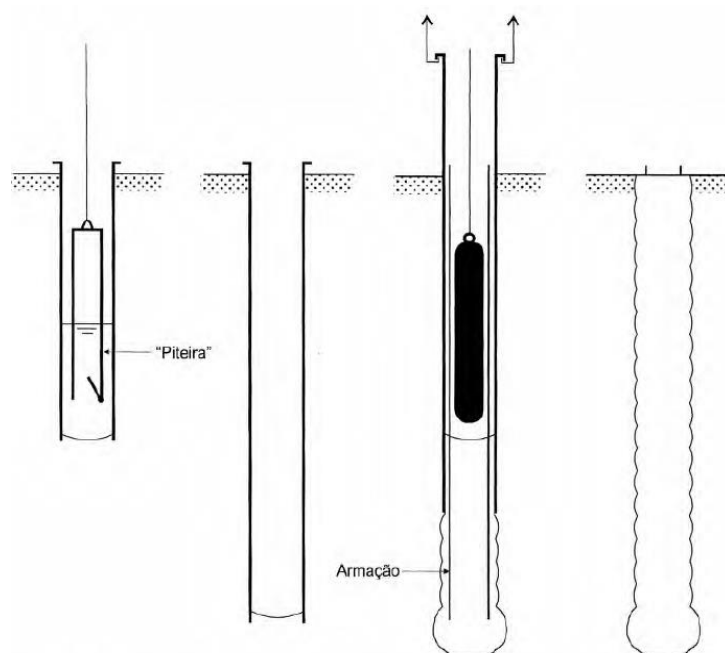
Figura 6 - Procedimento de Estaca Escavada com Fluido Estabilizante



Fonte: (Velloso e Lopes, 2012, p.215)

- Estaca Strauss: Não é recomendada a concretagem desse tipo de estaca em presença de água. É uma estaca executada por meio de uma sonda ou piteira responsável pela escavação, enquanto aplica-se simultaneamente um revestimento metálico por rotação no fuste. O concreto é apiloado na extensão até a cota de arrasamento (VELLOSO; LOPES, 2012). A Figura 7 apresenta, em esquema, a execução de estaca Strauss.

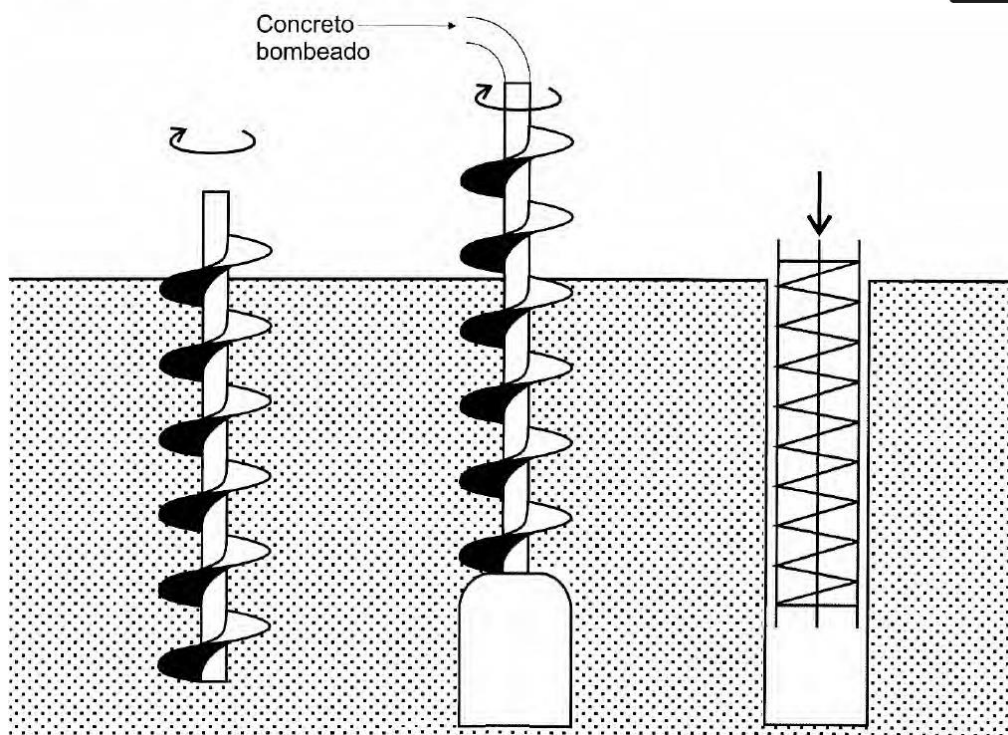
Figura 7 - Estaca Strauss



Fonte: (Velloso e Lopes, 2012, p.206)

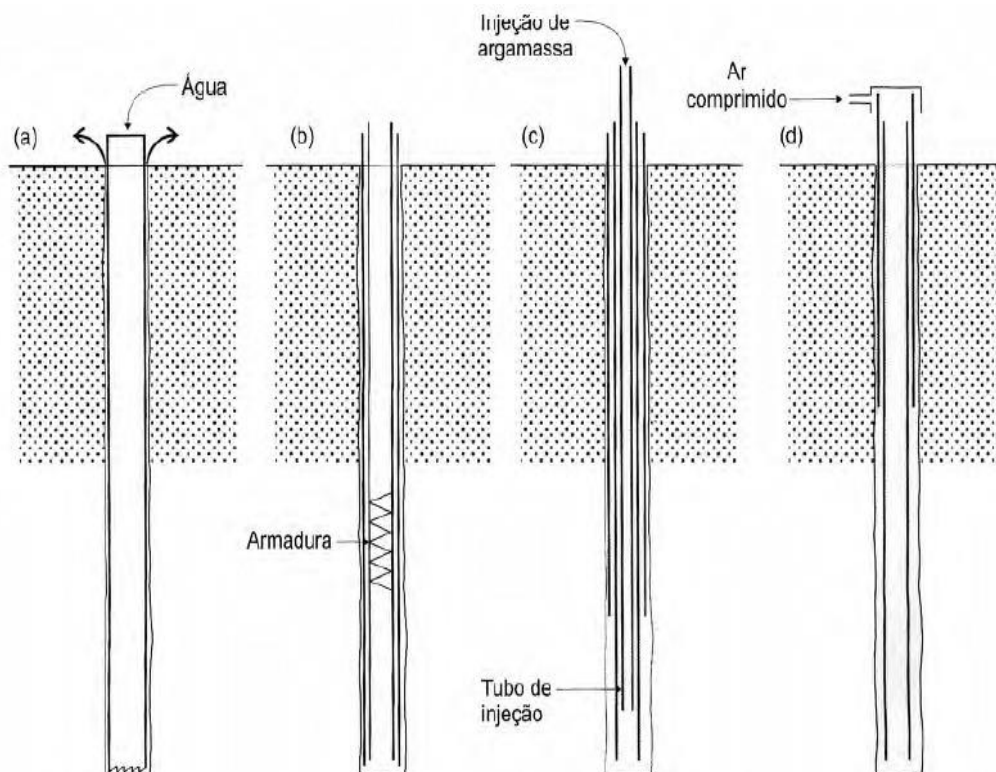
- Hélice Contínua: É uma estaca caracterizada pela execução pela escavação por meio de um trado em hélice com um tubo central vazado para injeção de concreto. É indicada para utilização em terrenos com ou sem nível d'água, não necessitando de lama bentonítica na presença de lençol freático. A armação da estaca é inserida pós concretagem, como expresso em Danziger e Lopes (2021). A Figura 8 demonstra, de maneira simples, o processo de execução de uma estaca hélice contínua em 3 principais partes.
- Estaca Raiz: De execução com equipamentos de pequeno porte, pode-se executá-la em qualquer inclinação e não produz choques nem vibrações. As ferramentas permitem executá-la através de blocos de rocha ou de materiais resistentes (VELLOSO; LOPES, 2012). Em Albuquerque (2018), é dito que pode se executar esse tipo de estaca abaixo do nível d'água, porém quando se faz necessário transpor interferências como blocos de rochas, não serão atendidas as limitações de vibração e ruído citadas anteriormente. A Figura 9 demonstra o processo de execução de estaca raiz.

FIGURA 8 - Estaca Hélice Contínua



Fonte: (Velloso e Lopes, 2012, p. 227)

FIGURA 9 - Estaca Raiz



Fonte: (Velloso; Lopes, 2012, p.224)

## 2.3 BLOCOS SOBRE ESTACAS

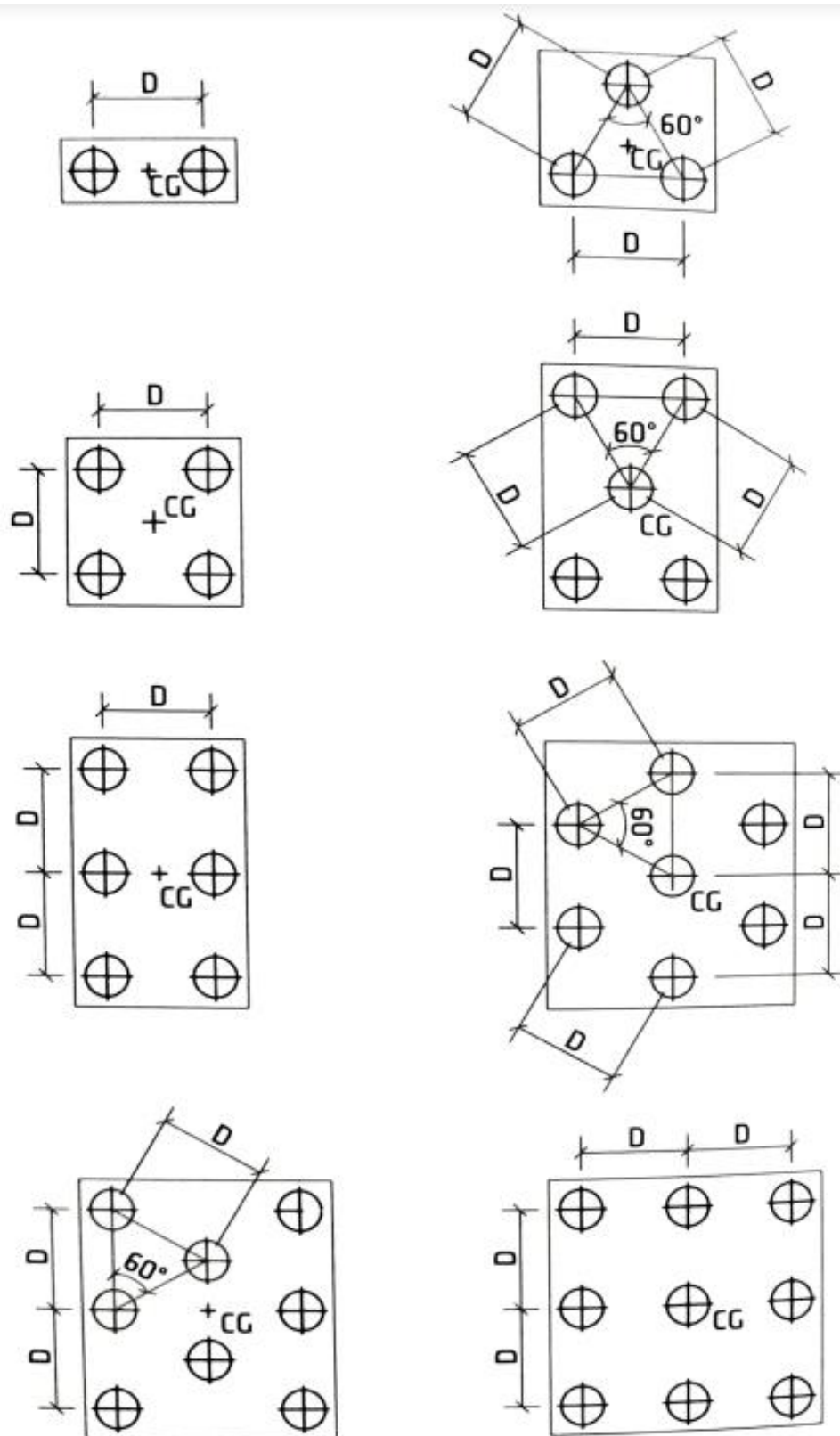
Blocos sobre fundações profundas são estruturas de transferência de carga da superestrutura para o elemento de fundação. Os blocos são dimensionados de acordo com a ABNT:NBR 6118(2014) para um número de estacas já pré-estabelecido por meio do cálculo da capacidade de carga geotécnica e estrutural da fundação. O método de cálculo dos blocos se assemelha ao cálculo de uma fundação direta por sapata, dependendo da rigidez necessária no início do projeto.

Para garantir uma melhor transmissão dos esforços, fatores devem ser levados em conta. Deve-se coincidir o centro de gravidade do bloco com o centro de gravidade das estacas, de acordo com a disposição das estacas. Deve-se manter um espaçamento mínimo entre estacas de 2,5 para estacas pré-moldadas e 3 vezes o diâmetro para estacas moldadas *in-loco*, não sendo esse valor menor do que 60 centímetros, segundo Alonso (1983). Assim também, na execução, deve-se arrasar a estaca de forma a garantir a transmissão dos esforços, garantir o comprimento de ancoragem das armaduras e executar um lastro de concreto magro na base do bloco de pelo menos 5 centímetros de altura terminando abaixo da cota de topo da estaca.

Alonso (2019) detalha métodos de cálculo para blocos sobre uma estaca, duas estacas, três estacas, quatro e qualquer número de estacas, evidenciando o cuidado que se deve ter em relação a cada geometria decorrente da utilização de estacas e os esforços decorrentes da geometria resultante.

Tomaz (2016) dispõe que maior parte dos cálculos de blocos rígidos sobre estacas se calcula pelo método das bielas e tirantes (BLÉVOT; FREMY, 1967) e pelo método CEB-FIP (1970), sendo o método das bielas somente utilizado para blocos rígidos de fundações, por determinação da NBR6118(2014). A Figura 10 traz exemplificado diferentes possibilidades de geometrias de blocos decorrente das quantias de estacas, com  $D$  sendo a distância escolhida entre as estacas pelo critério de projeto:

Figura 10 - Exemplo de geometrias de blocos sobre estacas



Fonte: Santos (2020).

## 2.4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE GEOTÉCNICA

De acordo com a ABNT:NBR 6122(2019) a grandeza fundamental para o cálculo de estacas é a carga admissível ou força resistente de cálculo. A norma determina que tais valores podem ser definidos pelos seguintes tipos de cálculos:

- Métodos estáticos: são métodos teóricos de acordo com a mecânica dos solos ou métodos semi-empíricos de acordo com correlações calculadas a partir de ensaios *in-situ*.
- Ensaios de carregamento dinâmico: Normatizado pela ABNT:NBR 13208.
- Equações dinâmicas: São equações baseadas na nega ou no repique elástico para estacas cravadas.
- A partir do Estado Limite de Serviço: Atualmente permitido pela norma calcular seguindo métodos teóricos ou semi-empíricos, com as propriedades do solo obtidas em laboratório, *in-loco*, ou por meio de correlações.

Com a necessidade para os cálculos de fundações se aproximarem dos valores testados em campo, diversos autores apresentam métodos baseados em correlações entre ensaios de campo com correlações empíricas. É o caso dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1996), que ainda são muito utilizados profissionalmente (Cintra, Aoki, 2013).

### 2.4.1 O MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE AOKI E VELLOSO

Visto que desde os cálculos teóricos para resistência de uma estaca são a soma das parcelas de atrito lateral com a resistência de ponta do elemento, o método de Aoki e Velloso (1975) também parte do pressuposto que:

$$R = R_L + R_P \quad (2.1)$$

sendo R a resistência total da estaca,  $R_L$  a resistência lateral e  $R_P$  a resistência de ponta do elemento.

