

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

LARISSA DAIANA STANG

ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES PARA APLICAÇÕES JUNTO AO
TERRENO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC/PERINI BUSINESS PARK

Joinville

2022

LARISSA DAIANA STANG

ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES PARA APLICAÇÕES JUNTO AO
TERRENO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC/PERINI BUSINESS PARK

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

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Coorientadora: Prof. Dra. Helena Paula Nierwinski

Joinville

2022

LARISSA DAIANA STANG

ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÕES PARA APLICAÇÕES JUNTO AO
TERRENO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC/PERINI BUSINESS PARK

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 12 de dezembro de 2022.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Julián Asdrubal Buriticá Garcia
Membro da banca
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Bruna Carolina de Souza
Membro da banca
Colpani Engenharia

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço imensamente aos meus pais, Marinês e José, pelas oportunidades e privilégios que me concederam, sempre me incentivando nos estudos e fazendo o possível para que eu pudesse estudar em uma instituição de qualidade. Às minhas irmãs que sempre me apoiam e acreditam no meu potencial para alcançar meus objetivos.

À minha coorientadora, Dra. Helena Paula Nierwinski, por me sugerir e apresentar o tema. Ao meu orientador, Dr. Marcelo Heidemann, por aceitar meu convite de orientação, pela sua compreensão e dedicação prestada e aos ensinamentos que foram essenciais para a realização deste trabalho.

Aos meus amigos que estiveram comigo durante todo o curso e aos que adquiri ao longo desses anos, pelo companheirismo e amizade.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura pelos seus conhecimentos transmitidos. Agradeço também a professora Vanessa, por me auxiliar na escrita e formatação deste trabalho.

Por fim, a todos que me ajudaram de alguma forma e a todos os citados: os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

Para que um projeto de fundações seja elaborado com segurança e seja economicamente viável, é de suma importância que sejam feitas análises no solo onde será locada a estrutura. Tendo isso em vista, são executadas sondagens a fim de se conhecer as características e composições do solo. A partir disso, é possível realizar uma série de análises para prever o comportamento dos elementos de fundações no solo onde será executada a obra, como os métodos de previsão de capacidade de carga geotécnica, que são utilizados com frequência para essa finalidade em fundações profundas. Este trabalho analisa o desempenho de diferentes tipos de estacas com base na estimativa de capacidade de carga, realizada a partir dos resultados de dois ensaios de Standart Penetration Test (SPT) executados no terreno do campo experimental da UFSC/Perini Business Park, em Joinville, Santa Catarina. Esse estudo de caso também dimensiona sistema de reação para executar prova de carga, futuramente, com os resultados calculados. Utilizando os boletins de sondagens foram estimados parâmetros geotécnicos conforme o tipo de solo. A previsão da capacidade de carga geotécnica foi feita usando os métodos semiempíricos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) com estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica com os dois boletins de sondagens analisados. Com os cálculos de estimativa de capacidade de carga realizados, pode-se concluir que a primeira sondagem analisada apresenta valores de resistência admissível e resistência à tração geotécnica mais conservadores em comparação com a segunda sondagem para ambos os métodos. A estaca que apresenta valores mais elevados de resistência admissível e à tração é a estaca do tipo hélice contínua, a pré-moldada de concreto resultou em valores intermediários e a metálica em valores mais baixos para as duas sondagens e ambos os métodos utilizados.

Palavras-chave: Fundações profundas. Investigação geotécnica. Capacidade de carga. Prova de carga estática.

ABSTRACT

For a foundation project to be prepared safely and economically viable, it is of paramount importance that analyzes be carried out on the soil where the structure will be located. With this in mind, surveys are carried out in order to know the characteristics and composition of the soil. From this, it is possible to carry out a series of analyzes to predict the behavior of the foundation elements in the soil where the work will be done, such as the geotechnical load capacity prediction methods, which are frequently used for this purpose in deep foundations. This work analyzes the performance of different types of piles based on the load capacity estimate, based on the results of two Standard Penetration Test (SPT) performed on the experimental field at UFSC/Perini Business Park, in Joinville, Santa Catarina. This case study also scales the reaction system to perform a load test, in the future, with the calculated results. Using the drilling bulletins, geotechnical parameters were estimated according to the type of soil. The prediction of the geotechnical load capacity was made using the semi-empirical methods Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978) with precast concrete, continuous flight augering and metallic piles with the two drilling reports analyzed. With the carrying capacity estimation calculations carried out, it can be concluded that the first drilling analyzed presents more conservative values of admissible strength and geotechnical tensile strength compared to the second drilling for both methods. The pile that presents the highest values of admissible and tensile strength is the continuous auger type pile, the precast concrete pile resulted in intermediate values and the metallic one in lower values for the two drillings and both methods used.

Keywords: Deep foundations. Geotechnical investigation. Ultimate load capacity. Static load tests.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Equipamento do ensaio SPT | 16 |
| Figura 2 – Resistência não-drenada de solos argilosos proposta por Stroud (1974) | 18 |
| Figura 3 – Principais tipos de fundações profundas | 21 |
| Figura 4 – Execução de estaca hélice contínua | 23 |
| Figura 5 – Resistências que constituem a capacidade de carga..... | 26 |
| Figura 6 – Representação do ensaio com estacas de reação e viga metálica | 33 |
| Figura 7 – Fluxograma das etapas deste trabalho..... | 43 |
| Figura 8 – Mapa de localização..... | 44 |
| Figura 9 – Mapa geológico..... | 45 |
| Figura 10 – Boletim de sondagem SPT realizado pela Sondagem I..... | 46 |
| Figura 11 – Boletim de sondagem SPT realizado pela Sondagem II | 47 |
| Figura 12 – Sistema de reação para estaca-teste pré-moldada de concreto utilizando quatro estacas de reação | 63 |
| Figura 13 – Sistema de reação para estaca-teste pré-moldada de concreto utilizando duas estacas de reação..... | 64 |
| Figura 14 – Sistema de reação para estaca-teste hélice contínua concreto utilizando quatro estacas de reação | 66 |
| Figura 15 – Sistema de reação para estaca-teste hélice contínua utilizando duas estacas de reação | 67 |
| Figura 16 – Sistema de reação para estaca-teste metálica utilizando quatro estacas de reação | 68 |
| Figura 17 – Sistema de reação para estaca-teste metálica utilizando duas estacas de reação..... | 69 |
| Figura 18 – Detalhamento da armadura para estaca de reação pré-moldada de concreto..... | 71 |
| Figura 19 – Detalhamento da armadura para estaca de reação hélice contínua | 71 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 – Classificação dos solos com base no N_{SPT} | 17 |
| Tabela 2 – Peso específico de solos argilosos | 19 |
| Tabela 3 – Peso específico de solos arenosos | 19 |
| Tabela 4 – Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho (do ponto de vista estrutural) de estacas pré-moldadas de concreto | 22 |
| Tabela 5 – Características técnicas de estacas hélices usuais | 23 |
| Tabela 6 – Estacas de perfis I de aço | 24 |
| Tabela 7 – Espessura de compensação de corrosão | 25 |
| Tabela 8 – Coeficiente K e razão de atrito α | 28 |
| Tabela 9 – Fatores de correção F_1 e F_2 | 29 |
| Tabela 10 – Coeficiente característico do solo | 30 |
| Tabela 11 – Valor do fator α em função do tipo de estaca e tipo de solo | 31 |
| Tabela 12 – Valor do fator β em função do tipo de estaca e tipo de solo | 31 |
| Tabela 13 – Quantidade de provas de carga | 34 |
| Tabela 14 – Parâmetros das estacas escolhidos para cálculo | 50 |
| Tabela 15 – Parâmetros geotécnicos do solo estimados pela Sondagem I | 52 |
| Tabela 16 – Parâmetros geotécnicos do solo estimados pela Sondagem II | 53 |
| Tabela 17 – Resultado das resistências para estaca pré-moldada de concreto em 12 metros a partir da Sondagem I | 54 |
| Tabela 18 – Resultado das resistências para estaca pré-moldada de concreto em 12 metros a partir da Sondagem II | 54 |
| Tabela 19 – Resultado das resistências para estaca hélice contínua em 12 metros a partir da Sondagem I | 56 |
| Tabela 20 – Resultado das resistências para estaca hélice contínua em 12 metros a partir da Sondagem II | 56 |
| Tabela 21 – Resultado das resistências para estaca metálica em 12 metros a partir da Sondagem I | 57 |
| Tabela 22 – Resultado das resistências para estaca metálica em 12 metros a partir da Sondagem II | 58 |
| Tabela 23 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto com base na Sondagem I | 62 |

| | |
|---|----|
| Tabela 24 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto com base na Sondagem II | 63 |
| Tabela 25 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I..... | 64 |
| Tabela 26 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua com base na Sondagem I | 65 |
| Tabela 27 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua com base na Sondagem II | 65 |
| Tabela 28 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I..... | 66 |
| Tabela 29 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica com base na Sondagem I..... | 67 |
| Tabela 30 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica com base na Sondagem II..... | 67 |
| Tabela 31 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I | 69 |
| Tabela 32 – Área de aço calculada para as estacas de reação pré-moldada de concreto..... | 69 |
| Tabela 33 – Área de aço calculada para as estacas de reação hélice contínua | 70 |
| Tabela 34 – Área de aço calculada para as estacas de reação pré-moldada de concreto e hélice contínua com 16 metros com base na Sondagem I | 70 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|---|----|
| Gráfico 1 - Curva carga vs recalque com representação dos estágios | 38 |
| Gráfico 2 - Curva carga vs recalque com ruptura nítida..... | 39 |
| Gráfico 3 - Curva carga vs recalque com ruptura física | 39 |
| Gráfico 4 - Curva carga vs recalque aberta sem ruptura nítida ou física | 40 |
| Gráfico 5 - Carga de ruptura convencional segundo NBT 6122 (ABNT, 2022)..... | 41 |
| Gráfico 6 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca pré-moldada de concreto para as Sondagens I e II..... | 55 |
| Gráfico 7 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca hélice para as Sondagens I e II.. | 57 |
| Gráfico 8 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca metálica para as Sondagens I e II | 58 |
| Gráfico 9 – Comparação entre cargas admissíveis do método Aoki e Velloso (1975) para as estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica para a Sondagem I..... | 59 |
| Gráfico 10 – Comparação entre cargas admissíveis do método Décourt e Quaresma (1978) das estacas analisadas para a Sondagem I..... | 60 |
| Gráfico 11 – Comparação entre cargas admissíveis do método Aoki e Velloso (1975) das estacas analisadas para a Sondagem II | 61 |
| Gráfico 12 – Comparação entre cargas admissíveis do método Décourt e Quaresma (1978) para as estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica para a Sondagem II | 61 |

SUMÁRIO

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 1. | INTRODUÇÃO | 13 |
| 1.1. | OBJETIVOS | 14 |
| 1.1.1. | Objetivo Geral | 14 |
| 1.1.2. | Objetivos Específicos | 14 |
| 2. | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 15 |
| 2.1. | ENSAIO DE CAMPO – SPT | 15 |
| 2.2. | FUNDAÇÕES PROFUNDAS | 19 |
| 2.2.1. | Estacas pré-moldadas de concreto | 21 |
| 2.2.2. | Estacas hélice contínua | 22 |
| 2.2.3. | Estacas metálicas | 24 |
| 2.3. | MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA | 25 |
| 2.3.1. | Método Aoki-Velloso (1975) | 27 |
| 2.3.2. | Método Décourt-Quaresma (1978) | 29 |
| 2.4. | PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS | 32 |
| 2.4.1. | Execução do ensaio | 32 |
| 2.4.1.1. | Ensaio de carregamento lento (PCE) | 35 |
| 2.4.1.2. | Ensaio de carregamento rápido (PCR) | 35 |
| 2.4.1.3. | Ensaio de carregamento misto – lento seguido de rápido (PCM) | 36 |
| 2.4.1.4. | Ensaio de carregamento cíclico lento (PCCL) | 36 |
| 2.4.1.5. | Ensaio de carregamento cíclico rápido (PCCR) | 37 |
| 2.4.2. | Dimensionamento | 37 |
| 2.4.3. | Curva carga-recalque | 37 |
| 2.4.4. | Método NBR 6122 (ABNT, 2022) | 40 |
| 2.4.5. | Método de Van der Veen (1953) | 42 |
| 3. | METODOLOGIA | 43 |
| 3.1. | ÁREA DE ESTUDO | 43 |
| 3.2. | ANÁLISE DOS BOLETINS DE SONDAGEM | 48 |
| 3.3. | CONSTRUÇÃO DE PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO | 49 |
| 3.4. | CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA | 49 |
| 3.5. | PROJETOS PARA PROVA DE CARGA ESTÁTICA | 50 |
| 4. | RESULTADOS | 52 |

| | |
|---|----|
| 4.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTIMADOS | 52 |
| 4.2. PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA | 53 |
| 4.2.1. Estaca pré-moldada de concreto | 53 |
| 4.2.2. Estaca hélice contínua | 56 |
| 4.2.3. Estaca metálica..... | 57 |
| 4.2.4. Comparação dos resultados entre as estacas..... | 59 |
| 4.3. PROJETO DE PROVA DE CARGA..... | 62 |
| 5. CONCLUSÃO..... | 72 |
| REFERÊNCIAS..... | 74 |
| ANEXO I – TABELA DE ÁREA DE AÇO DA SEÇÃO POR QUANTIDADE DE BARRAS..... | 76 |
| APÊNDICE A – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAAGEM I PARA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | 77 |
| APÊNDICE B – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAAGEM I PARA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO..... | 78 |
| APÊNDICE C – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAAGEM II PARA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO | 79 |
| APÊNDICE D – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAAGEM II PARA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO..... | 80 |
| APÊNDICE E – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAAGEM I PARA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA | 81 |
| APÊNDICE F – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAAGEM I PARA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA..... | 82 |
| APÊNDICE G – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAAGEM II PARA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA | 83 |
| APÊNDICE H – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAAGEM II PARA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA..... | 84 |
| APÊNDICE I – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAAGEM I PARA ESTACA METÁLICA..... | 85 |

| | |
|---|-----------|
| APÊNDICE J – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAGEM I PARA ESTACA METÁLICA | 86 |
| APÊNDICE K – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) COM BASE NA SONDAGEM II PARA ESTACA METÁLICA..... | 87 |
| APÊNDICE L – PLANILHA DE CÁLCULO MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) COM BASE NA SONDAGEM II PARA ESTACA METÁLICA | 88 |

1. INTRODUÇÃO

A fundação de uma estrutura é a parte que lhe dá sustentação, transferindo as cargas do edifício para o solo no qual está construída, garantindo a estabilidade. Para elaborar um projeto de fundação, visando economia e segurança, é indispensável realizar estudos e ensaios sobre o solo no qual a estrutura será locada, para conhecer suas características e, a partir dessas, realizar uma série de análises e cálculos para desenvolver o projeto com a maior exatidão possível (QUARESMA et al., 1998).

Dessa maneira, é importante conhecer o meio físico em que serão realizados projetos de fundações, em decorrências das incertezas dos métodos de capacidade de carga, tanto analíticos quanto semiempíricos (CINTRA; AOKI, 2010). Diante disso, ter campos experimentais para realizar teste de fundações é relevante para validar esses métodos para determinados cenários geotécnicos.

Considerando isso, um perfil de solo localizado no Perini Business Park em Joinville, Santa Catarina (SC) foi estudado neste trabalho, a fim de avaliar o comportamento de fundações profundas previstas para esse campo experimental como parte da implantação de uma área de teste. Alternativas de fundações profundas foram analisadas para serem executadas no local e verificar as cargas geotécnicas admissíveis associadas às mesmas, com o intuito de se executar provas de carga em tais estacas.

O perfil de solo em questão se trata de um campo experimental da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) para a realização de ensaios e avaliações e os aspectos físicos geomorfológicos desse local são peculiares da planície litorânea de clima subtropical. A formação geológica é de planície costeira caracterizada pelos depósitos recentes inconsolidados da Era Cenozóica do Período Quaternário, inserido na Província Geotectônica da Mantiqueira representada pelo Cráton Luís Alves e pelo Bloco Paranaguá (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM, 2021).

Assim, dada a importância de um projeto de fundações adequado é de suma significância que os dados obtidos no estudo do solo sejam coerentes dentro dos limites considerados para evitar erros que possam comprometer o projeto, além de garantir que sejam feitas escolhas adequadas do tipo de fundação a ser utilizada

para os carregamentos exigidos pela estrutura dentro das condições admitidas pelo solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A metodologia utilizada neste trabalho aplica métodos de estimativa de capacidade de carga semiempíricos de fundações profundas, e calcula, com esses resultados, as cargas nas estacas de reação para definir um sistema de prova de carga estática pra que seja executada posteriormente. Também, estima os parâmetros geotécnicos do solo com base nos resultados dos boletins de sondagem para aplicar as correlações existentes utilizando o N_{SPT} .

Por fim, são feitas as análises em função dos resultados obtidos por cada sondagem para os métodos utilizados de previsão de capacidade de carga com as estacas escolhidas para estudo e realizar projetos para posterior emprego de provas de carga estáticas.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Realizar um estudo visando analisar as alternativas de fundações profundas são viáveis para serem aplicadas no campo experimental da UFSC/ Perini Business Park dada as características do solo e estabelecer parâmetros para execução de prova de carga estática que possam ser efetuadas futuramente.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Analisar os resultados da sondagem SPT disponíveis e estimar parâmetros geotécnicos do solo;
- Construir planilhas de cálculo para dimensionamento de fundações profundas;
- Determinar a capacidade de carga geotécnica para estacas hélice contínua, pré-moldada de concreto e metálica;
- Dimensionar estacas de reação para serem empregadas em provas de carga estáticas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão apresentados conceitos sobre o tema abordado nesse trabalho. Primeiramente, sobre investigação geotécnica e ensaios de campo, especificamente o ensaio SPT, que será analisado para desenvolver este trabalho. Ademais, serão apresentados os métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas, os quais serão utilizados na metodologia. Por fim, será discutida a concepção de projetos de provas de carga estática.

2.1. ENSAIO DE CAMPO – SPT

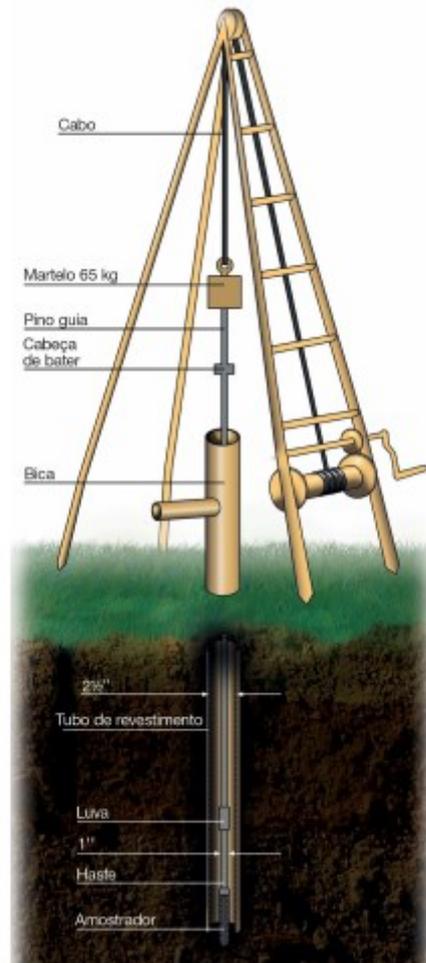
Para prezar a segurança e a economia de um projeto geotécnico é de suma importância a realização de uma investigação geotécnica adequada do solo a ser utilizado. Sabendo que o custo de sondagens geralmente varia de 0,2% a 0,5% do valor total de uma obra (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012), esse investimento é necessário para evitar imprevistos, prevenindo custos adicionais e minimizando riscos que atrasam os prazos determinados no planejamento inicial.

Na etapa inicial de um projeto de fundações é necessário executar uma investigação geotécnica do solo no local (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6122:2022). Há diversos ensaios com a finalidade de realizar o reconhecimento do solo em campo, dentre os quais se destaca a sondagem Standard Penetration Test (SPT), por ser uma ferramenta de baixo custo é comumente utilizada na investigação geotécnica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A sondagem SPT é utilizada com frequência para obter informações sobre o solo em estudo ou em projeto de fundações, feita em solos granulares, coesivos e rochas brandas. O equipamento para esse ensaio consiste, basicamente, de um amostrador, hastes, martelo de 65 kg, torre ou tripé de sondagem e um sistema de perfuração, como apresentado na Figura 1 (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A NBR 8464 (ABNT, 2022) admite que possa ser utilizado sistema mecanizado para a execução do ensaio, em que o amostrador é cravado no solo com o uso de martelo acionado mecanicamente.