O método semi-empírico baseia-se na correlação entre equações e dados retirados *in-loco*, os quais o método de Aoki e Velloso (1975) parte de dados de ensaios de penetração estática CPT (de cone mecânico com luva Begemann). Assim os autores do método calculam para a incógnita da resistência de ponta ( $R_P$ ), com correlação nos resultados da resistência de ponta do cone, a seguinte equação:

$$R_P = r_P A_P \quad (2.2)$$

com  $A_P$  sendo a área da base da estaca e  $r_P$  sendo função de:

$$r_P = K N_P / F_1 \quad (2.3)$$

onde  $K$  é coeficiente que depende do tipo de solo e  $N_P$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca.

A parcela da resistência lateral, oriunda da correlação com valores testados no CPT para o atrito lateral na luva, é exprimida por:

$$R_L = U \sum r_L \Delta_L \quad (2.4)$$

onde  $\Delta_L$  é a parcela de variação de comprimento da estaca em que se calcula a resistência,  $U$  é o perímetro da estaca arbitrada e  $r_L$  se dá por:

$$r_L = \alpha K N_L / F_2 \quad (2.5)$$

com  $\alpha$  sendo função do tipo de solo,  $N_L$  sendo o índice de resistência à penetração médio para a porção  $\Delta_L$  obtida da sondagem mais próxima. Desta maneira, a equação geral para a resistência geotécnica para o método de Aoki e Velloso (1975) se dá:

$$R = K N_P A_P / F_1 + U \sum \alpha K N_L \Delta_L / F_2 \quad (2.6)$$

Os valores para o coeficiente  $K$ , que dependem do tipo de solo para ambas as parcelas de cálculo, podem ser encontrados na Tabela 1, junto dos valores para a razão de atrito  $\alpha$ , bem como são apresentados os fatores de correção para o método na Tabela 2.

Após 1975, foram propostos novos fatores ( $F_1$  e  $F_2$ ) para diferentes estacas e diferentes regiões geotécnicas do Brasil, como é o caso da proposição de Alonso (1980) para São Paulo-SP, e a proposição de Danziger e Velloso (1986) para o Rio de Janeiro (Cintra, Aoki, 2012). Inclusive citado os valores de Monteiro (1997), como mostrado na Tabela 3 (Velloso; Lopes, 2012).

Velloso e Lopes (2012) aponta recomendações para a utilização dos valores de correlações de Monteiro (1997), como limitar o valor de  $N$  para 40 e utilizar a equação recomendada pelo autor dos fatores. A equação referente ao complemento do método por Monteiro (1997) refere que a resistência de ponta é a média da soma das parcelas de  $q_{ps}$  e  $q_{pi}$ , onde se faz uma relação do  $N_{spt}$  com as espessuras referentes às parcelas. A parcela  $q_{ps}$  se calcula com valor de  $N_{spt}$  sobre a média da espessura de 7 diâmetros da base acima da cota de base da estaca, enquanto  $q_{pi}$  assume 3,5 diâmetros para o cálculo da média do  $N_{spt}$  abaixo da cota de base da estaca.

TABELA 1 - Valores para coeficiente K e razão de atrito  $\alpha$ .

Solo	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Velloso e Lopes (2012)

Tabela 2 - Fatores de correção para método de Aoki e Velloso (1975)

Tipo de Estaca	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Velloso e Lopes (2012)



Tabela 3 - Fatores de Correção por Monteiro (1997)

Tipo de Estaca	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Franki de Fuste Apilado	2,3	3,0
Franki de Fuste Vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com Lama Bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3,0	3,8

Fonte: Velloso e Lopes (2012)

#### 2.4.2 O MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE DÉCOURT E QUARESMA

O método de Décourt e Quaresma, criado em 1978, assim como o método de Aoki e Velloso (1975), também utiliza o *SPT* como índice para o cálculo de resistência de estacas. Partindo do pressuposto:

$$R = R_L + R_P \quad (2.1)$$

$$R_P = r_P A_P \quad (2.2)$$

$$R_L = U \sum r_L \Delta L \quad (2.4)$$

Assim, para este método, temos que a resistência lateral, já atualizada para a versão de 1996, em que o autor do método introduz coeficientes que incluem a influência do tipo de solo para diferentes tipos de estacas testadas, se dá por:

$$R_L = \beta 10 ( N_L / 3 + 1 ) U L \quad (2.7)$$

Sendo que  $N_L$  é uma média do índice resultado do *SPT*, com limites mínimos inferiores arbitrados em 3 e superiores em 15, para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, e 50 para estacas escavadas com bentonita e estacas de deslocamento (Cintra, Aoki 2010). A resistência de ponta é representada por:

$$R_P = \alpha C N_p A_P \quad (2.8)$$

Com  $N_p$  com processo similar ao  $N_L$ , a média de 3 *SPT*s, em que se utiliza o *SPT* da cota, imediatamente acima e imediatamente abaixo da cota de base da estaca. Assim, têm-se que a equação geral para resistência de uma estaca pelo método criado por Décourt e Quaresma em 1978 e atualizado em 1998 é representado pela seguinte equação (Cintra, Aoki, 2010):

$$R = \alpha C N_p A_P + \beta 10 ( N_L/3 + 1 ) U L \quad (2.9)$$

Com os valores tabelados para os coeficientes apresentados a seguir:

Tabela 4 - Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de solo após atualização em Décourt (1998)

Tipo de estaca	Escavada sem lama		Escavada com lama		Hélice contínua		Estaca raiz	
Tipo de solo	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	B	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,8	0,85	0,9	0,3	1	0,85	1,5
Siltes	0,6	0,65	0,6	0,75	0,3	1	0,6	1,5
Areias	0,5	0,5	0,5	0,6	0,3	1	0,5	1,5

Fonte: adaptado de Monteiro (2017)

### 3 METODOLOGIA

O presente trabalho é motivado por ser um tutorial simplificado, que objetiva descrever de forma simples, algumas das principais características de um projeto de fundações. A metodologia parte da apresentação da sondagem em que se baseia o trabalho, uma planilha de cargas com quarenta pontos de carga para as fundações, a determinação do tipo de fundação, o cálculo de um projeto de fundações utilizando os métodos semi-empíricos de cálculo da capacidade geotécnica de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1998) e, não obstante, aborda-se a elaboração de um quantitativo para alguns dos principais insumos. O processo aborda as questões geotécnicas, não adentrando no cálculo estrutural de armadura dos elementos.

Ressalta-se que se pode utilizar o mesmo método e realizar verificações para variação de vários diâmetros de estacas diferentes, ainda considerando o fato de o cálculo ser por método semi-empírico, devendo se levar em conta a região de implantação da obra e experiência do profissional.

A Figura 11 apresenta o fluxograma descritivo dos materiais e métodos empregados no presente trabalho, as Figuras 12 e 13 apresentam o *SPT* disponibilizado, enquanto a Figura 14 apresenta a planilha de cargas para 40 elementos da superestrutura que transferem cargas para a fundação.

Figura 11 - Fluxograma Organizacional de Materiais e Métodos Utilizados

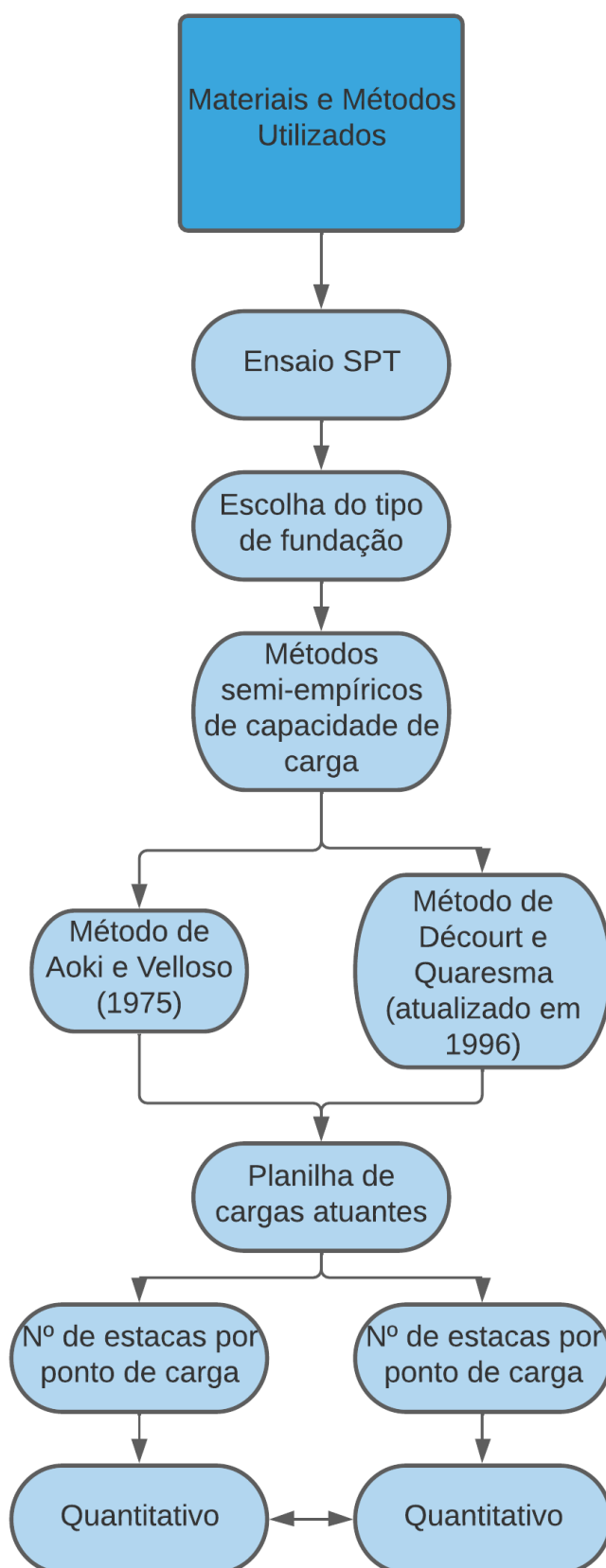


Figura 12 - Furo de sondagem SPT 1ª parte

SONDAGEM:				COTA:			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes/30cm)		Revestimento Ø 76,2mm		
Nível d'água			1ª e 2ª penetrações		Amostrador {		
			2ª e 3ª penetrações		Ø Interno: 34,9mm		
			Nº de golpes		Ø externo: 50,8mm		
					Peso 65Kg - Altura de queda: 75cm		
			1ªe2ª	2ªe3ª	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			Gráfico				
			10	20	30	40	
		0,15					Camada Vegetal.
1,50m	1		2	2			Argila siltosa, marrom, muito mole e média.
	2		7	10			
	3	2,70	3	4			Argila siltosa, cinza-escura, mole.
	4		5	5			
	5	4,20	11	10			Argila siltosa com areia fina, cinza, mole e rija.
	6		11	16			
	7	6,30	18	22			Areia média, amarela, medianamente compacta, e compacta.
	8		19	19			
	9	8,20	15	14			Areia média com pedregulhos, cinza, medianamente compacta.
	10		19	17			
	11	10,35	20	21			Argila siltosa com areia fina, cinza, dura.
	12		22	26			
	13	13,10	24	25			Areia fina, amarela, compacta.
	14		22	21			
	15	14,80	12	13			Argila siltosa, cinza-escura, rija.
	16		14	15			
	17	17,25	17	21			Areia média, cinza-escura, compacta.
	18		28	30			
	19	19,40	30	24			Areia média, amarela, compacta.
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO OBSERVADO		<input type="checkbox"/> O AMOSTRADOR PENETROU Nem SOB PESO DAS HASTES <input type="checkbox"/> O AMOSTRADOR PENETROU Nem SOB PESO DAS HASTES + PESO BATENTE <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO		
INICIAL	FINAL		SIMBOLOGIA				
NFE	1,50						

Fonte: Acervo de notas de Aula de Fundações

Figura 13 - Furo de sondagem SPT 2ª parte

SONDAGEM:				COTA:					
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração: (golpes/30cm)		Revestimento Ø 76,2mm				
			Nº de golpes		Amostrador { Ø Interno: 34,9mm Ø externo: 50,8mm Peso 65Kg - Altura de queda: 75cm				
Nível d'água			1ªe2ª	2ªe3ª	Gráfico				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	(20)	22,60	34	29					Areia média, amarela, compacta.
	(21)		38	36					
	(22)		38	37					
									IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			SIMBOLOGIA		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY NÃO RECUPERADA <input type="checkbox"/> NÍVEL D'ÁGUA NÃO OBSERVADO		0/P O AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB PESO DAS HASTES P/N O AMOSTRADOR PENETROU Ncm SOB PESO DAS HASTES + PESO BATENTE NFE NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO		
INICIAL	FINAL								
NFE	1,50								

Fonte: Acervo de notas de aula de Fundações

Figura 14 - Planilha de cargas na fundação

## PLANILHA DE CARGAS NA FUNDAÇÃO

PILAR	CARGA V			CARGA AC	VENTO FACE X			VENTO FACE Y		
	Fz	Mx	My		Fz	+/-Fz	+/-Fy	+/-Mx	+/-Fz	+/-Fx
P1	57	-1	0	10	3	1	-4	-5	0	1
P2	98	0	0	17	2	0	-2	4	0	1
P3	54	1	0	10	14	1	-3	0	0	1
P4	45	1	0	6	18	2	-4	1	0	1
P5	83	-1	0	14	4	1	-4	-13	0	1
P6	54	0	1	6	-1	0	0	13	1	2
P7	99	-1	0	17	-8	2	-4	2	0	1
P8	79	-2	0	14	3	4	-18	-11	0	1
P9	73	0	-1	12	3	0	0	5	4	9
P10	113	0	0	14	11	10	-35	2	0	1
P11	124	12	0	22	-11	2	-5	0	0	0
P12	132	0	1	26	-4	0	0	-4	3	13
P13	98	0	0	21	0	0	-1	-1	3	14
P14	154	0	8	28	-1	0	-1	3	3	13
P15	131	1	0	17	2	2	-5	-7	0	1
P16	82	0	-4	5	1	0	0	8	2	6
P17	149	4	0	26	-5	1	-4	4	0	0
P18	163	-13	0	35	-7	2	-5	1	0	1
P19	97	0	-1	17	0	0	0	-5	3	8
P20	85	0	1	17	0	0	-1	8	2	6
P21	138	2	0	22	6	1	-4	4	0	0
P22	87	1	0	13	2	2	-4	-10	0	0
P23	174	-1	-2	28	2	0	0	3	4	14
P24	168	-2	0	18	-5	4	-11	-3	0	1
P25	113	1	0	19	7	2	-5	-1	0	1
P26	60	0	0	11	0	0	-1	1	3	14
P27	97	0	-1	5	5	0	-1	4	2	6
P28	140	0	7	23	4	0	0	-2	4	13
P29	144	0	2	24	1	0	-1	3	3	13
P30	101	-4	0	14	8	1	-4	2	0	0
P31	60	0	0	8	-8	4	-19	-10	0	1
P32	79	0	2	11	-3	0	0	6	2	8
P33	119	1	0	11	-14	5	-19	-3	0	1
P34	65	1	0	6	-2	1	-2	3	0	0
P35	72	-2	0	11	8	2	-6	0	0	1
P36	57	-1	0	6	-3	1	-4	-5	0	1
P37	100	-1	0	13	0	1	-2	5	0	1
P38	38	2	0	3	-12	1	-3	0	0	0
P39	49	6	0	4	-18	2	-4	0	0	0
P40	89	8	0	14	-3	1	-3	-13	0	1

## LEGENDA:

Fz - Carga axial em tf

Fx - Carga horizontal na direção "x" em tf

Fy - Carga horizontal na direção "y" em tf

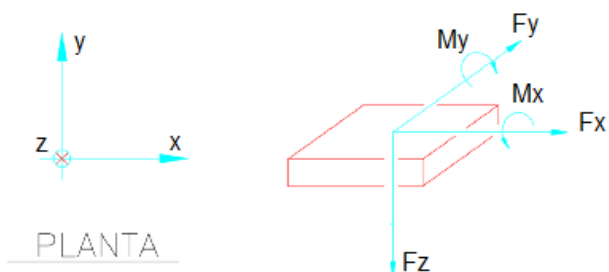
Mx - Momento fletor em torno do eixo "x" em tfm

My - Momento fletor em torno do eixo "y" em tfm

Carga V - Peso próprio

Carga AC - Sobrecarga de utilização

Vento - Esforços oriundos do vento



Fonte: Acervo de notas de aula.