Figura 1 – Equipamento do ensaio SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 25).

A execução dessa sondagem se dá pela cravação de um amostrador padrão no solo a partir da queda livre de um peso a uma altura de 75 cm. Quando não é mais possível cravar o amostrador por resistência do solo se considera que foi atingida a camada impenetrável. A leitura é feita anotando o número de golpes necessários para cravar o amostrador no solo em três segmentos de 15 cm do total de 45 cm. O valor do N_{SPT} é determinado pela soma dos golpes necessários para penetrar os 30 cm finais da cravação do amostrador (QUARESMA et al., 1998).

A partir dessa sondagem se obtêm os seguintes parâmetros: resistência do solo à cravação do amostrador a cada metro perfurado, posição do lençol freático e perfil do solo. Os solos podem ser classificados de acordo com valor de N_{SPT} quanto à consistência e compacidade, conforme apresentado na Tabela 1, dividida em areias e siltes arenosos e argilas e siltes argilosos (ABNT NBR 6484:2020).

Tabela 1 – Classificação dos solos com base no N_{SPT}

| Solo | N_{SPT} | Compacidade/ consistência |
|----------------------------|-----------|---------------------------|
| Areias e siltes arenosos | ≤ 4 | Fofa |
| | 5 – 8 | Pouco compacta |
| | 9 – 18 | Medianamente compacta |
| | 19 – 40 | Compacta |
| | > 40 | Muito compacta |
| Argilas e siltes argilosos | ≤ 2 | Muito mole |
| | 3 – 5 | Mole |
| | 6 – 10 | Média |
| | 11 – 19 | Rija |
| | 20 – 30 | Muito rija |
| | > 30 | Dura |

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020, p. 28).

As resistências à cravação medidas sofrem influência de diversos fatores não relacionados às características do solo, como método de perfuração e de cravação, diâmetro do furo, entre outros e isso gera desuniformidade nos resultados desse ensaio. Dessa maneira, há uma correção recomendada no valor de penetração obtido, conforme o padrão internacional de N_{60} , quando os resultados forem utilizados para estimativa de parâmetros de comportamento do solo, correção feita dividindo o produto entre valor de N_{SPT} pela energia aplicada por 0,60, sendo que o valor dessa energia varia, no Brasil, de 70% e 80% da energia teórica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O ensaio SPT também é, frequentemente, utilizado no Brasil na obtenção de parâmetros construtivos para projetos geotécnicos, como o ângulo de atrito do solo, resistência não drenada e peso específico natural. Com isso, há literaturas que estimam os valores desses parâmetros para solos granulares e solos argilosos, porém é recomendado comparar esses valores com resultados de ensaios de campo ou de laboratório e verificar se são compatíveis com os parâmetros de solos similares (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

I. Solos granulares

Como o N_{SPT} fornece um valor de resistência é usual correlacionar essa medida com a densidade relativa (D_r) e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ). Há diversas correlações para obter esses parâmetros a partir do N_{SPT} , conforme

apresentado por Schnaid e Odebrecht (2012), a seguir estão as expressões propostas por Teixeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996) para estimar o ângulo de atrito interno, respectivamente nas Equações 1 e 2. Os autores recomendam que seja utilizado o valor de N_{60} nesses cálculos.

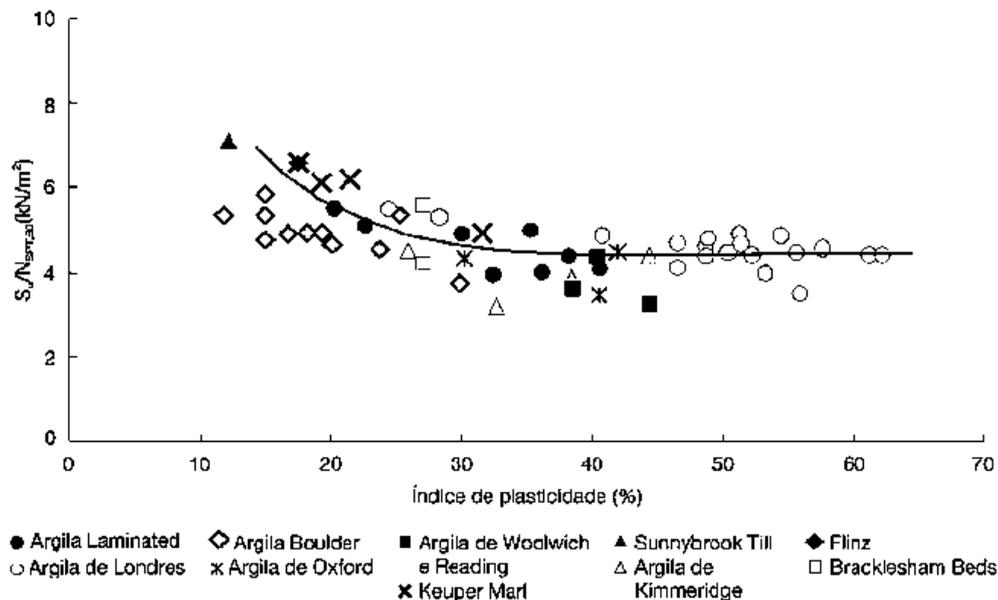
$$\phi = 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{60}} \quad (1)$$

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{60}} \quad (2)$$

II. Solos Coesivos

Para solos argilosos, é possível estimar a resistência não-drenada do solo (S_u), dentre outras relações apresentadas por Schnaid e Odebrecht (2012), a partir da proposição de Stroud (1974) pelo índice de plasticidade do solo. A Figura 2 mostra a relação entre a resistência não-drenada e N_{60} , que varia de 4 a 6.

Figura 2 – Resistência não-drenada de solos argilosos proposta por Stroud (1974)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012, p. 45).

Como o valor do índice de plasticidade de argilas é, de maneira geral, maior que 30%, conforme Pinto (1998), analisando a Figura 2 se observa que a relação de S_u e N_{60} pode ser considerada constante em 4,5.

III. Peso específico natural do solo

O peso específico natural do solo pode ser estimado sem realizar ensaios de laboratórios a partir de valores aproximados descritos por Godoy (1972). A Tabela 2 apresenta a correlação da consistência de solos argilosos e o peso específico e a Tabela 3 mostra o valor do peso específico em função da compactidade de solos arenosos. (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 2 – Peso específico de solos argilosos

| N_{SPT} | Consistência | γ (kN/m ³) |
|-----------|--------------|-------------------------------|
| ≤ 2 | Muito mole | 13 |
| 3 – 5 | Mole | 15 |
| 6 – 10 | Média | 17 |
| 11 – 19 | Rija | 19 |
| > 20 | Muito rija | 21 |

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 36).

Tabela 3 – Peso específico de solos arenosos

| N_{SPT} | Compactidade | γ (kN/m ³) – Saturado |
|-----------|-----------------------|--|
| ≤ 5 | Fofa | 19 |
| 5 – 8 | Pouco compacta | |
| 9 – 18 | Medianamente compacta | 20 |
| 19 – 40 | Compacta | 21 |
| > 40 | Muito compacta | |

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 36).

2.2. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A fundação é o elemento estrutural com função de transmitir as cargas da estrutura para o solo e é a principal responsável pela estabilidade e manutenção da construção. Quando mal projetada pode gerar a ruína ou a perda da servibilidade por conta de recalques excessivos, os quais podem vir a comprometer toda a estrutura e gerar danos irreparáveis. Para evitar essas ocorrências é necessário garantir o atendimento aos seguintes requisitos básicos para um projeto de fundação (VELLOSO; LOPES, 2010):

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

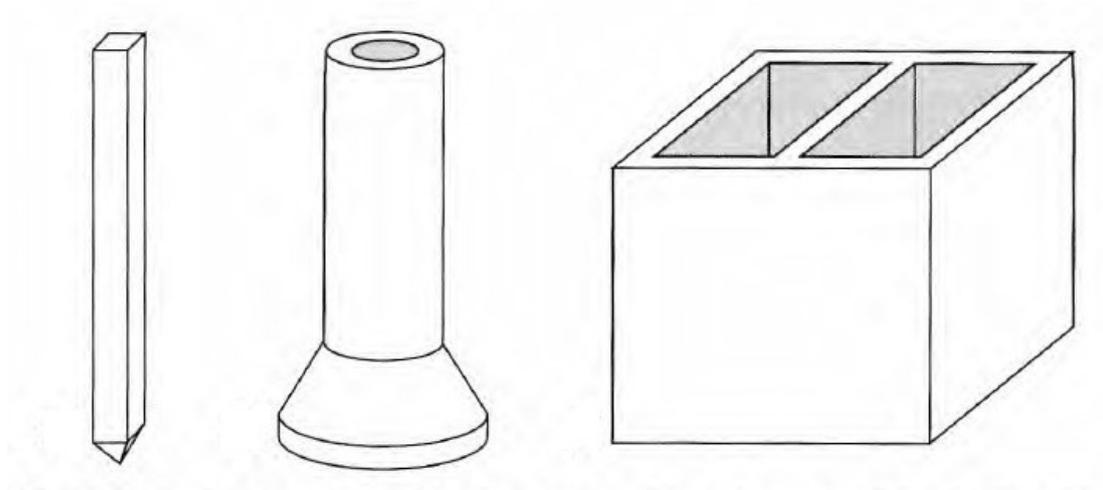
As fundações profundas, conforme a definição da NBR 6122 (ABNT, 2022), transmitem a carga do terreno pela base, pela superfície lateral ou pela combinação das duas. São assentadas no solo em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta com pelo menos três metros.

Há três grupos principais de fundações profundas (VELLOSO; LOPES, 2010):

- Estaca: Executada com o auxílio de ferramentas ou equipamentos por cravação à percussão, prensagem, vibração ou escavação. Os materiais utilizados para o emprego dessa podem ser madeira, aço, concreto pré-moldado ou moldado in loco, argamassa ou calda de cimento;
- Tubulão: Elemento cilíndrico que, pelo menos na sua etapa final de escavação, há a necessidade de trabalho manual em profundidade para executar o alargamento da base ou limpeza do fundo da escavação, já que as cargas são resistidas pela ponta dessa fundação;
- Caixão: Possui forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

A Figura 3 apresenta da esquerda para a direita, uma estaca, um tubulão e um caixão.

Figura 3 – Principais tipos de fundações profundas



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010, p. 13).

Além disso, as estacas podem ser classificadas conforme o seu processo executivo: de deslocamento ou de substituição. As estacas de deslocamento são as estacas cravadas em geral e o solo ocupado pela estaca é deslocado horizontalmente. As estacas de substituição são estacas escavadas, processo no qual é removido o solo do local que será ocupado por esse elemento. Esse processo leva a uma redução das tensões horizontais geostáticas (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.2.1. Estacas pré-moldadas de concreto

Esse tipo de estaca pode ser feito com concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, em canteiro ou em usina com qualquer forma geométrica (ABNT NBR 6122: 2022). Por não serem moldadas *in loco*, obtêm melhor qualidade do concreto e não recebem influência de agentes agressivos presentes no solo durante a pega e cura do concreto. Contudo, essas estacas não se adaptam facilmente às variações do terreno que serão locadas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Ainda, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), as estacas de concreto pré-moldadas devem ser dimensionadas de acordo com as normas ABNT NBR 6118:2021, ABNT NBR 9062:2017 e ABNT NBR 16258:2014, limitando a resistência característica do concreto à compressão em 40 MPa. E, devem resistir aos esforços de ação da estrutura, manipulação e cravação.

A Tabela 4 apresenta tipos comuns de estacas pré-moldadas de concreto com suas dimensões e cargas típicas, servindo para pré-selecionar o tipo de estaca.

Tabela 4 – Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho (do ponto de vista estrutural) de estacas pré-moldadas de concreto

| Dimensões (cm) | Carga máxima em compressão (kN) |
|----------------|---------------------------------|
| 15 x 15 | 245 |
| 17 x 17 | 343 |
| 20 x 20 | 490 |
| 21 x 21 | 588 |
| 23 x 23 | 686 |
| 25 x 25 | 833 |
| 28 x 28 | 1060 |
| Ø 42 | 1125 |

Fonte: Adaptado de APL Engenharia (2018, p. 24).

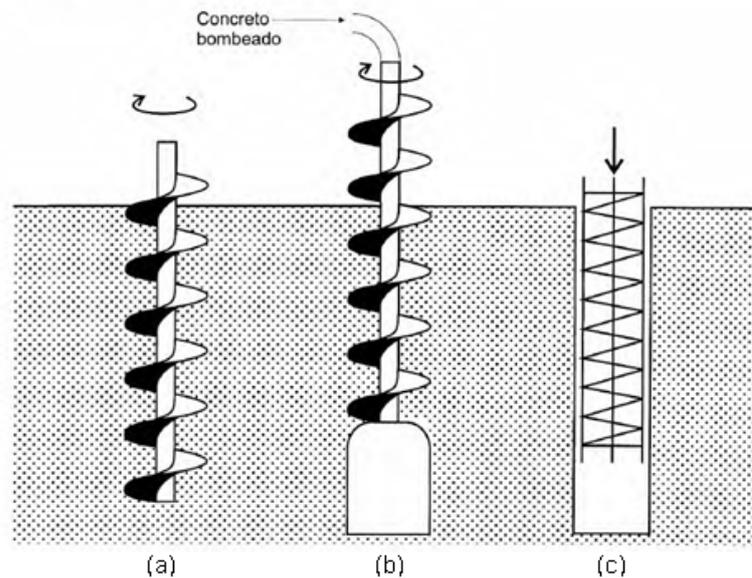
2.2.2. Estacas hélice contínua

A estaca hélice contínua é de concreto e moldada *in loco* e, como descreve a NBR 6122 (ABNT, 2022, p. 89), sua execução é realizada

[...] mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo de diâmetro constante. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

A Figura 4 detalha as etapas de execução de uma estaca hélice contínua: a introdução do trado helicoidal (Figura 4^a) no solo, a injeção de concreto (Figura 4^b) e a colocação da armadura (Figura 4^c).

Figura 4 – Execução de estaca hélice contínua



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 273).

Esse tipo de estaca apresenta vantagens como elevada aplicabilidade em diversos tipos de solo, com exceção de matacões e rochas e sua execução não gera vibrações comuns de equipamentos à percussão, além de não produzir detritos poluídos por lama bentonítica. Entretanto, há a necessidade de máquinas para retirar e limpar os materiais provenientes da escavação para outro local e o comprimento das estacas é limitado, devido às restrições do processo executivo (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

A Tabela 5 apresenta as cargas usuais de estacas hélice contínuas para efeito de cálculo.

Tabela 5 – Características técnicas de estacas hélices usuais

| Diâmetro (cm) | Carga admissível (kN) |
|---------------|-----------------------|
| Ø30 | 450 |
| Ø35 | 600 |
| Ø40 | 800 |
| Ø50 | 1250 |
| Ø60 | 1800 |
| Ø70 | 2450 |
| Ø80 | 3200 |
| Ø90 | 4000 |
| Ø100 | 5000 |

Fonte: Adaptado de Antunes e Tarozzo (1998, p. 348).

2.2.3. Estacas metálicas

As estacas metálicas ou de aço, conforme a definição da NBR 6122 (ABNT, 2022), podem ser de diferentes formas, como perfis laminados ou soldados (simples ou múltiplos), tubos e trilhos e seu dimensionamento deve ser feito seguindo a NBR 8800 (ABNT, 2008). Os perfis de aço mais utilizados possuem dimensões e características específicas conforme mostra a Tabela 6.

Tabela 6 – Estacas de perfis I de aço

| Designação (mm x kg/m) | Carga Admissível Estrutural (kN) |
|------------------------|----------------------------------|
| W 200 x 15,0 | 237 |
| W 200 x 19,3 | 361 |
| W 200 x 22,5 | 440 |
| W 200 x 26,6 | 524 |
| W 200 x 31,3 | 650 |

Fonte: Gerdau (2015, p. 88).

Esse tipo de estaca apresenta facilidade na cravação, devido à alta resistência do aço e, como sua resistência na compressão, na tração e na flexão é elevada, o transporte e manipulação dessas estacas não são complicados. Entretanto, o uso de estacas metálicas apresenta custo elevado em decorrência do preço do aço e está sujeita a corrosão, podendo ser desconsiderada se o aço estiver em contato com solo natural não perturbado (não corrosivo ao ferro e ao aço enterrados em trincheiras escavadas) (VELLOSO; LOPES, 2010).

Ademais, estacas metálicas devem atender uma espessura mínima de sacrifício, conforme a Tabela 7, para dispensarem tratamento especial se estiverem permanente ou totalmente enterradas, independentemente da posição do lençol freático. Contudo, se a parte superior da estaca fica acima do solo é necessária a utilização de proteção com camisa de concreto ou outra medida protetiva para o aço ou que a espessura de sacrifício seja maior e definida em projeto (ABNT NBR 6122:2022).

Tabela 7 – Espessura de compensação de corrosão

| Classe | Espessura mínima de sacrifício (mm) |
|---|--|
| Solos em estado natural e aterros controlados | 1,0 |
| Argila orgânica; solos porosos não saturados | 1,5 |
| Turfa | 3,0 |
| Aterros não controlados | 2,0 |
| Solos contaminados ^a | 3,2 |

^a Casos de solos agressivos devem ser estudados

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022, p. 37).

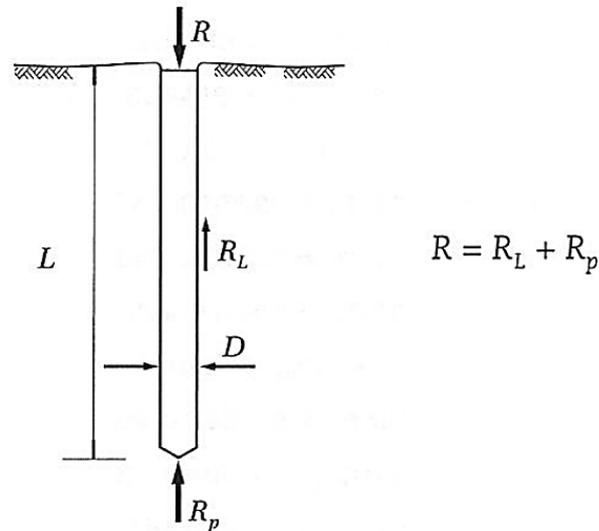
Para quesito de aceitação, a NBR 6122 (ABNT, 2022) descreve tolerâncias dimensionais para os perfis metálicos das estacas: flecha máxima de 0,2% do comprimento de qualquer segmento e dimensões da altura com variação positiva de 8 mm e negativa de 5 mm, assim como da largura da mesa com tolerância positiva de 6 mm e negativa de 5 mm em relação às medidas previstas.

As estacas metálicas também estão sujeitas a sofrer o encurvamento de seu eixo durante a cravação por percussão através de solos de baixa resistência, em decorrência da instabilidade dinâmica direcional (drapejamento), o que acarreta curvaturas na parte enterrada da estaca (ALONSO, 1998). Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), para reduzir a ocorrência dessa situação deve ser levado em consideração o comprimento cravado e a inércia da peça metálica.

2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Cintra e Aoki (2010) descrevem capacidade de carga como um valor da força que corresponde à máxima resistência suportada pelo elemento de fundação por estaca. Esta é definida pela soma das cargas máximas que o atrito lateral entre o solo e o fuste (R_L) e a resistência de ponta (R_P) suportam quando a estaca é submetida a um carregamento vertical conforme apresenta a Figura 5.

Figura 5 – Resistências que constituem a capacidade de carga



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010, p. 12).

Há diversos métodos para determinar a capacidade de carga de uma fundação, os quais podem ser divididos em racionais ou teóricos e semiempíricos. Conforme Velloso e Lopes (2010), os métodos racionais utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetro do solo. Enquanto os semiempíricos se baseiam em ensaios de campo de penetração, como o SPT.

Neste trabalho serão abordados os métodos semiempíricos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, sendo esses utilizados com elevada frequência no Brasil e no exterior em projetos de fundações (CINTRA; AOKI, 2010).