## 3.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

A escolha do tipo de fundação será resultado da análise do perfil geotécnico em conjunto com as recomendações dadas pela literatura, do método de cálculo, maquinários disponíveis para a região e do custo do empreendimento. Também utilizar-se-á a ajuda da Tabela 5 para os  $N_{SPT}$  para o critério de parada das estacas proposta por Cintra e Aoki 2010. A resistência  $R_k$  será calculada de acordo com a

ABNT:NBR 6122(2019) quando não explícita em catálogo, representada pela equação (3.1) e (3.2):

Tabela 5 - Valores limites de  $N_{SPT}$  para a parada das estacas.

Tipo de estaca	OBS:	$N_{LIMITE}$
Pré-moldada de concreto	$\phi < 30$ cm	$15 \leq N_{SPT} \leq 25$ $\sum N_{SPT} = 80$
Pré-moldada de concreto	$\phi > 30$ cm	$25 \leq N_{SPT} \leq 35$
Perfil Metálico	-	$25 \leq N_{SPT} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)	-	$20 \leq N_{SPT} \leq 40$
Strauss	-	$10 \leq N_{SPT} \leq 25$
Franki	em solos arenosos	$8 \leq N_{SPT} \leq 15$
Franki	em solos argilosos	$20 \leq N_{SPT} \leq 40$
Estação e Diafragma, c/ lama bentonítica	-	$30 \leq N_{SPT} \leq 80$
Hélice Contínua	-	$20 \leq N_{SPT} \leq 45$
Ômega	-	$20 \leq N_{SPT} \leq 40$
Raiz	penetra na rocha sã	$N_{SPT} \geq 60$

Fonte: Cintra e Aoki 2010

As equações referentes as resistências características:

$$P_{adm} = R_K / FS_G \quad (3.1)$$

$$R_K = P_{adm} * FS_G \quad (3.2)$$

Em que o fator de segurança global recomendado pela norma é 1,4, e o valor de  $P_{adm}$ , para estacas escavadas com fluido estabilizante ou hélice contínua, para quando se garante a contribuição da resistência de ponta se dá por:

$$P_{adm} = (R_B + R_L)/2 \quad (3.3)$$



Ainda, sugere-se a implementação de tabelas com tópicos pertinentes à complementação de dados de referência. Também, estes tópicos são pontos básicos no método de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), os quais influenciam todo o procedimento de cálculo.

- Tipo de estaca: como definido neste mesmo capítulo, neste ponto inserir o tipo de estaca adequada para o perfil geotécnico e para a obra.

- $F_{ck}$  (MPa): neste item, um ponto básico para a resistência da estaca e conferência para apresentar no projeto executivo. Aqui, como os fatores são calculados em kPa, sugere-se também, um ponto para o  $F_{ck}$  em kPa.

- $\Phi$ : diâmetro utilizado para o cálculo da estaca em centímetros.

- Perímetro da estaca em centímetros.

- Área da seção da estaca.

## 3.2 DOS MÉTODOS APLICADOS

Apresentados no capítulo 2 deste trabalho, são utilizados os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1996), respectivamente. Se abordará, a partir deste momento, a disposição dos métodos de forma que busque facilitar a interpretação dos dados.

### 3.2.1 DO MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

A capacidade de carga pelo método de Aoki e Velloso (1975) pode ser calculada por intermédio da equação (2.6).

$$R = K N_P A_P / F_1 + U \sum \alpha K N_L \Delta_L / F_2$$

E para estas equações, apresenta-se os dados tabelados para a escolha do tipo de fundação, e da correta utilização dos coeficientes de correlação de acordo com o método e sua referência nas Tabelas 6 e 7. Em sequência, sugere-se a apresentação dos parâmetros relativos ao tipo do solo  $K$  e  $\alpha$ . Para facilitar o trabalho posterior, dispõe-se de um quadro adaptado dos valores, com parâmetro  $K$  em kPa enquanto  $\alpha$  em decimais

Tabela 6 – Coeficientes de correlação F1 e F2 para Monteiro (1997).

Tipo de estaca	F1	F2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Franki De Fuste Apilado	2,3	3
Franki De Fuste Vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré Moldada Percussão	2,5	3,5
Pré Moldada Prensagem	1,2	2,3
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3	3,8

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2012)

Tabela 7 – Parâmetros adaptados para tipo de solo

Tipo de Solo	K(MPa)	$\alpha$ (%)	K(kPa)	$\alpha$ real
Areia	1	1,4	1000	0,014
Areia Siltosa	0,8	2	800	0,02
Areia Silto-Argilosa	0,7	2,4	700	0,024
Areia Argilosa	0,6	3	600	0,03
Areia Argilo-siltosa	0,5	2,8	500	0,028
Silte	0,4	3	400	0,03
Silte Arenoso	0,55	2,2	550	0,022
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	450	0,028
Silte Argiloso	0,23	3,4	230	0,034
Silte Argilo-Arenoso	0,25	3	250	0,03
Argila	0,2	6	200	0,06
Argila Arenosa	0,35	2,4	350	0,024
Argila Areno-siltosa	0,3	2,8	300	0,028
Argila Siltosa	0,22	4	220	0,04
Argila Silto-arenosa	0,33	3	330	0,03

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2012)

Em razão da aplicação a equação de Aoki e Velloso (1975), destinada para definir a resistência total do elemento de fundação, que se dá pela soma da resistência lateral e resistência de ponta, sugere-se a separação das variáveis em tópicos para um cálculo objetivo, com a menor possibilidade de erro por parte do projetista:

- Profundidade: Aqui deve-se colocar a profundidade relativa ao SPT, à exemplo da sondagem, tem-se um relatório de metro em metro, colocar-se-á valores de metro em metro.

-  $N_{spt}$ : Como visto no capítulo 2, este ponto se refere aos valores provenientes do relatório recebido.

-  $\Delta l$ : Esse ponto se refere a variação de profundidade do fuste da estaca para o qual calcular-se-á a parcela de resistência.

- Média do  $N_{spt}$ : Média do  $N_{spt}$  para a respectiva profundidade. Utiliza-se o valor imediatamente acima e imediatamente abaixo, além do índice referente a cota de cálculo do ponto.

- Tipo de solo: Tipo de solo resultante do ensaio de campo.

-  $K$  adotado: Parâmetro relacionado ao tipo de solo descrito no item anterior, em kPa.

-  $\alpha$  adotado: Parâmetro relacionado ao tipo de solo.

-  $R_L$ : resistência lateral de acordo com o  $\Delta l$  adotado.

-  $R_B$ : resistência de ponta na profundidade adotada.

-  $R_L$  Acumulada: somatório das resistências laterais.

-  $R_p$ : resistência de ponta o fator de segurança.

- Resistência Parcial: O valor da  $R_L$  Acumulada dividida pelo fator de segurança para o fuste somado ao valor de  $R_p$ .

- Resistência Global 1: O valor da resistência Lateral Acumulada somado ao valor de  $R_B$ , divididos pelo fator de segurança global 1 recomendado.

- Resistência Global 2: O valor da resistência Lateral Acumulada somado ao valor de  $R_B$ , divididos pelo fator de segurança global 2 recomendado.

Os fatores de segurança recomendados pela literatura, como explícito no capítulo 2, está disposta a seguir na Tabela 8:

Tabela 8 - Fatores de segurança recomendados para o método de Aoki e Velloso (1975).

Fator de segurança	
Ponta	3
Fuste	1,5
Global 1	2,5
Global 2	2

Fonte: Adaptado de acervos das notas de aula.

As resistências de projeto, minoradas pelos fatores de segurança, calculadas separadamente pelas equações (2.2) e (2.4), serão aplicadas aos fatores de segurança a partir das seguintes equações:

Para a resistência parcial:

$$R_{FS} = R_L / FS_{PONTA} + R_B / FS_{FUSTE} \quad (3.4)$$

Nesta equação, ressalta-se que, de acordo com a ANBT:NBR 6122(2020), a resistência de ponta  $R_B$ , para estacas escavadas com fluido estabilizante e para estacas hélice contínua, não deve ser superior ao valor da resistência lateral  $R_L$  quando se garante a boa execução do elemento de ponta. Deste modo, pode-se encontrar valores admissíveis para as resistências finais por 2 coeficientes de segurança apresentados, neste trabalho denominaremos de resistência global 1 o resultado oriundo do fator de segurança global 1, analogamente para a resistência global 2.

Para a resistência global 1:

$$R_{G1} = R / FS_{G1} \quad (3.5)$$

Para a resistência global 2:

$$R_{G2} = R / FS_{G2} \quad (3.6)$$

### 3.2.2 DO MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978)

Assim como executado no método de Aoki e Velloso (1975) e explicitado no subcapítulo 3.1.1, demonstrar-se-á os dados utilizados em tabelas para visualização dos parâmetros utilizados, assim, apresenta-se a equação (2.9) disposta como a resistência geotécnica do método sem a utilização e coeficientes de segurança, a assim como as tabelas a se utilizar para os cálculos:

$$R = \alpha C N_p A_P + \beta 10 ( N_L / 3 + 1 ) U L$$

Tabela 9 - Coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  para o tipo de solo.

Tipo de Solo		Argilas	Siltes	Areias
Tipo de Estaca				
Escavada s/ lama	$\alpha$	0,85	0,6	0,5
	$\beta$	0,8	0,65	0,5
Escavada c/ lama	$\alpha$	0,85	0,6	0,5
	$\beta$	0,9	0,75	0,6
Hélice Contínua	$\alpha$	0,3	0,3	0,3
	$\beta$	1	1	1
Estaca Raiz	$\alpha$	0,85	0,6	0,5
	$\beta$	1,5	1,5	1,5
Micro Estacas	$\alpha$	1	1	1
	$\beta$	3	3	3
Pré-moldada	$\alpha$	1	1	1
	$\beta$	1	1	1

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1996)

De forma análoga, apresenta-se a tabela com o parâmetro C de acordo com o tipo de solo.

Tabela 10: Parâmetro C

Tipo de Solo	C	
	tf/m <sup>2</sup>	kPa
Argila	12	120
Silte Argiloso	20	200
Silte Arenoso	25	250
Areia	40	400

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1978)

Ao se aplicar o método de Décourt e Quaresma (1978), opta-se por manter o máximo de similaridades possíveis entre os tópicos apresentados no método de Aoki e Velloso (1975), a fim de futura comparação, além da visualização dos resultados parciais, conferência de parâmetros e de coeficientes utilizados. Para este método sugere-se os seguintes tópicos:

- Profundidade: Insere-se a profundidade relativa ao *SPT*, como na sondagem temos um relatório de metro em metro, colocar-se-á valores de metro em metro.

-  $N_{spt}$ : Valores do  $N_{spt}$ , provenientes do relatório recebido.

- $\Delta l$ : Esse ponto se refere a variação de profundidade do fuste da estaca.
  - Média do  $N_{spt}$ : Tópico que utiliza os dados inseridos em  $N_{spt}$  e retorna o valor da média para a respectiva profundidade. Utiliza-se o valor imediatamente acima e imediatamente abaixo, no índice referente a cota de cálculo do ponto.
  - Tipo de solo: Será outro ponto de entrada de dados na tabela, a ser inserido o tipo de solo resultante do SPT. Esse tipo de solo refere-se com o parâmetro K.
  - Tipo de solo por estaca: Ponto de entrada para a retirada dos valores de  $\alpha$  e  $\beta$  do método, e difere do tipo de solo que referência o parâmetro K no caso do solo ser um silte.
  - C adotado: será um ponto para apresentar o C que é relacionado ao tipo de solo descrito no item anterior, em kPa.
  - $\alpha$  adotado: Assim como C adotado, é um ponto de apresentação dos parâmetros relacionados ao tipo de solo, que junto de  $\beta$  compõe minorações dos efeitos do solo para o tipo de estaca escolhido.
  - $\beta$  adotado: Assim como  $\alpha$ , parâmetro do método.
  - $R_L$ : A resistência lateral de acordo com o  $\Delta l$  da profundidade adotada.
  - $R_B$ : A resistência de ponta na profundidade adotada.
  - $R_L$  Acumulada: É o somatório das resistências laterais.
  - $R_B$ : A resistência de ponta dividida pelo fator de segurança para a ponta do método.
  - Resistência Parcial: O valor da  $R_L$  Acumulada dividida pelo fator de segurança para o fuste somado ao valor da resistência de ponta com o fator de segurança do método.
  - Resistência Global 1: O valor da resistência Lateral Acumulada somado ao valor de  $R_B$ , divididos pelo fator de segurança global 1 recomendado.
  - Resistência Global 2: O valor da resistência Lateral Acumulada somado ao valor de  $R_B$ , divididos pelo fator de segurança global 2 recomendado.
- A Tabela 11 demonstra os valores para os fatores de segurança sugeridos pelos autores do método.

Tabela 11 - Fatores de segurança recomendados para o método de Décourt e Quaresma (1996).

Fator de segurança	
Ponta	4
Fuste	1,3
Global 1	2,5
Global 2	2

Fonte: Adaptado de acervos das notas de aula.

As resistências de projeto, denominadas resistência parcial, resistência global 1 e resistência global 2, minoradas pelos fatores de segurança, calculadas separadamente pelas equações (2.2) e (2.4), serão aplicadas aos fatores de segurança (FS) a partir das seguintes equações:

Para a resistência parcial, a equação (3.4):

$$R_{FS} = R_L / FS_{PONTA} + R_B / FS_{FUSTE}$$

Para a resistência global 1, a equação (3.5):

$$R_{G1} = R / FS_{G1}$$

Para a resistência global 2, a equação (3.6):

$$R_{G2} = R / FS_{G2}$$

### 3.2 PRÉ-PROJETO

A carga máxima que um elemento de fundação resiste é devido à sua capacidade estrutural, materiais empregados, geometria e características do solo. Em situações usuais, um dimensionamento adequado é aquele em que o elemento de fundação tenha seus critérios de dimensionamento o mais próximo possível do limitante estrutural.

Neste item será apresentado uma comparação em relação aos dados dos critérios de dimensionamento. Como já foi demonstrado o cálculo de capacidade geotécnica, o condicionante restante é a capacidade estrutural da estaca. Assim, de acordo com a NBR 6122/2019, para o cálculo estrutural da estaca, a carga estrutural admissível é dada por catálogo ou resultante de provas de carga. De acordo com

Cintra e Aoki (2010), as menções acima consideram apenas a estaca como elemento resistente, excluindo aspectos externos, tais como o geotécnico.

De modo a realizar um comparativo entre os resultados dos diferentes métodos de cálculo, sugere-se uma tabela, exemplificada na Tabela 12:

Tabela 12 - Comparativo entre resultados dos métodos de cálculo de fundações.