Além disso, ao analisar o atrito lateral devem ser consideradas a técnica executiva e as peculiaridades de cada tipo de estaca. Em estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante e de estacas hélice contínua a resistência de ponta da estaca é limitada pelo valor da resistência de atrito lateral ($R_p < R_L$) e a resistência admissível será dada pela soma da parcela de resistência de ponta e lateral dividido por 2 (ABNT NBR 6122:2022).

Outro fator a ser considerado é em relação à área de ponta de estacas metálicas, pois durante a cravação o solo entre a alma do perfil metálico se adere à estaca passando a se deslocar juntamente com a mesma, como se fosse parte desta, caracterizando a formação de bucha (ou “plug”), fenômeno de embuchamento da estaca metálica (ALVES, 2019). Em casos que a estaca se apoia em solo de resistência elevada, mas atravessa camadas de argila mole é recomendado

aumentar a área de ponta da estaca soldando segmentos de perfis na região da ponta, por exemplo, não gerando grandes deslocamentos transversais de argila mole durante a cravação (ALONSO, 1998).

2.3.1. Método Aoki-Velloso (1975)

O método Aoki-Velloso foi desenvolvido em um estudo comparativo entre os resultados de provas de carga em estacas e de ensaio SPT, podendo ser utilizado com dados de CPT também (VELLOSO, LOPES, 2010). A resistência de ponta quando esse método é usado com ensaios SPT é dada pela Equação 3 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R_p = \frac{q_c \cdot A_p}{F_1} = \frac{K \cdot N_{SPT} \cdot A_p}{F_1} \quad (3)$$

Onde:

q_c = Resistência de ponta do cone;

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca;

K = Fator de correção entre a resistência de ponta e o índice de resistência à penetração (N_{SPT});

N_{SPT} = Índice de resistência à penetração;

F_1 = Fator de correção considerando a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo) e o tipo da estaca.

Para a resistência por atrito lateral, quando é utilizado como base o ensaio SPT, é necessário usar a razão de atrito dada pelo quociente do atrito lateral unitário na luva (f_s) pela resistência de ponta (q_c). Dessa forma, Cintra e Aoki (2010) descrevem a Equação 4.

$$R_L = \frac{f_s \cdot U \cdot \Delta_\ell}{F_2} = \frac{\alpha \cdot q_c \cdot U \cdot \Delta_\ell}{F_2} = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_\ell) \quad (4)$$

Onde:

q_c = Resistência de ponta do cone;

U = Perímetro da estaca;

Δ_ℓ = Espessura da camada de solo;

K = Fator de correção entre a resistência de ponta e o índice de resistência à penetração (N_{SPT});

N_L = Índice de resistência à penetração médio;

F_2 = Fator de correção considerando a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo) e o tipo da estaca.

A capacidade de carga de um elemento isolado de fundação, pelo Método Aoki-Velloso é estimada pela soma da resistência de ponta (Equação 3) e da resistência por atrito lateral (Equação 4), conforme a Equação 5 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R = R_p + R_L = \frac{K \cdot N_{SPT} \cdot A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta \ell) \quad (5)$$

Os coeficientes K e α estão apresentados na Tabela 8, conforme o tipo de solo e, os fatores de correção F_1 e F_2 são dados com base no tipo de estaca como mostra a Tabela 9.

Tabela 8 – Coeficiente K e razão de atrito α

| Tipo de solo | K (MPa) | α (%) |
|----------------------|-----------|--------------|
| Areia | 1,00 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| Areia silto-argilosa | 0,70 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| Areia argilo-siltosa | 0,50 | 2,8 |
| Silte | 0,40 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte areno-argiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 0,25 | 3,0 |
| Argila | 0,20 | 6,0 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila areno-siltosa | 0,30 | 2,8 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| Argila silto-arenosa | 0,33 | 3,0 |

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975, p. 371).

Tabela 9 – Fatores de correção F_1 e F_2

| Tipo de estaca | F1 | F2 |
|----------------|------|-----|
| Franki | 2,50 | 5,0 |
| Metálica | 1,75 | 3,5 |
| Pré-moldada | 1,75 | 3,5 |

Fonte: Aoki e Velloso (1975, p. 373).

Entretanto, o Método Aoki-Velloso apresenta dificuldade na sua aplicação correta, em decorrência da caracterização exata do tipo de solo estudado. Pois, pode haver divergências significativas no resultado, se caracterizado de maneira equivocada o solo, devido aos coeficientes K e α (DÉCOURT; ALBIERO; CINTRA, 2010).

O cálculo da carga de ruptura admissível para esse método é feito conforme a Equação 6, utilizando fator de segurança (FS) de ordem 2, conforme sugerido pelos autores e pela NBR 6122 (ABNT, 2022).

$$R_{adm} = \frac{R_p + R_L}{FS} \quad (6)$$

2.3.2. Método Décourt-Quaresma (1978)

O método de estimativa de capacidade de carga Décourt-Quaresma (1978) foi, inicialmente, apresentado com base nos valores de N_{SPT} e para ser utilizado em estacas de deslocamento. Porém, foi desenvolvido para se adequar com outros tipos de estacas e, também, ao ensaio SPT-T (DÉCOURT; ALBIERO; CINTRA, 1998).

Dessa maneira, a capacidade de carga é calculada somando os valores da resistência de ponta (R_p) e da resistência de atrito lateral (R_L), assim como no método Aoki-Velloso (1975).

Assim, a resistência de ponta é descrita pela Equação 7, conforme apresentada por Cinta e Aoki (2010).

$$R_p = C \cdot N_p \cdot A_p \quad (7)$$

Onde:

C = Coeficiente característico do solo;

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca entre o valor correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

A_p = Área da seção transversal da ponta da estaca.

A resistência por atrito lateral é calculada conforme a Equação 8 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (8)$$

Onde:

N_L = Valor médio do índice de resistência à penetração do ensaio SPT ao longo do fuste;

U = Perímetro da estaca;

L = Comprimento do trecho analisado.

Ainda, o método adota limites para o valor de N_L : quando N_{SPT} for menor que 3, o valor a ser considerado será 3 e quando for maior que 50, assume-se o valor de 50 (VELLOSO; LOPES, 2010). O valor do coeficiente característico do solo (U) utilizado para calcular a resistência de ponta é obtido pela Tabela 10, conforme apresentada por Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 10 – Coeficiente característico do solo

| Tipo de solo | C (kPa) |
|--------------------------------|---------|
| Argila | 120 |
| Silte argiloso (solo residual) | 200 |
| Silte arenoso (solo residual) | 250 |
| Areia | 400 |

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 27).

Posteriormente, para poder aplicar o método a estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral (incluindo tubulões a céu aberto), estaca hélice contínua e raiz e estacas injetadas sob altas pressões, foram introduzidos os fatores α e β ao método por Décourt (1998). O fator α é aplicado na parcela que calcula a resistência de ponta e β na parcela da resistência por atrito lateral, como apresentado na Equação 9 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R = R_p + R_L = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (9)$$

Para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki, o método permanece da maneira original, ou seja, com valores de α e β iguais a 1. Porém, para os outros tipos de estacas esses valores são dados conforme o tipo de solo nas Tabelas 11 e 12, para α e β , respectivamente (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 11 – Valor do fator α em função do tipo de estaca e tipo de solo

| Tipo de solo | Tipo de estaca | | | | |
|----------------------|-------------------|----------------------|-----------------|-------|-----------------------------|
| | Escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
| Argilas | 0,85 | 0,85 | 0,3* | 0,85* | 1,0* |
| Solos intermediários | 0,6 | 0,6 | 0,3* | 0,6* | 1,0* |
| Areias | 0,6 | 0,5 | 0,3* | 0,5* | 1,0* |

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1998) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 28).

Tabela 12 – Valor do fator β em função do tipo de estaca e tipo de solo

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

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1998) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 28).

Ademais, é descrita a carga admissível na estaca com base em fatores de segurança parciais para a resistência de ponta (F_p) e para a resistência por atrito lateral (F_s), sendo recomendados os valores de 4,0 e 1,3, respectivamente, para esses fatores. Essa carga pode ser calculada conforme a Equação 10 (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$R_{adm} = \frac{R_p}{F_p} + \frac{R_L}{F_s} \quad (10)$$

2.4. PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

A NBR 16903 (ABNT, 2020) define que prova de carga se resume à aplicação, na fundação profunda, de esforços de tração, compressão ou flexo-compressão nas direções, vertical, horizontal ou inclinada e, também, registrar os deslocamentos correspondentes a esses esforços. Ainda, essa norma descreve que a decisão de qual tipo de prova de carga será utilizada deve ser feita pelo projetista, levando em consideração as particularidades do carregamento da estaca.

Analogamente, Cintra e Aoki (2013) conceituam prova de carga estática como

aplicação de cargas conhecidas no topo da estaca, em incrementos sucessivos e iguais (os chamados estágios de carga), com a simultânea monitoração dos respectivos recalques da cabeça da estaca (deslocamentos verticais para baixo, que compreendem o encurtamento elástico do fuste e o recalque da ponta da estaca), até que seja atingida ruptura ou a carga máxima programada, seguida do descarregamento.

Dessa forma, com a aplicação das cargas no topo da estaca, é gerada uma resistência que promove o equilíbrio composta pela resistência de atrito lateral e de ponta. Assim, para alcançar a ruptura seria necessário atingir essa resistência máxima com recalques ininterruptos (CINTRA; AOKI, 2013).

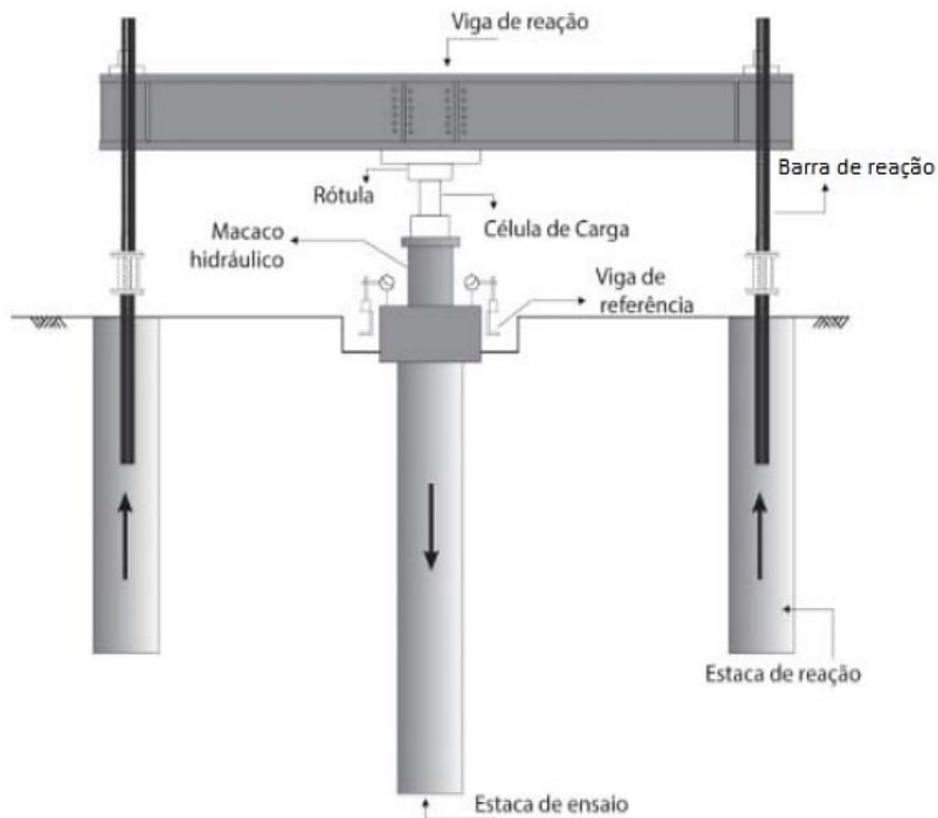
2.4.1. Execução do ensaio

Segundo Cintra e Aoki (2013) a realização desse ensaio utiliza um macaco hidráulico para efetuar o carregamento que atua contra um sistema de reação montado no entorno da estaca ensaiada. A NBR 16903 (ABNT, 2020) define que

não pode haver vibrações num raio de 30 metros desse entorno, devido às interferências que possam ser geradas nas leituras.

Esse sistema é dimensionado para que seja possível chegar à carga máxima planejada no ensaio e pode ser uma cargueira, tirantes ou estacas de reação. A Figura 6 mostra uma representação do ensaio com o sistema de reação utilizando estacas de reação e viga metálica (CINTRA; AOKI, 2013).

Figura 6 – Representação do ensaio com estacas de reação e viga metálica



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2013, p. 66).

A execução de prova de carga só é necessária caso a obra tiver um número de estacas superior aos valores apresentados na coluna B da Tabela 13. Entretanto, se as estacas forem empregadas para tensões acima dos valores da coluna A dessa tabela, o ensaio de prova de carga é exigido independente o número de estacas da obra (ABNT NBR 6122:2022).

Tabela 13 – Quantidade de provas de carga

| Tipo de estaca | A | B |
|---|---|--|
| | Tensão de trabalho abaixo da qual não são obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna B, em Mpa ^{b c d} | Número total de estacas a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d} |
| Pré-moldada ^a | 7,0 | 100 |
| Madeira | - | 100 |
| Aço | 0,5 f_{yk} | 100 |
| Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas) | 5,0 | 100 |
| Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm | 5,0 | 75 |
| Raiz ^e | $\leq \varnothing 310$ mm = 15,0 | 75 |
| | $\geq \varnothing 400$ mm = 13,0 | |
| Microestaca ^e | 15,0 | 75 |
| Trado vazado segmentado | 5,0 | 50 |
| Franki | 7,0 | 100 |
| Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm | 4,0 | 100 |
| Strauss | 4,0 | 100 |

^a Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

^b Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

- áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado.
- onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
- quando não houver variação do processo executivo padrão.
- quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

^c Quando as condições desta Tabela não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

^d As provas de cargas executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

^e Diâmetros de perfuração conforme o Anexo K da norma.

Fonte: NBT 6122 (ABNT, 2022, p. 40).

Além disso, a NBR 16903 (ABNT, 2020) apresenta quatro maneiras de execução do carregamento do ensaio de prova de carga estática em estaca: lento ou prova e carga estática – PCE; rápido – PCR; misto, lento seguido de rápido – PCM; e, cíclico lento – PCCL ou rápido – PCCR. Visto que, o início do carregamento deve respeitar o prazo de no mínimo 3 dias a partir da instalação da estaca-teste se

o solo for não coesivo e 10 dias para solos com comportamento coesivos e, para estacas moldada *in loco*, esse prazo é dado de maneira a garantir que a resistência da estaca seja compatível com a carga máxima de ensaio.

2.4.1.1. Ensaio de carregamento lento (PCE)

Nesse tipo de ensaio a carga deve ser aplicada em estágios iguais e sucessivos, não ultrapassando, em cada estágio, 20% da carga de trabalho prevista para a estaca-teste. Ainda, essa carga deve ser mantida em cada ciclo por no mínimo 30 minutos ou até a estabilização dos deslocamentos, sendo alcançada quando a diferença entre duas leituras sucessivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento que houve no estágio (ABNT NBR 16903:2020).

Ainda, segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020), as leituras dos deslocamentos devem ser feitas a partir da aplicação da carga e nos períodos de 5, 10, 15 e 30 minutos. Se não for atingida a estabilização após essa marca, devem-se realizar leituras com intervalos de 15 minutos até a estabilização, com o tempo mínimo de 60 minutos. Caso ainda não seja atingida a estabilização, o estágio fica limitado ao tempo de 120 minutos.

Ademais, se não houver ruptura nítida após o último estágio de carregamento, deve-se manter o carregamento por 12 horas para realizar uma leitura antes de iniciar o descarregamento. Por sua vez, o descarregamento deve ser feito em 4 estágios no mínimo, sendo cada estágio mantido até a estabilização do deslocamento com tempo mínimo de 15 minutos. Por fim, uma leitura deve ser realizada após a retirada de toda a carga e outra 30 minutos depois (ABNT NBR 16903:2020).

2.4.1.2. Ensaio de carregamento rápido (PCR)

A NBR 16903 (ABNT, 2020) prescreve que esse tipo de carregamento deve ser feito em estágios iguais e sucessivos sem exceder 10% da carga de trabalho da estaca-teste. E, cada estágio não depende da estabilização dos deslocamentos, que deve ser mantido por 10 minutos, podendo ser reduzido para 5 minutos se for um caso especial, como fundações de torres de linhas de transmissão.

As leituras em cada ciclo devem ser realizadas no início quando a carga é aplicada e no final. Além disso, quando se encerra o último estágio, é necessário fazer quatro leituras nos tempos de 30, 60, 90 e 120 minutos (ABNT NBR 16903:2020).

Para a execução do descarregamento, a NBR 16903 (ABNT, 2020) descreve que devem ser realizados quatro estágios, no mínimo, sendo cada mantido por 10 minutos. As leituras devem ser feitas uma após a descarga total do sistema e outra 30 minutos depois.

2.4.1.3. Ensaio de carregamento misto – lento seguido de rápido (PCM)

O ensaio de prova de carga de carregamento misto (lento seguido de rápido) deve ser realizado com carregamento lento (descrito no item 2.4.1.1) até 1,2 vez a carga de trabalho da estaca e, posteriormente, deve ser executado o ensaio com carregamento rápido conforme apresentado no item 2.1.4.2. Entretanto, caso o ensaio seja interrompido por algum motivo, deve-se descarregar totalmente a estaca, realizando leituras dos deslocamentos até a sua estabilização e iniciar novamente a prova de carga, apresentando no relatório as novas leituras. A retomada do ensaio deve ser feita com carregamento rápido até o estágio que havia sido executado e, em seguida, continuar com o plano de cargas inicial (ABNT NBR 16903:2020).

2.4.1.4. Ensaio de carregamento cíclico lento (PCCL)

Esse tipo de carregamento deve ser feito, conforme apresentado na NBR 16903 (ABNT, 2020), em ciclos de carga-descarga com incrementos iguais e sucessivos que não ultrapasse 20% da carga de trabalho prevista para a estaca-teste. E, a carga máxima aplicada de uma só vez em cada ciclo de carga-descarga deve permanecer até a estabilização dos deslocamentos e por 30 minutos no mínimo.

Ademais, as leituras dos deslocamentos e o descarregamento devem ser executados conforme o ensaio com carregamento lento, apresentado no item 2.4.1.1.

2.4.1.5. Ensaio de carregamento cíclico rápido (PCCR)

A norma que rege o ensaio de prova de carga estática em fundação profunda (ABNT NBR 16903:2020) define que o carregamento cíclico rápido deve ser feito em ciclos de carga-descarga com incrementos sucessivos sem exceder 10% da carga de trabalho da estaca-teste. Além disso, a aplicação da carga máxima, feita de uma vez só, não depende da estabilização dos deslocamentos e deve permanecer por 10 minutos. Ainda, para garantir que a resistência por atrito lateral chegue ao máximo e ocorra a utilização da resistência de ponta, o recalque máximo do topo deve ser de, no mínimo, 10 a 20% o diâmetro da estaca, para as cargas máxima dos ciclos finais.

E, o descarregamento da estaca e as leituras dos deslocamentos devem ser realizados como na prova de carga executado com carregamento rápido, descrita no item 2.4.1.2.

2.4.2. Dimensionamento

A NBR 16903 (ABNT, 2020) descreve que os elementos de reação do ensaio de prova de carga devem ser dimensionados conforme a NBR 6122 (ABNT, 2022) quando usado estacas de reação. Ainda, essa norma prevê que “A distância mínima entre o sistema de reação e a estaca-teste deve ser de 3 vezes o diâmetro equivalente da estaca-teste e no mínimo 1,5 m, medida do eixo da estaca-teste ao eixo o elemento de reação.” (p. 05).