MÉTODO DE CÁLCULO		Aoki e Velloso (1975)			Décourt e Quaresma (1978)		
$\Phi$ (cm)		Pk (tf)	Profundidade (m)	R <sub>G1</sub> (tf)	Pk (tf)	Profundidade (m)	R <sub>G1</sub> (tf)
Estacas de $\Phi =$							
Estacas de $\Phi =$							
Estacas de $\Phi =$							

Fonte: Autor

Assim, uma prévia para futuramente calcular o projeto executivo das fundações, têm-se a quantia de estacas iniciais para cada pilar determinada pela divisão direta da carga vertical atuante no ponto pela resistência do elemento de fundação. Então o número  $n$  de estacas para cada pilar será dado de acordo com a equação (3.7), com  $F_z$  sendo o carregamento vertical oriundo da planilha de cargas (Figura 14). Observa-se, de tal maneira, que a utilização somente do carregamento vertical  $F_z$  tem como objetivo um pré-dimensionamento, não considerando a influência dos momentos fletores ou cargas horizontais em estacas, nem considerando a geometria do bloco, influente na maneira de distribuição das cargas para as estacas:

$$n = \frac{F_z}{R} \quad (3.7)$$

### 3.3 QUANTITATIVOS

Para o cálculo dos valores referentes à execução, necessita-se ou buscar um orçamento por empreitada com empresas da região, ou decompor os elementos em diferentes partes. Este orçamento pode variar de acordo com o tipo de estaca escolhida, sendo mais pertinente, mas não exclusivamente, o desmembramento da fundação em partes menores para estacas escavadas em obras de porte menor. O



presente trabalho dividirá em três partes: bloco de coroamento, furo e estaca. Considera-se o bloco como elemento de concreto armado com taxa de armadura mínima (4%), ao contrário, a estaca será considerada como concreto simples.

O furo orçamentado possui a mesma profundidade da estaca executada, portanto a profundidade  $h$  do furo será igual ao tamanho da estaca.

O volume de concreto utilizado na estaca é calculado pelo volume de um cilindro, com diâmetros pré-estabelecidos no cálculo, de acordo com a quantia de diâmetros disponíveis e usuais para trabalho, considera-se, a fins didáticos, a estaca como concreto sem armadura.

Os volumes dos blocos de fundação serão calculados de acordo com o artigo *Versão beta para um sistema web para pré-dimensionamento e orçamento de fundações profundas*, em que equaciona o volume do bloco de acordo com a disposição das estacas, apresentado na Tabela 13, onde  $H$  representa a altura do bloco em metros,  $D$  se refere ao diâmetro da estaca,  $C$  o cobrimento e  $e$  o espaçamento. O método utilizado para calcular o orçamento depende dos objetivos da obra e do contratante. Possuindo-se os quantitativos, pode-se calcular o valor do pré-projeto, tanto por preço estimado, tal qual apresentado em licitações, onde se busca múltiplas empresas e faz-se a média dos valores consultados, ou por composição de preços, onde o projetista busca valores em um banco de dados, tal qual o SINAPI. Se demonstra, no presente trabalho, um quantitativo dos insumos utilizados:

Tabela 13 - Equações para cálculo de volume de blocos sobre estacas

Nº de Estacas	Formato	Volume	H
1	Retangular	$H (D + 2C)^2$	$D + 2C$
2	Retangular	$H (e + D + 2C)(D + 2C)$	$e/2$
3	Triangular	$H(e + D + 2C)(e((\sqrt{3})/2) + D + 2C)$	$e^*(\sqrt{3}/3)$
4	Retangular	$H(e + D + 2C)^2$	$e^*(\sqrt{2}/2)$
5	Retangular	$H(e + D + 2C)(D + 2C + e^*(\sqrt{3}))$	$e$
6	Retangular	$H(e + D + 2C)(D + 2C + 2e)$	$e^*1,12$
7	Trapezoidal	$H/2(5e + 2D + 4C)(e((\sqrt{3})/2) + D + 2C)$	$e^*1,57$

Fonte: Silva (2018)

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresentar-se-á os resultados do tipo de escolha de fundação, dos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996) quando aplicados a um SPT, o pré-projeto proveniente do cálculo e uma orçamentação.

### 4.1.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

De acordo com o  $N_{spt}$ , com índices de resistência possuindo a tendência de aumentar de acordo com a profundidade, ou seja, o  $N_{spt}$  após os 20 metros de profundidade não possui inclinação negativa, e visto que solos granulares estão presentes no perfil geotécnico, ou seja, há a necessidade de contenção das paredes do solo para não contaminação do fuste da fundação ou utilização de uma estaca pré-moldada. Também considerando uma planilha com 40 pontos de carga para a fundação, uma obra de médio a grande porte com cargas distribuídas.

Com base nos dados retirados de ensaio e de acordo com as indicações para escolha pela revisão bibliográfica, opta-se pela utilização da estaca escavada com lama-bentonítica. Os diâmetros testados serão de 30 cm, 35 cm e 40 cm. O  $f_{ck}$  mínimo de acordo com a ABNT:NBR 6122(2019), com classe de agressividade III (Industrial), é de 40 MPa. O espaçamento entre estacas será de 3 diâmetros, com 15 centímetros de cobrimento até a face externa do bloco.

Desta forma, os dados básicos para o cálculo da capacidade geotécnica para ambos os métodos, como tipo de estaca, diâmetro da estaca, área da seção e perímetro da seção serão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Dados determinados para cálculos da capacidade geotécnica

Tipo de Estaca	Escavada	Com Lama Bentonítica
$F_{ck}$	40 MPa	40000 kPa
$\Phi_1$	0,30 m	30 cm
$A_1$	0,07 m <sup>2</sup>	-
$U_1$	0,94 m	-
$\Phi_2$	0,35 m	35 cm
$A_2$	0,10 m <sup>2</sup>	-
$U_2$	1,10 m	-
$\Phi_3$	0,40 m	45 cm
$A_3$	0,13 m <sup>2</sup>	-
$U_3$	1,26 m	-

Fonte: Autor

#### 4.1.2 DO MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

Prévio ao cálculo da equação das resistências, utiliza-se das informações de parâmetros e coeficientes referentes ao método. Portanto, de acordo com as tabelas sugeridas na metodologia e de acordo com o ensaio *SPT*, expressa-se os parâmetros na Tabela 15, com os valores de  $F_1$  e  $F_2$  propostos por Monteiro (1997), em que seus valores são, respectivamente 3,5 e 4,5. O cálculo da resistência de ponta, apesar de Monteiro (1997) propor nova metodologia, é realizada tal qual o método original:

Tabela 15 - Profundidade,  $N_{spt}$ , parâmetros e coeficientes em tabela.

Profundidade	$N_{spt}$	$\Delta L$ (m)	Tipo de solo	K (kPa)	$\alpha$ adotado
1	2	1	Argila Siltosa	220	0,04
2	10	1	Argila Siltosa	220	0,04
3	4	1	Argila Siltosa	220	0,04
4	5	1	Argila Siltosa	220	0,04
5	10	1	Argila Siltosa	220	0,04
6	16	1	Argila Siltosa	220	0,04
7	22	1	Areia	1000	0,014
8	19	1	Areia	1000	0,014
9	14	1	Areia	1000	0,014
10	17	1	Areia	1000	0,014
11	21	1	Areia	1000	0,014
12	26	1	Areia	1000	0,014
13	25	1	Areia	1000	0,014
14	21	1	Areia	1000	0,014
15	13	1	Argila Siltosa	220	0,04
16	15	1	Argila Siltosa	220	0,04
17	21	1	Argila Siltosa	220	0,04
18	30	1	Areia	1000	0,014
19	24	1	Areia	1000	0,014
20	29	1	Areia	1000	0,014
21	36	1	Areia	1000	0,014
22	37	1	Areia	1000	0,014
23	50	1	Impenetrável	-	-

Fonte: Autor

De modo que, calcula-se as resistências ( $R_L$ ,  $R_B$ ) para o método de Aoki e Velloso (1975) de acordo com a profundidade, utilizando as equações (2.4) e (2.2), dividindo os valores por 10 para a unidade da resistência converter em tonelada-força (tf), referentes a resistência lateral e resistência da base, respectivamente.

Aplicando os resultados da Tabela 16 nas equações (3.4), (3.5) e (3.6) juntamente com os coeficientes de segurança recomendados na Tabela 8, têm-se as resistências de projeto da capacidade de carga geotécnica. Apresenta-se, primeiramente, os resultados numéricos em ordem crescente de diâmetro, para posteriormente apresentar em gráfico a comparação entre os diferentes tamanhos de estaca. As resistências laterais e de ponta, para estacas de 30 cm de diâmetro, estão expressas na Tabela 17:

Tabela 16 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_1 = 30$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	0,37	0,37	0,89
2	1,84	2,21	4,44
3	0,74	2,95	1,78
4	0,92	3,87	2,22
5	1,84	5,71	4,44
6	2,95	8,66	7,11
7	6,45	15,11	44,43
8	5,57	20,68	38,37
9	4,11	24,79	28,27
10	4,98	29,77	34,33
11	6,16	35,93	42,41
12	7,62	43,56	52,51
13	7,33	50,89	50,49
14	6,16	57,04	42,41
15	2,40	59,44	5,78
16	2,76	62,20	6,66
17	3,87	66,07	9,33
18	8,80	74,87	60,59
19	7,04	81,91	48,47
20	8,50	90,41	58,57
21	10,56	100,97	72,71
22	10,85	111,82	74,73
23	-	-	-

Fonte: Autor

Assim, aplicado os coeficientes de segurança recomendados na Tabela 8 e nas Equações (3.4), (3.5) e (3.6), têm-se que:

Tabela 17 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_1 = 30$  cm

Profundidade (m)	Resistência parcial (tf)	Resistência Global 1 (tf)	Resistência Global 2 (tf)
1	0,54	0,50	0,63
2	2,96	2,66	3,33
3	2,56	1,89	2,36
4	3,32	2,44	3,05
5	5,29	4,06	5,08
6	8,14	6,31	7,89
7	24,89	23,82	29,77
8	26,58	23,62	29,53
9	25,95	21,23	26,53
10	31,29	25,64	32,05
11	38,09	31,34	39,17
12	46,54	38,43	48,03
13	50,75	40,55	50,69
14	52,17	39,78	49,73
15	41,55	26,09	32,61
16	43,69	27,55	34,43
17	47,16	30,16	37,70
18	70,11	54,18	67,73
19	70,76	52,15	65,19
20	79,80	59,59	74,49
21	91,55	69,47	86,84
22	99,45	74,62	93,27
23	-	-	-

Fonte: Autor

De forma análoga, as Tabelas 18,19, 20 e 21 apresentam os resultados que compõem as resistências geotécnicas para estacas de 35 e 40 centímetros de diâmetro, submetidas às mesmas equações e variáveis às que as estacas de 30 centímetros:

Tabela 18 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_2 = 35$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	0,43	0,43	1,21
2	2,15	2,58	6,05
3	0,86	3,44	2,42
4	1,08	4,52	3,02
5	2,15	6,67	6,05
6	3,44	10,11	9,68
7	7,53	17,63	60,48
8	6,50	24,13	52,23
9	4,79	28,92	38,48
10	5,82	34,74	46,73
11	7,18	41,92	57,73
12	8,89	50,81	71,47
13	8,55	59,37	68,72
14	7,18	66,55	57,73
15	2,80	69,35	7,86
16	3,23	72,57	9,07
17	4,52	77,09	12,70
18	10,26	87,35	82,47
19	8,21	95,56	65,97
20	9,92	105,48	79,72
21	12,32	117,79	98,96
22	12,66	130,45	101,71
23	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 19 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_2 = 35$  cm

Profundidade (m)	Resistência parcial (tf)	Resistência Global 1 (tf)	Resistência Global 2 (tf)
1	0,69	0,66	0,82
2	3,74	3,45	4,31
3	3,10	2,34	2,93
4	4,02	3,02	3,77
5	6,46	5,09	6,36
6	9,96	7,91	9,89
7	31,91	31,24	39,05
8	33,50	30,54	38,18
9	32,11	26,96	33,70
10	38,73	32,59	40,73
11	47,19	39,86	49,82
12	57,70	48,91	61,14
13	62,48	51,24	64,04
14	63,61	49,71	62,14
15	48,85	30,88	38,60
16	51,40	32,66	40,82
17	55,62	35,91	44,89
18	85,72	67,93	84,91
19	85,70	64,61	80,77
20	96,89	74,08	92,60
21	111,52	86,70	108,38
22	120,87	92,86	116,08
23	-	-	-

Fonte: Autor



Tabela 20 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_3 = 40$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	0,49	0,49	1,58
2	2,46	2,95	7,90
3	0,98	3,93	3,16
4	1,23	5,16	3,95
5	2,46	7,62	7,90
6	3,93	11,55	12,64
7	8,60	20,15	78,99
8	7,43	27,58	68,22
9	5,47	33,05	50,27
10	6,65	39,70	61,04
11	8,21	47,91	75,40
12	10,16	58,07	93,35
13	9,77	67,85	89,76
14	8,21	76,06	75,40
15	3,19	79,25	10,27
16	3,69	82,94	11,85
17	5,16	88,10	16,59
18	11,73	99,83	107,71
19	9,38	109,21	86,17
20	11,34	120,55	104,12
21	14,07	134,62	129,25
22	14,47	149,09	132,84
23	-	-	-