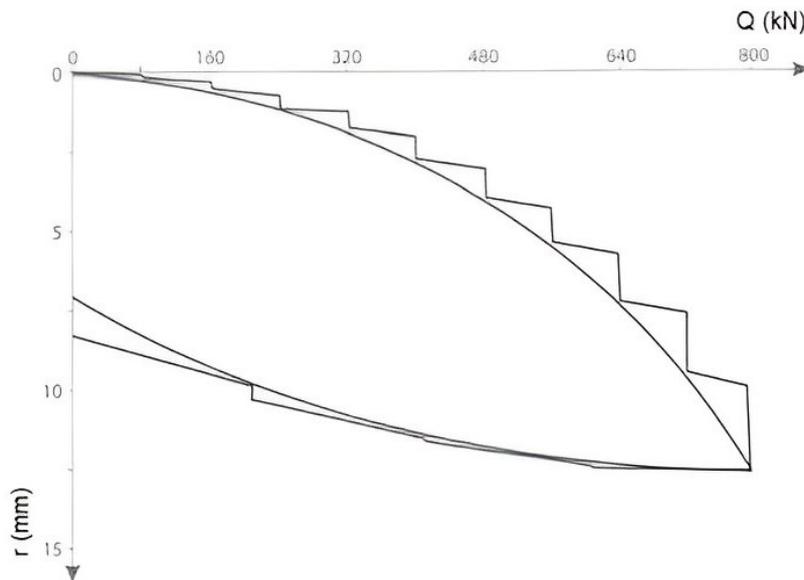
O cálculo da tração para prever a quantidade de estacas de reação necessária na prova de carga pode ser realizado a partir dos resultados da estimativa de capacidade de carga. Para isso, alguns autores recomendam cautela para a escolha da carga admissível de tração, calculando através da redução do valor da carga admissível de compressão ou pela adoção de um fator de segurança em relação à carga de ruptura lateral (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.4.3. Curva carga-recalque

O principal resultado obtido através do ensaio de prova de carga estática executada em fundações é a curva de carga vs recalque, sendo o eixo das

abscissas representado pela carga Q (kN) e o eixo das ordenadas pelo recalque r (mm). Dessa maneira, a curva é gerada a partir dos pontos referentes ao final de cada estágio de carregamento conforme o Gráfico 1, que também apresenta segmentos horizontais indicando as trajetórias das cargas e os verticais indicando os deslocamentos durante a carga e descarga dos carregamentos nos estágios (CINTRA; AOKI, 2013).

Gráfico 1 - Curva carga vs recalque com representação dos estágios

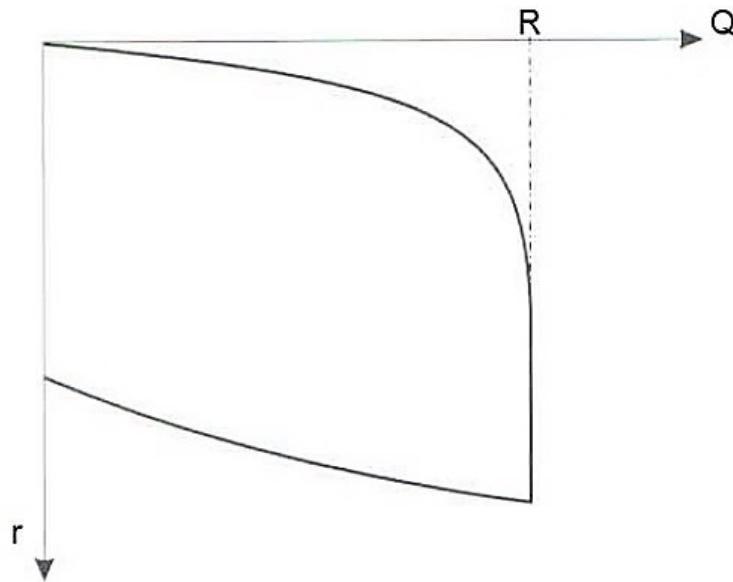


Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2013, p. 71).

Cintra e Aoki (2013) descrevem que há três tipos de ruptura geotécnica, quando a carga não causa dano à estrutura, em provas de carga estáticas: ruptura nítida, ruptura física e ruptura convencional.

A ruptura nítida ocorre quando os recalques são incessantes, continuam a acontecer mesmo sem acréscimo de carga e, o sistema solo-estaca atinge a máxima resistência suportada. Sendo assim, para esse modo de ruptura não há a necessidade de realizar uma interpretação do gráfico para obter o valor da capacidade de carga, pois acontece a verticalização da curva carga vs recalque, facilitando a identificação do valor da carga de ruptura, conforme mostra o Gráfico 2 (CINTRA; AOKI, 2013).

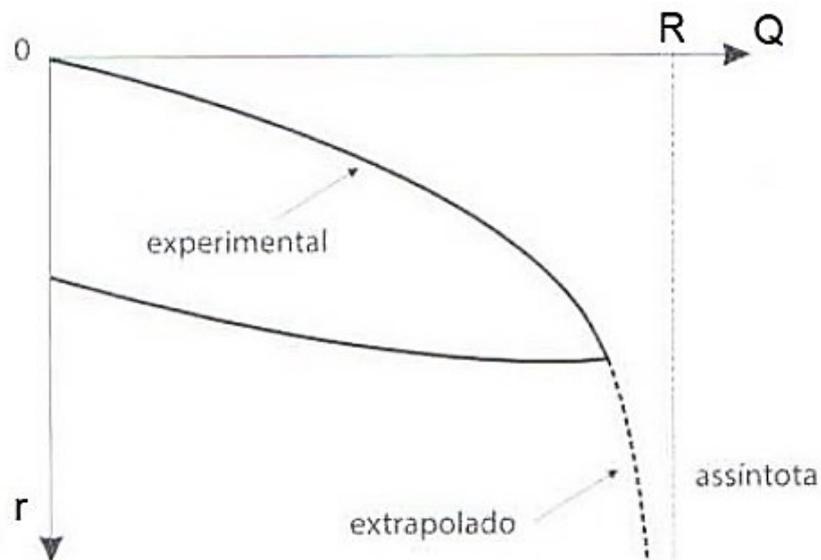
Gráfico 2 - Curva carga vs recalque com ruptura nítida



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2013, p. 72).

O segundo modo de ruptura é o físico, no qual a curva carga vs recalque compõe uma parte de um gráfico assintótico a uma reta vertical. Nesse caso, não é possível obter o valor da capacidade de carga, pois a ruptura está próxima a recalques muito elevados, tendendo ao infinito. O Gráfico 3 representa esse tipo de ruptura.

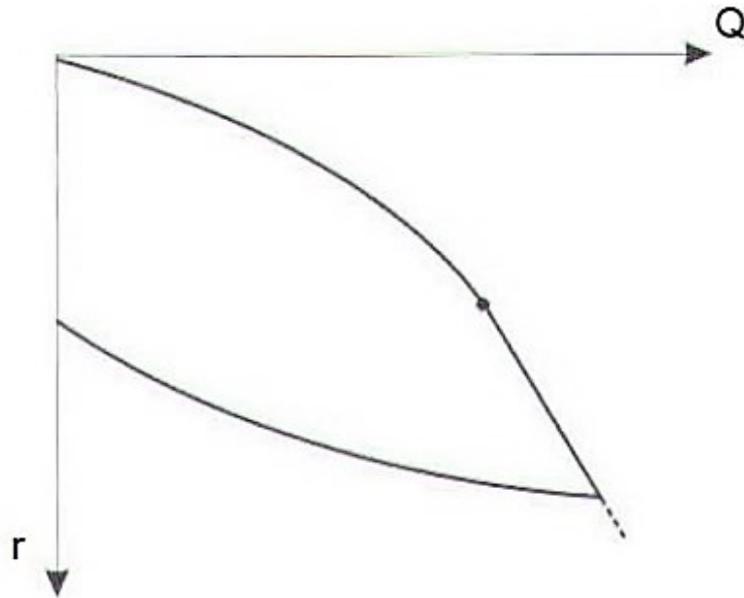
Gráfico 3 - Curva carga vs recalque com ruptura física



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2013, p. 72).

Por fim, a ruptura convencional não define o comportamento de uma ruptura nítida nem de uma ruptura física, pois a curva não apresenta indício de ruptura ou um limite para a mobilização de resistência do sistema estaca-solo com o aumento da carga. Em decorrência disso, adota-se um ponto arbitrário na curva para corresponder à capacidade de carga, o que resulta na possibilidade de existirem valores além da carga de ruptura.

Gráfico 4 - Curva carga vs recalque aberta sem ruptura nítida ou física



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2013, p. 73).

Ademais, curvas que apresentam comportamento de continuidade como se não tivessem atingido a ruptura são ditas abertas, assim como os gráficos de ruptura física e convencional (Gráficos 3 e 4). As curvas abertas têm essa característica pois, caso não fossem interrompidas, mais resistência seria mobilizada em conjunto do aumento do recalque (CINTRA; AOKI, 2013).

2.4.4. Método NBR 6122 (ABNT, 2022)

A norma de projeto e execução de fundações (ABNT NBR 6122:2022) prescreve que quando o resultado da curva carga vs recalque não apresenta uma ruptura nítida, seja quando a carga de ruptura é superior à carga máxima prevista para aplicação ou quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados,

pode-se extrapolar a curva para avaliar a capacidade de carga com a reta descrita pela Equação 11. O Gráfico 5 apresenta a interseção da curva com essa reta.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (11)$$

Onde:

Δ_r = Recalque de ruptura convencional;

P_r = Carga de ruptura convencional;

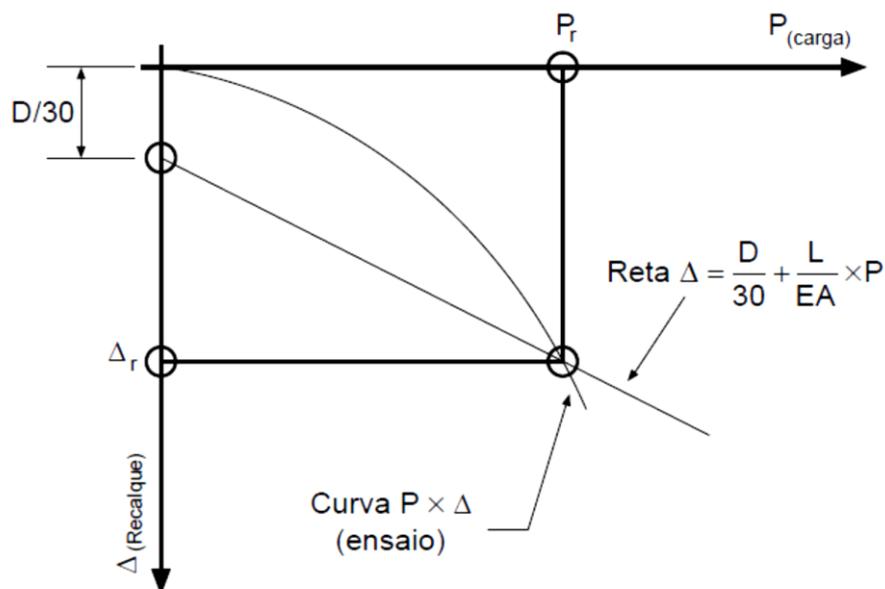
L = Comprimento da estaca;

A = Área da seção transversal da estaca (estrutural);

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

D = Diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca.