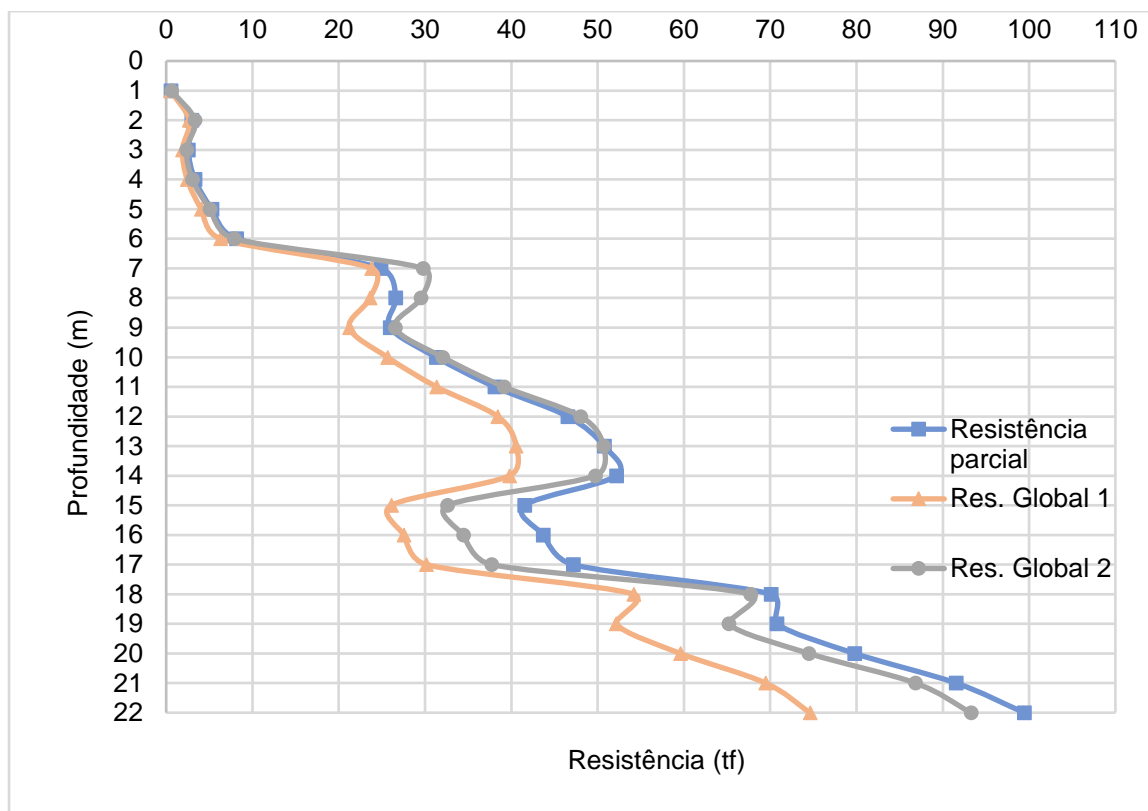
Fonte: Autor

Tabela 21 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_3 = 40$  cm

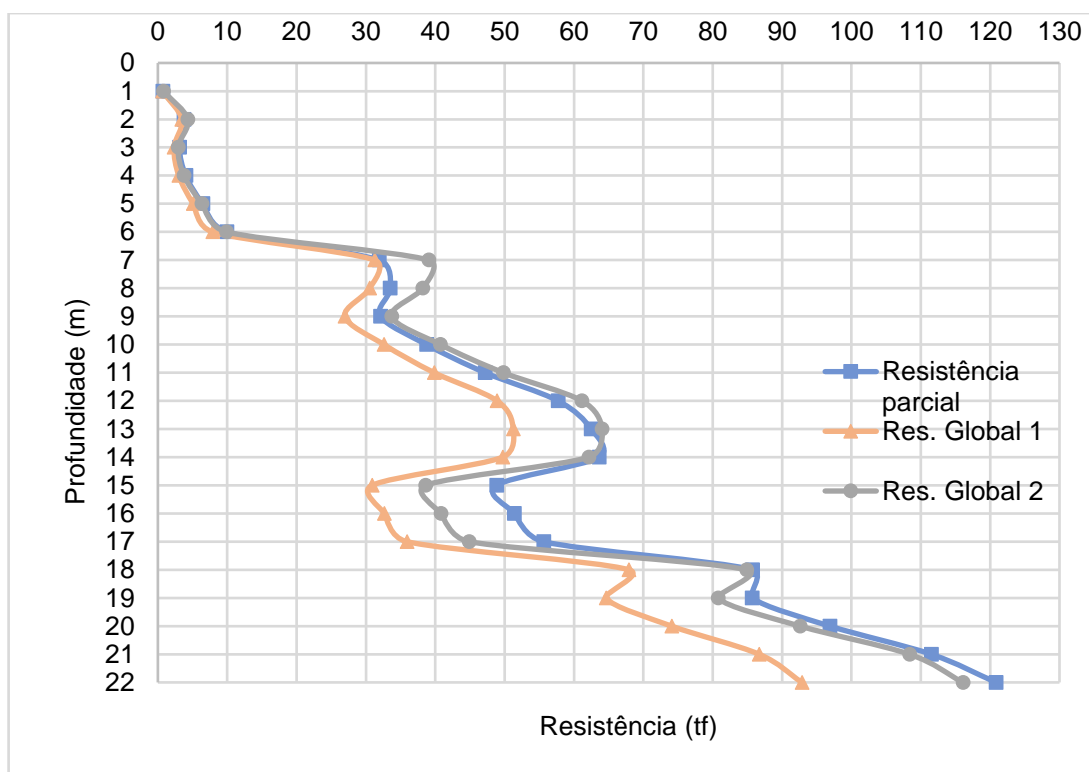
Profundidade (m)	Resistência parcial (tf)	Resistência Global 1 (tf)	Resistência Global 2 (tf)
1	0,85	0,83	1,04
2	4,60	4,34	5,42
3	3,67	2,84	3,55
4	4,76	3,64	4,56
5	7,71	6,21	7,76
6	11,91	9,68	12,09
7	39,76	39,66	49,57
8	41,13	38,32	47,90
9	38,79	33,33	41,66
10	46,81	40,29	50,37
11	57,07	49,32	61,65
12	69,83	60,57	75,71
13	75,15	63,04	78,80
14	75,84	60,58	75,73
15	56,26	35,81	44,76
16	59,24	37,91	47,39
17	64,26	41,87	52,34
18	102,46	83,02	103,77
19	101,53	78,15	97,69
20	115,07	89,87	112,33
21	132,83	105,55	131,94
22	143,67	112,77	140,97
23	-	-	-

Fonte: Autor

De maneira comparativa e gráfica, têm se, nas Figuras 12, 13 e 14, de acordo com os diâmetros das estacas, um comparativo entre três resistências de projeto para a carga geotécnica pelo método de Aoki e Velloso, de acordo com a profundidade. As resistências finais são obtidas por meio da utilização dos Fatores de Segurança apresentados na Tabela 8, das resistências de base e de fuste aplicadas nas equações (3.4), (3.5) e (3.6).

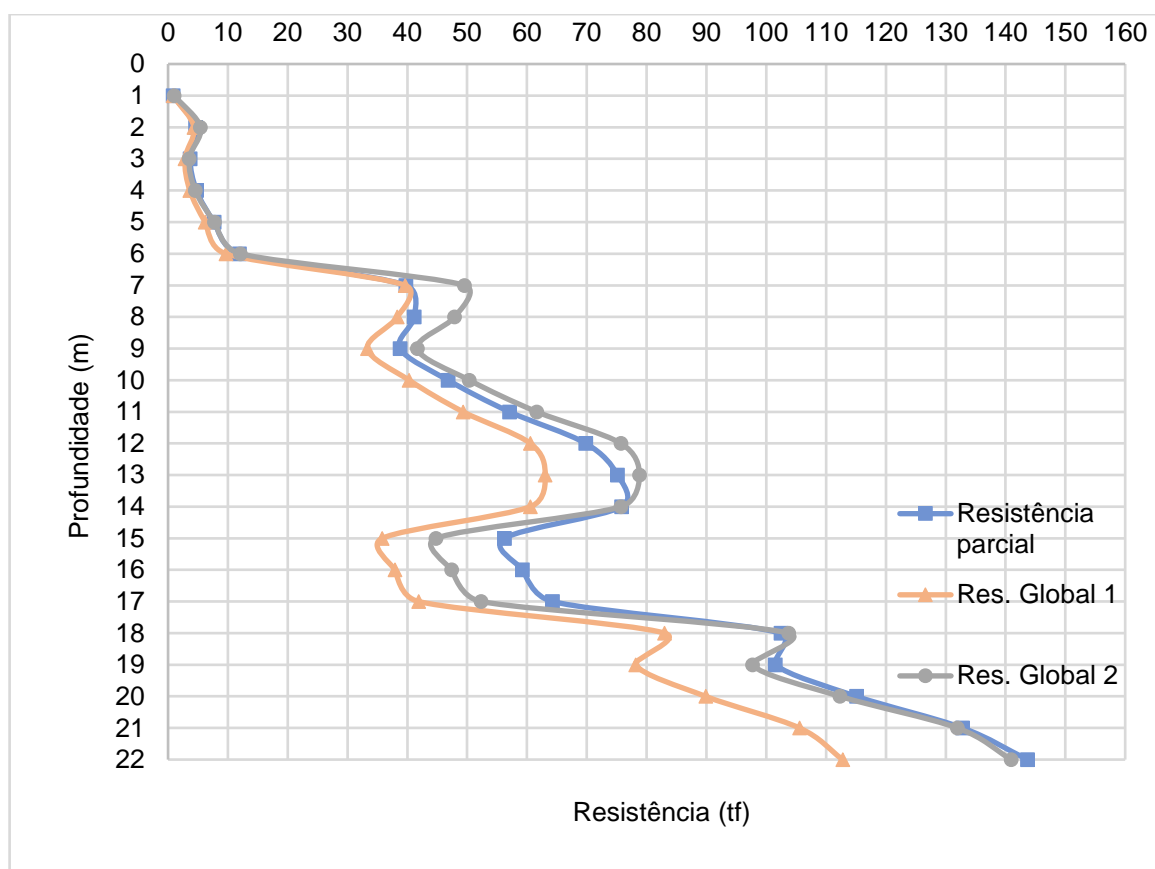
Figura 12 - Resistências Geotécnicas pelo método de Aoki e Velloso para  $\Phi_1 = 30$  cm

Fonte: Autor

Figura 13 - Resistências Geotécnicas pelo método de Aoki e Velloso para  $\Phi_2 = 35$  cm

Fonte: Autor

Figura 14 - Resistências Geotécnicas pelo método de Aoki e Velloso para  $\Phi_3 = 40$  cm



Fonte: Autor

Da forma apresentada, as estacas de 40 centímetros de diâmetro possuem uma resistência mais elevada em comparação com as de diâmetro menor, fato já esperado de acordo com a teoria proposta pelas equações. Também se observa que nos pontos de 15 à 17 metros de profundidade, Há uma diminuição nos valores referentes à diminuição do índice de resistência a penetração. Após os 19 metros de profundidade, a resistência da fundação tende a aumentar até o impenetrável, acompanhando o aumento do  $N_{spt}$ . Ainda, em comparação, as resistências globais apresentam maior variação em relação à resistência parcial neste caso, devido ao fato de a utilização dos coeficientes de segurança para o método da resistência parcial ter um efeito final mais sutil quanto à queda de resistência  $N_{spt}$  e à mudança de solo no método e coeficientes das resistências globais.

#### 4.1.3 DO MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (1978)

Prévio ao cálculo da equação das resistências, bem como executado no método de Aoki e Velloso (1975), utiliza-se das informações de parâmetros e coeficientes apresentados no capítulo 2 para o método. Portanto, de acordo com as tabelas sugeridas na metodologia e de acordo com o ensaio *SPT*, expressa-se os parâmetros na Tabela 22:

Tabela 22 - Profundidade,  $N_{SPT}$ , parâmetros e coeficientes em tabela.

Profundidade	$N_{SPT}$	$\Delta L$	Media $N_{SPT}$	Tipo de solo	Tipo solo/estaca	K(kPa)	$\alpha$	$\beta$
1	2	1	4,67	Argila	Argila	120	0,85	0,90
2	10	1	5,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
3	4	1	6,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
4	5	1	6,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
5	10	1	10,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
6	16	1	16,00	Argila	Argila	120	0,85	0,90
7	22	1	19,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
8	19	1	18,33	Areia	Areia	400	0,50	0,60
9	14	1	16,67	Areia	Areia	400	0,50	0,60
10	17	1	17,33	Areia	Areia	400	0,50	0,60
11	21	1	21,33	Areia	Areia	400	0,50	0,60
12	26	1	24,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
13	25	1	24,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
14	21	1	19,67	Areia	Areia	400	0,50	0,60
15	13	1	16,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
16	15	1	16,33	Argila	Argila	120	0,85	0,90
17	21	1	22,00	Argila	Argila	120	0,85	0,90
18	30	1	25,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
19	24	1	27,67	Areia	Areia	400	0,50	0,60
20	29	1	29,67	Areia	Areia	400	0,50	0,60
21	36	1	34,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
22	37	1	41,00	Areia	Areia	400	0,50	0,60
23	50	1	-	Rocha	Rocha	-	-	-

Fonte: Autor

Desta forma, calcula-se as resistências laterais e de ponta ( $R_L$ ,  $R_B$ ) para o método de Décourt e Quaresma (1978) de acordo com a profundidade, aplicando as

variáveis nas equações (2.2) e (2.4), dividindo os valores por 10 para a unidade da resistência resultar em tonelada-força (tf).

Aplicando os resultados da Tabela 23 nas equações (3.4), (3.5) e (3.6) juntamente com os coeficientes de segurança recomendados na Tabela 10, têm-se as resistências de projeto da capacidade de carga geotécnica. Apresenta-se primeiramente os resultados numéricos em ordem crescente de diâmetro, para posteriormente apresentar em gráfico a comparação entre os diferentes tamanhos de estaca. As resistências laterais e de ponta, para estacas de 30 cm de diâmetro, estão expressas na Tabela 23:

Tabela 23 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_1 = 30$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> Acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	1,41	1,41	3,36
2	3,68	5,09	3,85
3	1,98	7,07	4,57
4	2,26	9,33	4,57
5	3,68	13,01	7,45
6	5,37	18,38	11,54
7	4,71	23,09	26,86
8	4,15	27,24	25,92
9	3,20	30,44	23,56
10	3,77	34,21	24,50
11	4,52	38,74	30,16
12	5,47	44,20	33,93
13	5,28	49,48	33,93
14	4,52	54,00	27,80
15	4,52	58,53	11,78
16	5,09	63,62	11,78
17	6,79	70,40	15,86
18	6,22	76,62	35,34
19	5,09	81,71	39,11
20	6,03	87,74	41,94
21	7,35	95,10	48,07
22	7,54	102,64	57,96
23	-	-	-

Fonte: Autor

Tabela 24 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_1 = 30$  cm

Profundidade	Resistência parcial	Res. Global 1	Res. Global 2
1	1,93	1,91	2,39
2	4,88	3,57	4,47
3	6,58	4,65	5,82
4	8,32	5,56	6,95
5	11,87	8,18	10,23
6	17,02	11,97	14,96
7	24,48	19,98	24,98
8	27,43	21,26	26,58
9	29,31	21,60	27,00
10	32,44	23,49	29,36
11	37,34	27,56	34,45
12	42,48	31,25	39,07
13	46,54	33,36	41,70
14	48,49	32,72	40,90
15	47,97	28,12	35,15
16	51,88	30,16	37,70
17	58,12	34,51	43,13
18	67,78	44,79	55,98
19	72,63	48,33	60,41
20	77,98	51,87	64,84
21	85,17	57,26	71,58
22	93,44	64,24	80,30
23		-	-

Fonte: Autor

Tabela 25 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_2 = 35$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> Acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	1,65	1,65	4,58
2	4,29	5,94	5,23
3	2,31	8,25	6,22
4	2,64	10,89	6,22
5	4,29	15,17	10,14
6	6,27	21,44	15,70
7	5,50	26,94	36,56
8	4,84	31,78	35,28
9	3,74	35,52	32,07
10	4,40	39,91	33,35
11	5,28	45,19	41,05
12	6,38	51,57	46,18
13	6,16	57,73	46,18
14	5,28	63,00	37,84
15	5,28	68,28	16,03
16	5,94	74,22	16,03
17	7,92	82,14	21,59
18	7,26	89,39	48,11
19	5,94	95,33	53,24
20	7,04	102,37	57,09
21	8,58	110,95	65,42
22	8,80	119,74	78,89
23	-	-	-

Fonte: Autor



Tabela 26 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_2 = 35$  cm

Profundidade (m)	Resistência parcial (tf)	Res. Global 1 (tf)	Res. Global 2 (tf)
1	2,41	2,49	3,11
2	5,88	4,47	5,59
3	7,90	5,78	7,23
4	9,93	6,84	8,55
5	14,21	10,13	12,66
6	20,42	14,86	18,57
7	29,86	25,40	31,75
8	33,26	26,82	33,53
9	35,34	27,03	33,79
10	39,04	29,31	36,63
11	45,03	34,50	43,12
12	51,21	39,10	48,88
13	55,95	41,56	51,95
14	57,93	40,34	50,42
15	56,53	33,72	42,16
16	61,10	36,10	45,12
17	68,58	41,49	51,86
18	80,79	55,00	68,75
19	86,64	59,43	74,28
20	93,02	63,78	79,73
21	101,70	70,55	88,18
22	111,83	79,45	99,32
23	-	-	-

Fonte: Autor

Por fim, para as estacas de 40cm de diâmetro têm-se:

Tabela 27 - Resistências laterais e de ponta com  $\Phi_3 = 40$  cm

Profundidade (m)	R <sub>L</sub> (tf)	R <sub>L</sub> Acumulada (tf)	R <sub>B</sub> (tf)
1	1,88	1,88	5,98
2	4,90	6,79	6,84
3	2,64	9,42	8,12
4	3,02	12,44	8,12
5	4,90	17,34	13,24
6	7,16	24,50	20,51
7	6,28	30,79	47,75
8	5,53	36,32	46,08
9	4,27	40,59	41,89
10	5,03	45,62	43,56
11	6,03	51,65	53,62
12	7,29	58,94	60,32
13	7,04	65,97	60,32
14	6,03	72,01	49,43
15	6,03	78,04	20,94
16	6,79	84,82	20,94
17	9,05	93,87	28,20
18	8,29	102,16	62,83
19	6,79	108,95	69,53
20	8,04	116,99	74,56
21	9,80	126,79	85,45
22	10,05	136,85	103,04
23	-	-	-

Fonte: Autor

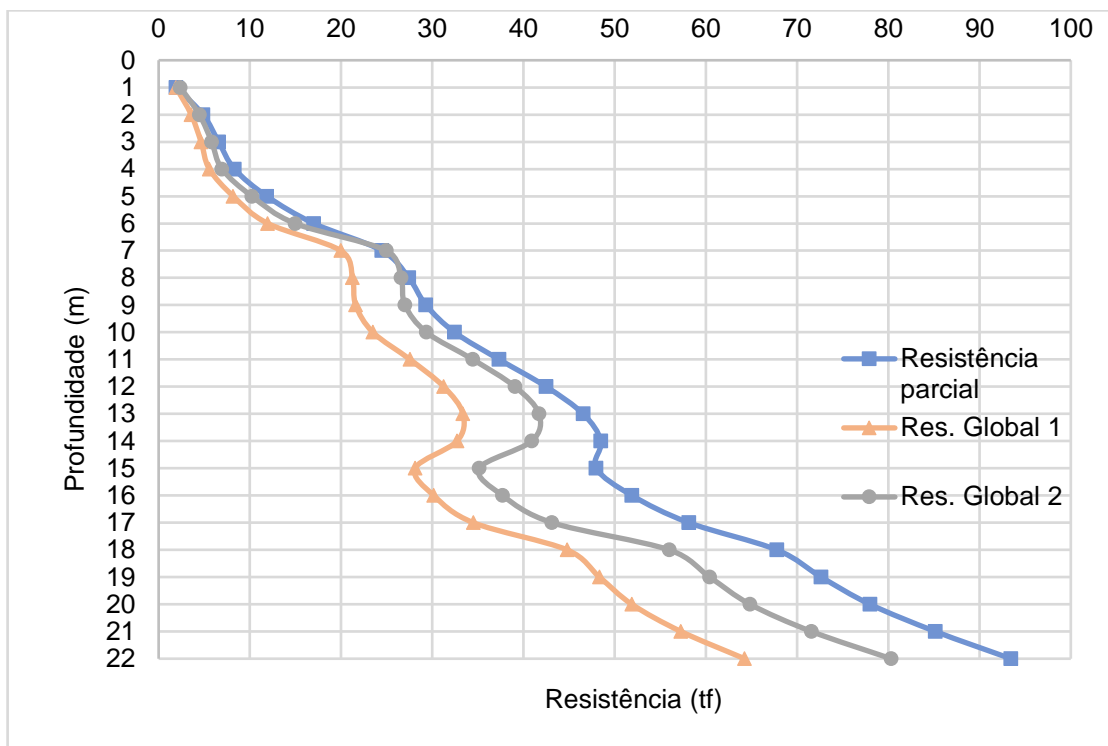
Tabela 28 - Capacidade Geotécnica Após Aplicação do FS com  $\Phi_3 = 40$  cm

Profundidade (m)	Resistência parcial (tf)	Res. Global 1 (tf)	Res. Global 2 (tf)
1	2,95	3,15	3,93
2	6,93	5,45	6,81
3	9,28	7,02	8,77
4	11,60	8,22	10,28
5	16,65	12,23	15,29
6	23,98	18,01	22,51
7	35,62	31,42	39,27
8	39,46	32,96	41,20
9	41,69	32,99	41,24
10	45,98	35,67	44,59
11	53,13	42,11	52,63
12	60,42	47,70	59,63
13	65,83	50,52	63,15
14	67,75	48,57	60,72
15	65,26	39,59	49,49
16	70,48	42,30	52,88
17	79,26	48,83	61,03
18	94,30	66,00	82,50
19	101,19	71,39	89,24
20	108,63	76,62	95,78
21	118,90	84,90	106,12
22	131,03	95,96	119,95
23	-	-	-

Fonte: Autor

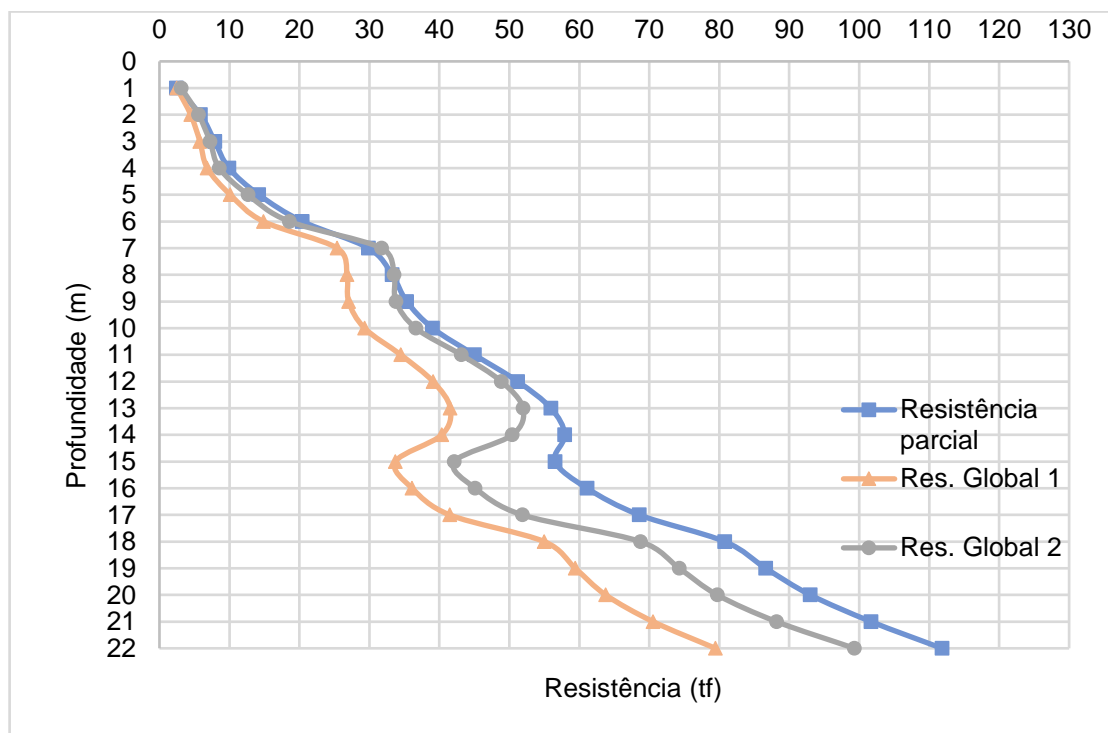
Deste modo, compara-se os resultados obtidos de resistências analogamente ao que se executa com o método de Aoki e Velloso, com as resistências de projeto, considerando os fatores de segurança propostos pela literatura e apresentados na Tabela 10. Os resultados estão expressos nas Figuras 15, 16 e 17, respectivamente resultados para 30 centímetros, 35 centímetros e 40 centímetros de diâmetro.

Figura 15 - Resistências Geotécnicas pelo método de Décourt e Quaresma para  $\Phi_1 = 30^\circ$



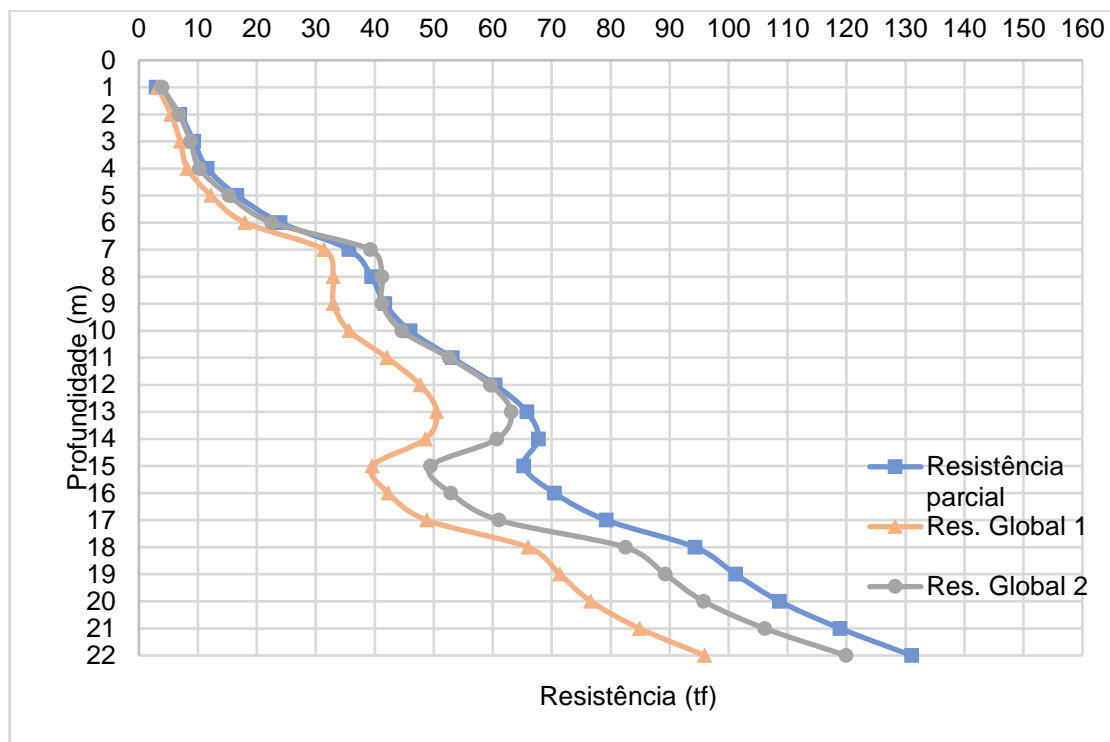
Fonte: Autor

Figura 16 - Resistências Geotécnicas pelo método de Décourt e Quaresma para  $\Phi_2 = 35^\circ$



Fonte: Autor

Figura 17 - Resistências Geotécnicas pelo método de Décourt e Quaresma para  $\Phi_3 = 40$  cm



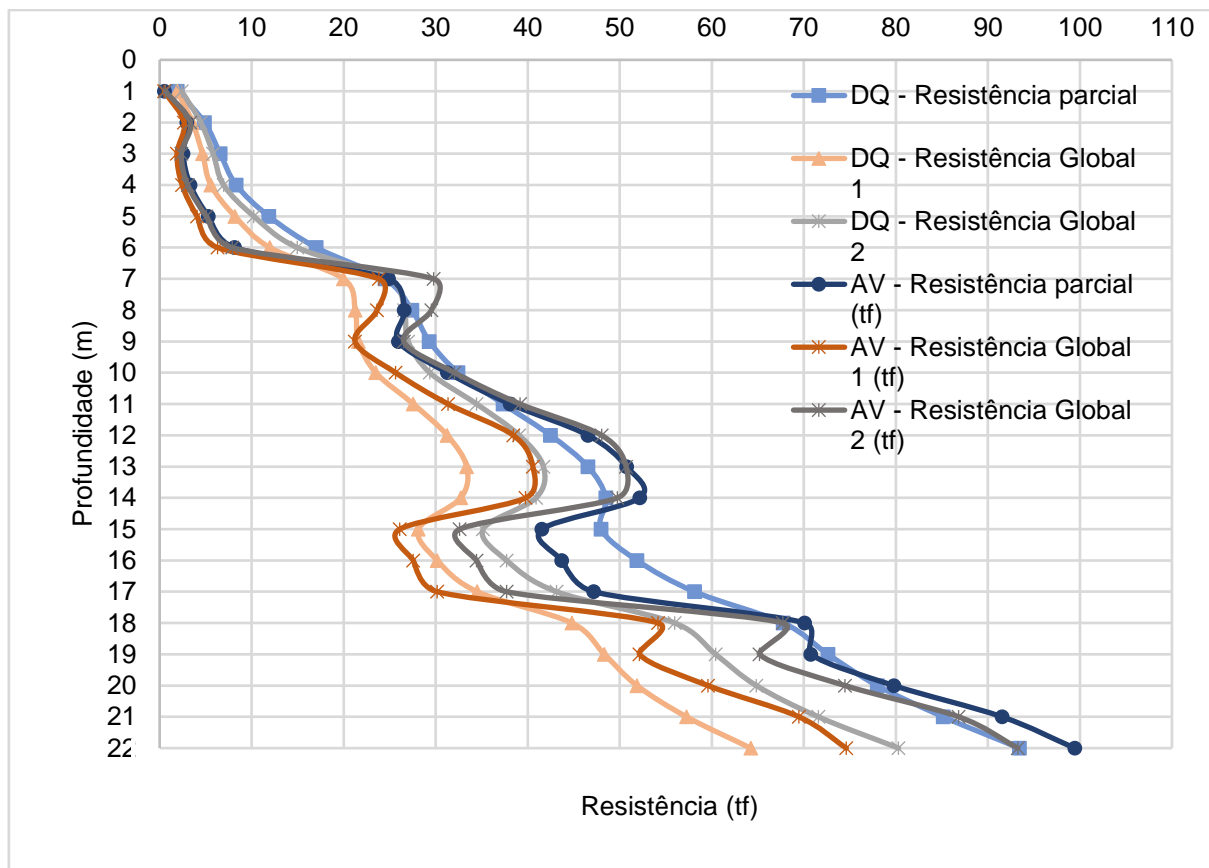
Fonte: Autor

De forma que, como expresso nos gráficos, a resistência geotécnica para o presente método segue em ascendência após os 15 metros de profundidade, até o impenetrável, diferentemente do método de Aoki e Velloso (1975), a mudança do tipo de solo possui menor influência nos resultados de resistência geotécnica em comparação com a diminuição do  $N_{SPT}$ . Elucida-se neste caso, também, a diferença na constância entre as linhas de resistência parcial em comparação com as resistências globais. Isto é resultado da utilização dos coeficientes de segurança do autor na aplicação separadamente nas resistências de fuste e de ponta, enquanto nas resistências globais antes há a soma das resistências para a então aplicação dos coeficientes.

Expressa-se nos gráficos a seguir uma comparação entre os comportamentos das resistências de projeto para os diferentes métodos de cálculo de capacidade geotécnica, cada gráfico referente à um diâmetro de estaca. A resistência referente ao método de Aoki e Velloso é representada por "AV" na legenda, bem como ao método de Décourt e Quaresma, a representação se dá pela sigla "DQ". As Figuras

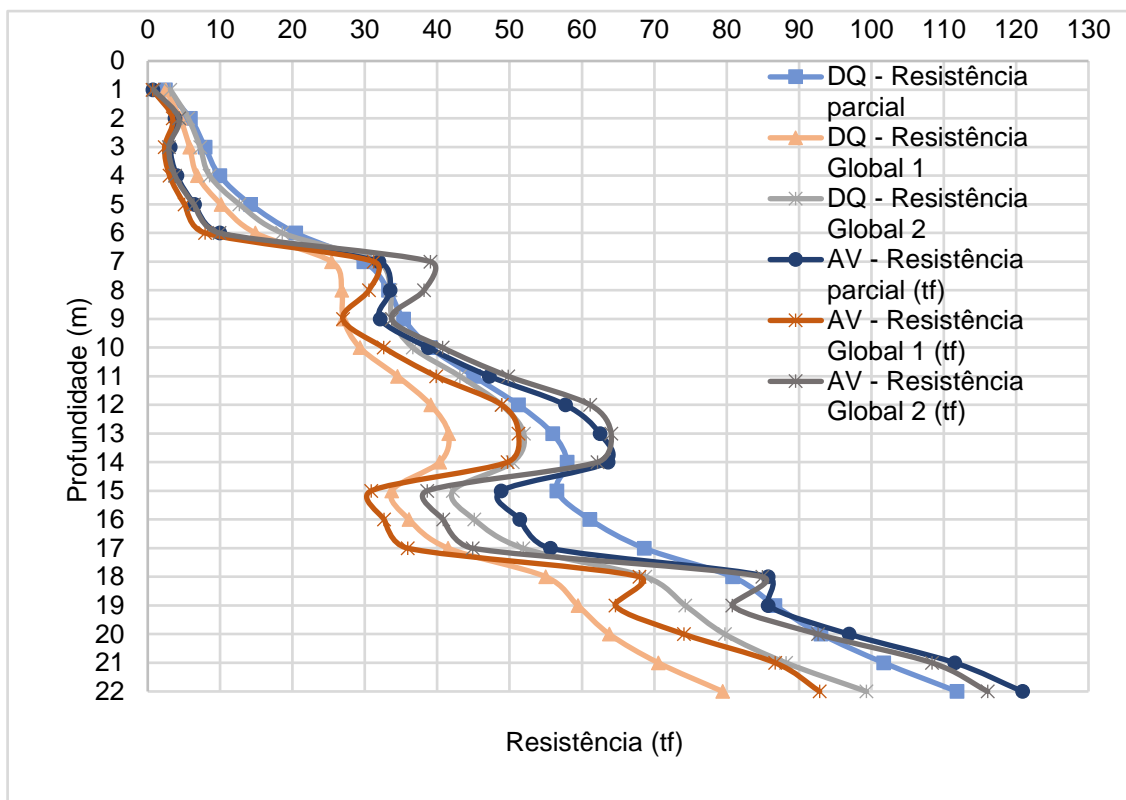
18, 19 e 20 representam a comparação entre as resistências de projeto para estacas de 30, 35 e 40 centímetros respectivamente.

Figura 18 - Comparação entre Resistências de projeto para  $\Phi_1 = 30$  cm



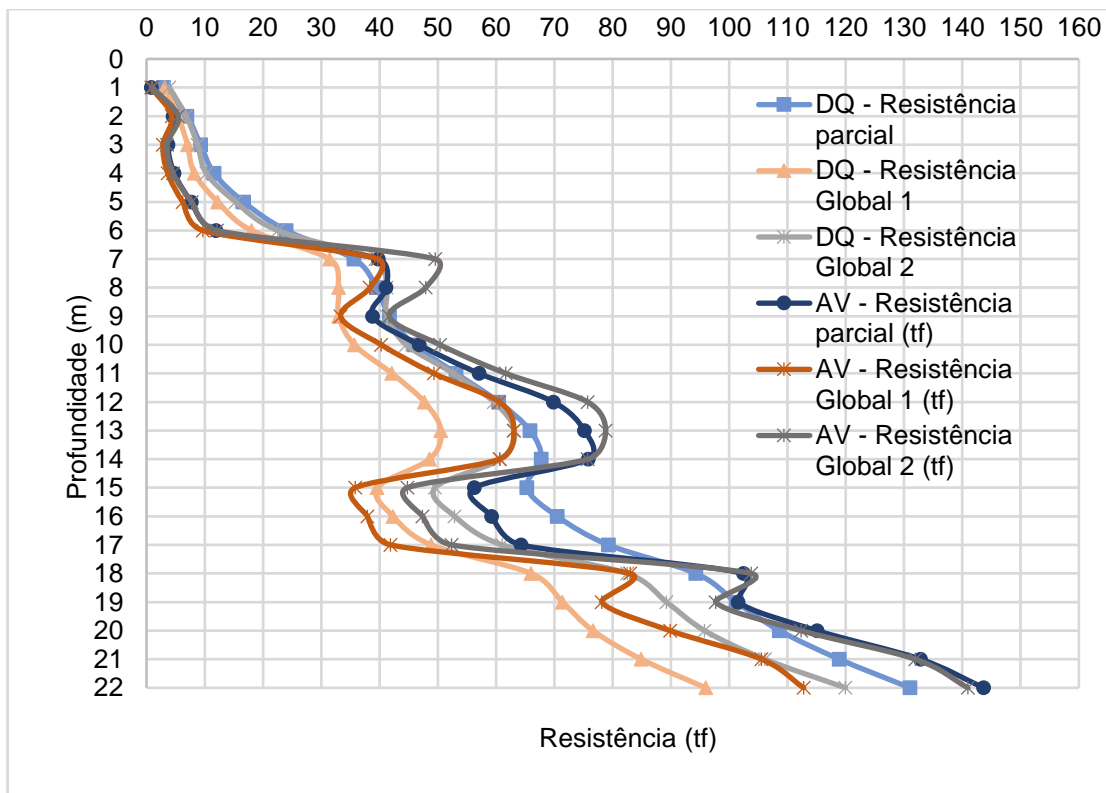
Fonte: Autor

Figura 19 - Comparação entre Resistências de projeto para  $\Phi_2 = 35$  cm



Fonte: Autor

Figura 20 - Comparação entre Resistências de projeto para  $\Phi_3 = 40$  cm



Fonte: Autor

Destaca-se, expresso nas Figuras 18, 19 e 20 as diferenças de resistências e tendências nos pontos de 7m de profundidade, 15m de profundidade e 17m de profundidade, nas quais o método de Aoki e Velloso apresenta resultados inferiores para as camadas de argila siltosa do que o método de Décourt e Quaresma. O contrário pode ser observado para as camadas arenosas, já que neste caso o método de Décourt e Quaresma apresenta resultados inferiores.

#### **4.2PRÉ-PROJETO**

Efetivamente, possui-se a capacidade geotécnica do perfil de solo. Com ambas resistências geotécnicas calculadas para os métodos, possibilita-se a definição da profundidade da estaca. Por meio da equação (3.2), com  $P_{adm}$  derivando da equação (3.3), calcula-se o  $R_K$  para os valores disponíveis.

Observa-se que, para ambos os métodos, a resistência tem um decréscimo entre os 14m e 17m de profundidade, portanto, a definição de profundidade arbitrada para a estaca será de 20m. Optar pelas as resistências efetivas disponíveis, entre resistência parcial, resistência global 1 ou resistência global 2, para vindouros cálculos se dá pela região da obra, por prévias provas de carga e pela experiência do projetista para definir qual será a escolha mais adequada.

Pela Tabela 28 têm-se a comparação dos resultados para os diferentes métodos e diâmetros calculados no presente trabalho. Utiliza-se a comparação entre os valores da resistência global 1 pelo majorado fator de segurança, e segue os cálculos para o pré-projeto de acordo com a resistência global para os 3 diâmetros e para ambos os métodos.



Tabela 29 - Comparação entre Resistências Globais para os métodos de cálculo.

Método de cálculo		Aoki e Velloso (1975)			Décourt e Quaresma (1978)		
$\Phi$ (cm)		$R_k$ (tf)	Profund. (m)	$R_{G1}$ (tf)	$R_k$ (tf)	Profund. (m)	$R_{G1}$ (tf)
Estacas de $\Phi =$	30	104,29	20	59,59	90,78	20	51,87
Estacas de $\Phi =$	35	129,64	20	74,08	111,62	20	63,78
Estacas de $\Phi =$	40	157,26	20	89,87	134,09	20	76,62

Fonte: Autor

Apresenta-se no Apêndice A os valores referentes ao cálculo de número de estacas para o método de Aoki e Velloso (1975) e no Apêndice B o cálculo para o método de Décourt e Quaresma, nos diâmetros disponíveis. Resultados parciais para o método de Aoki e Velloso é apresentado na Tabela 30 e pra o método de Décourt e Quaresma na Tabela 31. A escolha entre utilização de estacas de 30, 35 ou 40cm de diâmetro para cada ponto de carga se dá unicamente pelo volume total de concreto utilizado. O cálculo dos quantitativos é feito a partir do somatório dos valores discriminados nos respectivos apêndices.

Tabela 30 - Resultado parcial para o pré-projeto pelo método de Aoki e Velloso (1975)

Ponto de Carga	$F_z$ (tf)	Nº estacas	$\Phi$ (cm)
P1	57	1	35
P2	98	2	30
P3	54	1	30
P4	45	1	30
P5	83	1	40
P6	54	1	30
P7	99	2	30

Fonte: Autor

Tabela 31 - Resultado parcial para o pré-projeto pelo método de Décourt e Quaresma (1978)

Ponto de Carga	Fz (tf)	Nº estacas	Φ (cm)
P1	57	1	35
P2	98	2	30
P3	54	1	35
P4	45	1	30
P5	83	2	30
P6	54	1	35
P7	99	2	30

Fonte: Autor

Desta forma, apresenta-se o quantitativo de estacas para o método de Aoki e Velloso na Tabela 32, enquanto a Tabela 34 apresenta a parcela destes dados referente ao método de Décourt e Quaresma.

Tabela 32 - Quantitativo de estacas para o método de Aoki e Velloso (1975)

Estacas Φ (cm)	N <sub>TOTAL</sub>
30	39
35	18
40	7

Fonte: Autor

O método de Aoki e Velloso resulta em um total de 64 estacas para as cargas apresentadas, com arranjos de 30cm, 35cm e 40cm de diâmetro. A Tabela 33 apresenta a quantificação dos insumos desses arranjos.

Tabela 33 - Quantitativos de concreto para o método de Aoki e Velloso (1975)

Volume de concreto simples (m <sup>3</sup> )	110,19
Volume de concreto armado (m <sup>3</sup> )	18,25
Volume total de concreto (m <sup>3</sup> )	128,44
Profundidade da perfuração (m)	1280

Fonte: Autor

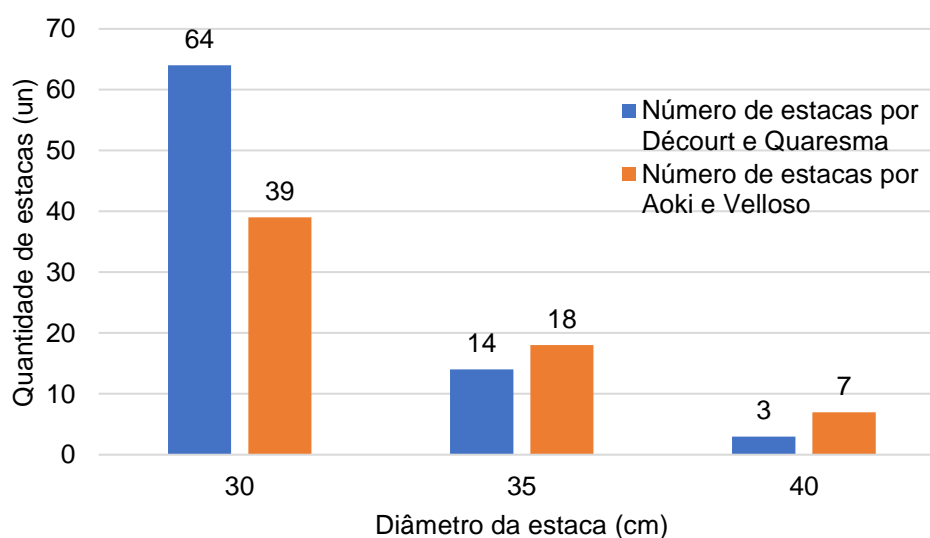
Discriminados os volumes, apresenta-se um total de 128,44 metros cúbicos de concretos. Deste modo, abre-se um critério, apesar de bruto, de comparação de gasto entre os dois métodos.

Tabela 34 - Quantitativos de estacas para o método de Décourt e Quaresma (1978)

Estacas $\Phi$ (cm)	Número
30	64
35	14
40	3

Fonte: Autor

Figura 21 - Comparativo entre quantidade de estacas para métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978)



Fonte: Autor

A Figura 21 apresenta o quantitativo de estacas escolhidos para pontos de carga unicamente por motivos econômicos em volume de concreto, porém a critério do projetista ou necessidade de alteração devido ao maquinário disponível e logística pode-se alterar, desde que mantidos os critérios de resistência, um tipo de execução, a exemplo de, quando pelo método de Décourt e Quaresma, executa-se apenas 3 estacas de 40 centímetros de diâmetro.

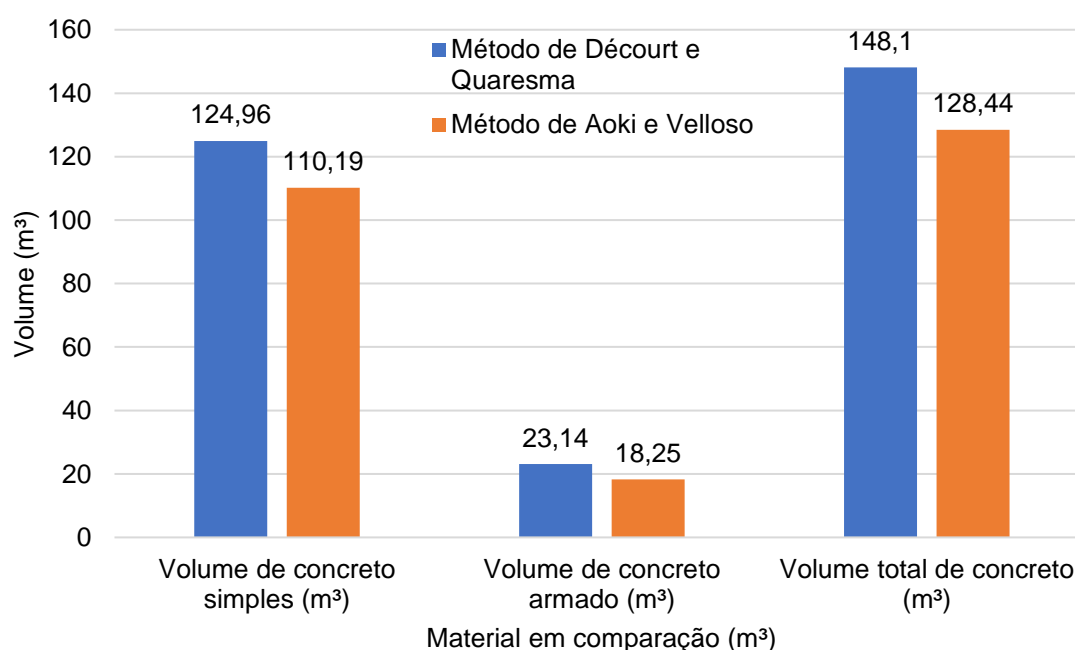
A Tabela 35 apresenta o quantitativo de materiais para o método de Décourt e Quaresma. A Figura 22 apresenta um comparativo volumétrico entre os gastos de concreto para os métodos aplicados no presente trabalho.

Tabela 35 - Quantitativo para o método de Décourt e Quaresma (1978)

Volume de concreto simples (m <sup>3</sup> )	124,96
Volume de concreto armado (m <sup>3</sup> )	23,14
Volume total de concreto (m <sup>3</sup> )	148,10
Profundidade da perfuração (m)	1620

Fonte: Autor

Figura 22 - Comparativo entre quantitativos para o método de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma.



Fonte: Autor

Ao se analisar o gasto no resultado para este perfil de sondagem, na comparação, existe 15% a mais de gasto de volume total de concreto para o método de Décourt e Quaresma (1978), neste caso um valor de aproximadamente 20 metros cúbicos, em que o projetista deve possuir o conhecimento para realizar a escolha de qual solução, com base nos métodos semiempíricos, realmente se aproxima do comportamento do solo da região, por motivos de resistência do solo e economia. Não obstante, pode-se inferir para este tipo de solo exclusivamente, que neste caso, apesar de ambos os métodos resultarem como satisfatórios para a norma, que o método de Décourt e Quaresma (1978) apresenta menores resistências para os valores apresentados e se faz mais conservador quanto ao quesito de segurança para o perfil de sondagem indicado com a profundidade de 20m de estaca em que se executou os cálculos.

## 5 CONCLUSÃO

Ao decorrer deste trabalho e de dados observados em capítulos anteriores, é possível destacar que se cria um tutorial em que busca auxiliar o entendimento do cálculo de capacidade geotécnica, com objetivo de sensibilizar o leitor para com os processos de um semiprojeto de fundações. Tal semiprojeto possui ponto inicial na sondagem *SPT* do local, até uma prévia da quantidade de estacas necessárias para um ponto, ainda antes de considerar-se os momentos e forças horizontais atuantes.

Faz-se claro no decorrer do trabalho que um projeto de fundações não é determinado somente pelo cálculo a ser utilizado, visto que de acordo com a ABNT:NBR 6122(2019) ambos os resultados obtidos se fazem satisfatórios para a capacidade geotécnica, ainda que uma gama de resultados além dos obtidos seja possível somente utilizando outro fator de segurança recomendado, sem abordar os outros métodos disponíveis não apresentados.

Ressalta-se que o presente trabalho é um tutorial, que mesmo abrangente, possui abordagens limitadas sobre alguns aspectos e não deve ser utilizado independentemente fora do contexto acadêmico, nem com objetivo de dessensibilizar do projetista de fundações das etapas práticas de um projeto. Ainda, os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996) são semiempíricos, com resultados que podem variar de acordo com diferentes fatores, sendo que eventuais novas sugestões de parâmetros para diferentes regiões devem surgir à medida que se difunde provas de carga e banco de dados de diferentes regiões. Pelo menos dois assuntos pertinentes não foram abordados no trabalho apresentado: atrito negativo e previsão de recalques.

Ademais, neste trabalho foi observado que pode haver diferenças sobre qual método retorna menores valores de capacidades de carga geotécnicas, porém, evidencia-se que estes resultados se dão para o perfil de solo analisado, e que em outras situações, a depender da sondagem e dos coeficientes utilizados, os métodos possivelmente retornem tendências diferentes de capacidade de carga.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. De. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: LTC, GRUPO GEN, 2020. <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521636977/>. Acesso em: 26 jan. 2022.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 1ª Edição, São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA, 1983.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 3ª Edição, São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA, 2019.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. **Fundações por estacas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, RJ: 2019, 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ: 2001, 17 p.

GERDAU. **Coletânea do uso do aço da Gerdau Açominas**. 3ª Edição, Porto Alegre, 2008.

GUIMARÃES, D.; **Fundações**. Porto Alegre: SAGAH, 2018. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595023536/>. Acesso em: 26 jan. 2022.

MILITITSKY, J; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações** 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

MONTEIRO, T.M.; ARAÚJO, C.B.C. de; AGUIAR, M.F.P. de; **Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação de capacidade de carga axial em estacas tipo raiz**. Revista Tecnologia, [S.I.], v.38, n.2, 2018.

RAGONI, DANZIGER, .B. **Fundações em estacas**. Rio de Janeiro: LTC, GRUPO GEN 2021. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595158122/>. Acesso em: 26 jan. 2022.

SANTOS, J. S. dos.; **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo, Oficina de Textos, 2020.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, A. D. da.; SONDA, E. da L.; BARONI, M.; **Versão Beta de um Sistema Web Para Pré-Dimensionamento e Orçamento de Fundações Profundas.** [S.l.: s.n.], 2018

TOMAZ, A.G. da S.; **Dimensionamento ótimo de blocos sobre estacas.** Dissertação de mestrado, UFES, 2016.

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

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



## APÊNDICE A

Apresenta-se neste apêndice, as tabelas referentes aos cálculos para o pré-projeto para o método de Aoki e Velloso (1975) referente ao capítulo 4.1.2. Ressalta-se que as equações utilizadas para os resultados apresentados são:

Tabela 34 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_1 = 30\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		30			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	1	1,41	0,22	2,73
P2	98	2	2,83	0,41	3,23
P3	54	1	1,41	0,22	1,63
P4	45	1	1,41	0,22	1,63
P5	83	2	2,83	0,41	3,23
P6	54	1	1,41	0,22	1,63
P7	99	2	2,83	0,41	3,23
P8	79	2	2,83	0,41	3,23
P9	73	2	2,83	0,41	3,23
P10	113	2	2,83	0,41	3,23
P11	124	3	4,24	1,08	5,32
P12	132	3	4,24	1,08	5,32
P13	98	2	2,83	0,41	3,23
P14	154	3	4,24	1,08	5,32
P15	131	3	4,24	1,08	5,32
P16	82	2	2,83	0,41	3,23
P17	149	3	4,24	1,08	5,32
P18	163	3	4,24	1,08	5,32
P19	97	2	2,83	0,41	3,23
P20	85	2	2,83	0,41	3,23
P21	138	3	4,24	1,08	5,32
P22	87	2	2,83	0,41	3,23
P23	174	3	4,24	1,08	5,32
P24	168	3	4,24	1,08	5,32
P25	113	2	2,83	0,41	3,23
P26	60	2	2,83	0,41	3,23
P27	97	2	2,83	0,41	3,23
P28	140	3	4,24	1,08	5,32
P29	144	3	4,24	1,08	5,32
P30	101	2	2,83	0,41	3,23
P31	60	2	2,83	0,41	3,23

P32	79	2	2,83	0,41	3,23
P33	119	2	2,83	0,41	3,23
P34	65	2	2,83	0,41	3,23
P35	72	2	2,83	0,41	3,23
P36	57	1	1,41	0,22	1,63
P37	100	2	2,83	0,41	3,23
P38	38	1	1,41	0,22	1,63
P39	49	1	1,41	0,22	1,63
P40	89	2	2,83	0,41	3,23

Fonte: Autor

Tabela 35 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_2 = 35\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		35			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	1	1,92	0,27	2,20
P2	98	2	3,85	0,58	4,43
P3	54	1	1,92	0,27	2,20
P4	45	1	1,92	0,27	2,20
P5	83	2	3,85	0,58	4,43
P6	54	1	1,92	0,27	2,20
P7	99	2	3,85	0,58	4,43
P8	79	2	3,85	0,58	4,43
P9	73	1	1,92	0,27	2,20
P10	113	2	3,85	0,58	4,43
P11	124	2	3,85	0,58	4,43
P12	132	2	3,85	0,58	4,43
P13	98	2	3,85	0,58	4,43
P14	154	3	5,77	1,61	7,38
P15	131	2	3,85	0,58	4,43
P16	82	2	3,85	0,58	4,43
P17	149	3	5,77	1,61	7,38
P18	163	3	5,77	1,61	7,38
P19	97	2	3,85	0,58	4,43
P20	85	2	3,85	0,58	4,43
P21	138	2	3,85	0,58	4,43
P22	87	2	3,85	0,58	4,43
P23	174	3	5,77	1,61	7,38
P24	168	3	5,77	1,61	7,38
P25	113	2	3,85	0,58	4,43
P26	60	1	1,92	0,27	2,20
P27	97	2	3,85	0,58	4,43
P28	140	2	3,85	0,58	4,43

P29	144	2	3,85	0,58	4,43
P30	101	2	3,85	0,58	4,43
P31	60	1	1,92	0,27	2,20
P32	79	2	3,85	0,58	4,43
P33	119	2	3,85	0,58	4,43
P34	65	1	1,92	0,27	2,20
P35	72	1	1,92	0,27	2,20
P36	57	1	1,92	0,27	2,20
P37	100	2	3,85	0,58	4,43
P38	38	1	1,92	0,27	2,20
P39	49	1	1,92	0,27	2,20
P40	89	2	3,85	0,58	4,43

Fonte: Autor

Tabela 36 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_3 = 40\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		40			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	1	2,51	0,34	2,86
P2	98	2	5,03	0,80	5,82
P3	54	1	2,51	0,34	2,86
P4	45	1	2,51	0,34	2,86
P5	83	1	2,51	0,34	2,86
P6	54	1	2,51	0,34	2,86
P7	99	2	5,03	0,80	5,82
P8	79	1	2,51	0,34	2,86
P9	73	1	2,51	0,34	2,86
P10	113	2	5,03	0,80	5,82
P11	124	2	5,03	0,80	5,82
P12	132	2	5,03	0,80	5,82
P13	98	2	5,03	0,80	5,82
P14	154	2	5,03	0,80	5,82
P15	131	2	5,03	0,80	5,82
P16	82	1	2,51	0,34	2,86
P17	149	2	5,03	0,80	5,82
P18	163	2	5,03	0,80	5,82
P19	97	2	5,03	0,80	5,82
P20	85	1	2,51	0,34	2,86
P21	138	2	5,03	0,80	5,82
P22	87	1	2,51	0,34	2,86
P23	174	2	5,03	0,80	5,82
P24	168	2	5,03	0,80	5,82
P25	113	2	5,03	0,80	5,82

P26	60	1	2,51	0,34	2,86
P27	97	2	5,03	0,80	5,82
P28	140	2	5,03	0,80	5,82
P29	144	2	5,03	0,80	5,82
P30	101	2	5,03	0,80	5,82
P31	60	1	2,51	0,34	2,86
P32	79	1	2,51	0,34	2,86
P33	119	2	5,03	0,80	5,82
P34	65	1	2,51	0,34	2,86
P35	72	1	2,51	0,34	2,86
P36	57	1	2,51	0,34	2,86
P37	100	2	5,03	0,80	5,82
P38	38	1	2,51	0,34	2,86
P39	49	1	2,51	0,34	2,86
P40	89	1	2,51	0,34	2,86

Fonte: Autor

## APÊNDICE B

Apresenta-se neste apêndice, as tabelas referentes aos cálculos para o pré-projeto para o método de Décourt e Quaresma (1975) referente ao capítulo 4.1.2. Ressalta-se que as equações utilizadas para os resultados apresentados são:

Tabela 37 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_1 = 30\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		30			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	2	2,83	0,41	2,92
P2	98	2	2,83	0,41	3,23
P3	54	2	2,83	0,41	3,23
P4	45	1	1,41	0,22	1,63
P5	83	2	2,83	0,41	3,23
P6	54	2	2,83	0,41	3,23
P7	99	2	2,83	0,41	3,23
P8	79	2	2,83	0,41	3,23
P9	73	2	2,83	0,41	3,23
P10	113	3	4,24	1,08	5,32
P11	124	3	4,24	1,08	5,32
P12	132	3	4,24	1,08	5,32
P13	98	2	2,83	0,41	3,23
P14	154	3	4,24	1,08	5,32
P15	131	3	4,24	1,08	5,32
P16	82	2	2,83	0,41	3,23
P17	149	3	4,24	1,08	5,32
P18	163	4	5,65	1,43	7,09
P19	97	2	2,83	0,41	3,23
P20	85	2	2,83	0,41	3,23
P21	138	3	4,24	1,08	5,32
P22	87	2	2,83	0,41	3,23
P23	174	4	5,65	1,43	7,09
P24	168	4	5,65	1,43	7,09
P25	113	3	4,24	1,08	5,32
P26	60	2	2,83	0,41	3,23
P27	97	2	2,83	0,41	3,23
P28	140	3	4,24	1,08	5,32
P29	144	3	4,24	1,08	5,32
P30	101	2	2,83	0,41	3,23

P31	60	2	2,83	0,41	3,23
P32	79	2	2,83	0,41	3,23
P33	119	3	4,24	1,08	5,32
P34	65	2	2,83	0,41	3,23
P35	72	2	2,83	0,41	3,23
P36	57	2	2,83	0,41	3,23
P37	100	2	2,83	0,41	3,23
P38	38	1	1,41	0,22	1,63
P39	49	1	1,41	0,22	1,63
P40	89	2	2,83	0,41	3,23

Fonte: Autor

Tabela 38 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_2 = 35\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		35			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	1	1,92	0,27	2,20
P2	98	2	3,85	0,58	4,43
P3	54	1	1,92	0,27	2,20
P4	45	1	1,92	0,27	2,20
P5	83	2	3,85	0,58	4,43
P6	54	1	1,92	0,27	2,20
P7	99	2	3,85	0,58	4,43
P8	79	2	3,85	0,58	4,43
P9	73	2	3,85	0,58	4,43
P10	113	2	3,85	0,58	4,43
P11	124	2	3,85	0,58	4,43
P12	132	3	5,77	1,61	7,38
P13	98	2	3,85	0,58	4,43
P14	154	3	5,77	1,61	7,38
P15	131	3	5,77	1,61	7,38
P16	82	2	3,85	0,58	4,43
P17	149	3	5,77	1,61	7,38
P18	163	3	5,77	1,61	7,38
P19	97	2	3,85	0,58	4,43
P20	85	2	3,85	0,58	4,43
P21	138	3	5,77	1,61	7,38
P22	87	2	3,85	0,58	4,43
P23	174	3	5,77	1,61	7,38
P24	168	3	5,77	1,61	7,38
P25	113	2	3,85	0,58	4,43
P26	60	1	1,92	0,27	2,20

P27	97	2	3,85	0,58	4,43
P28	140	3	5,77	1,61	7,38
P29	144	3	5,77	1,61	7,38
P30	101	2	3,85	0,58	4,43
P31	60	1	1,92	0,27	2,20
P32	79	2	3,85	0,58	4,43
P33	119	2	3,85	0,58	4,43
P34	65	2	3,85	0,58	4,43
P35	72	2	3,85	0,58	4,43
P36	57	1	1,92	0,27	2,20
P37	100	2	3,85	0,58	4,43
P38	38	1	1,92	0,27	2,20
P39	49	1	1,92	0,27	2,20
P40	89	2	3,85	0,58	4,43

Fonte: Autor

Tabela 39 - Cálculo do número de estacas, volume de concreto para estaca e bloco com  $\Phi_3 = 40\text{cm}$

$\Phi$ estaca (cm)		40			
Ponto de carga	Fz (tf)	N	Vol Estaca	Vol bloco	Vol total
P1	57	1	2,51	0,34	2,86
P2	98	2	5,03	0,80	5,82
P3	54	1	2,51	0,34	2,86
P4	45	1	2,51	0,34	2,86
P5	83	2	5,03	0,80	5,82
P6	54	1	2,51	0,34	2,86
P7	99	2	5,03	0,80	5,82
P8	79	2	5,03	0,80	5,82
P9	73	1	2,51	0,34	2,86
P10	113	2	5,03	0,80	5,82
P11	124	2	5,03	0,80	5,82
P12	132	2	5,03	0,80	5,82
P13	98	2	5,03	0,80	5,82
P14	154	3	7,54	2,29	9,83
P15	131	2	5,03	0,80	5,82
P16	82	2	5,03	0,80	5,82
P17	149	2	5,03	0,80	5,82
P18	163	3	7,54	2,29	9,83
P19	97	2	5,03	0,80	5,82
P20	85	2	5,03	0,80	5,82
P21	138	2	5,03	0,80	5,82
P22	87	2	5,03	0,80	5,82

P23	174	3	7,54	2,29	9,83
P24	168	3	7,54	2,29	9,83
P25	113	2	5,03	0,80	5,82
P26	60	1	2,51	0,34	2,86
P27	97	2	5,03	0,80	5,82
P28	140	2	5,03	0,80	5,82
P29	144	2	5,03	0,80	5,82
P30	101	2	5,03	0,80	5,82
P31	60	1	2,51	0,34	2,86
P32	79	2	5,03	0,80	5,82
P33	119	2	5,03	0,80	5,82
P34	65	1	2,51	0,34	2,86
P35	72	1	2,51	0,34	2,86
P36	57	1	2,51	0,34	2,86
P37	100	2	5,03	0,80	5,82
P38	38	1	2,51	0,34	2,86
P39	49	1	2,51	0,34	2,86
P40	89	2	5,03	0,80	5,82

Fonte: Autor