Gráfico 5 - Carga de ruptura convencional segundo NBT 6122 (ABNT, 2022)



Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022).

Ainda, caso não seja possível obter o módulo de elasticidade da estaca conforme o ensaio estabelecido na NBR 8522 (ABNT, 2021), esse valor pode ser estimado, em MPa, pela Equação 12, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$E = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (12)$$

2.4.5. Método de Van der Veen (1953)

Esse método faz a determinação da carga de ruptura por tentativas e é muito utilizado no Brasil (NIYAMA; AOKI; CHAMEKI, 1998). Dessa forma, Van der Veen (1953) apresenta uma metodologia mais teórica, na qual a curva carga vs recalque é dada pela Equação 13.

$$Q = Q_{max} (1 - e^{-\alpha r}) \quad (13)$$

Onde:

Q_{max} = Carga de ruptura da estaca;

r = Recalque devido ao carregamento Q ;

α = Coeficiente que define a forma da curva.

Para verificar qual o valor da carga de ruptura, é necessário plotar a curva r vs $-\ln(1 - \frac{Q}{Q_{max}})$ adotando valores para Q_{max} até que gere uma reta (VAN DER VEEN, 1953).

Além do mais, foi proposta por Aoki (1976 *apud* CINTRA; AOKI, 2013) uma alteração no método de Van der Veen (1953), deixando de impor que a curva passe pela origem do sistema de coordenadas. A Equação 14 apresenta a alteração realizada, com a inserção de b , sendo esse o ponto de interseção da reta procurada pelo método com o eixo das abscissas.

$$Q = Q_{max} (1 - e^{-(\alpha r + b)}) \quad (14)$$

Van der Veen (1953) também demonstra a importância de realizar as leituras após a estabilização dos recalques, pois essas são influenciadas pelo tempo de cada estágio de carregamento.

3. METODOLOGIA

Nesse capítulo está descrita a área de estudo deste trabalho e sua formação geológica e estão apresentados os parâmetros de cálculo adotados e as considerações feitas para realizar as análises. As etapas necessárias para executar este estudo de caso estão apresentadas no fluxograma da Figura 7 e são detalhadas posteriormente.

Figura 7 – Fluxograma das etapas deste trabalho

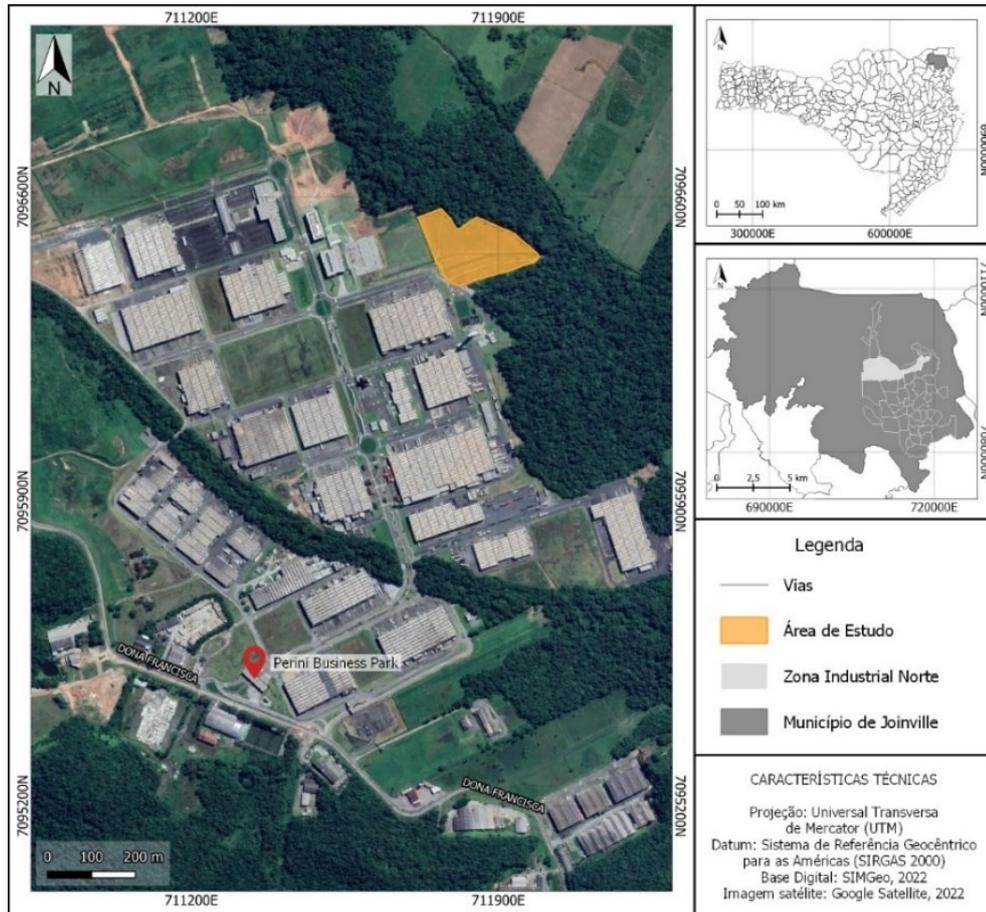


Fonte: Autora (2022).

3.1. ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se localiza no Perini Business Park, no município de Joinville em Santa Catarina, como apresentado na Figura 8. Essa área é um campo experimental da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) utilizada para realizar ensaios e avaliações destinados à pesquisa na área de fundações.

Figura 8 – Mapa de localização



Fonte: Autora (2022).

Os aspectos físicos regionais são peculiares da geomorfologia da planície litorânea de clima subtropical. A geologia da região é pouco diversificada no que diz respeito ao número de unidades, restringindo-se às coberturas e sedimentos recentes do Cenozoico e Complexo Granulítico de Santa Catarina (CPRM, 2011).

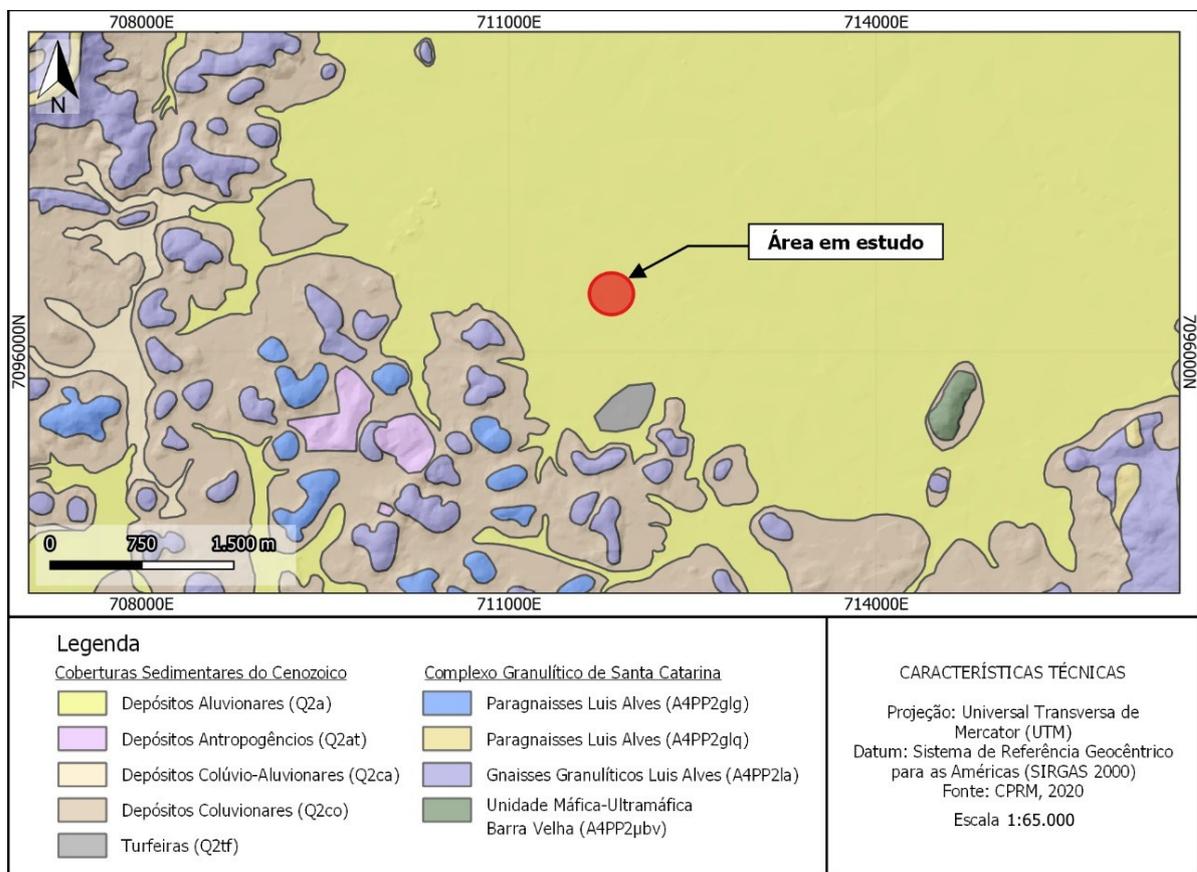
O local estudado está inserido na Província Geotectônica da Mantiqueira que na área é representada pelo Cráton Luís Alves e pelo Bloco Paranaguá, eminentemente granítico. O domínio geológico dessa área é planície costeira, que inclui o perímetro urbano, zonas rurais e margens dos rios e da Baía da Babitonga da cidade de Joinville e está representado pelos depósitos recentes inconsolidados da Era Cenozóica do Período Quaternário (CPRM, 2021).

Os depósitos da área de estudo são do tipo aluvionares (Q2a), como se pode observar no mapa geológico da Figura 9. Esses depósitos são originados pela sedimentação dos rios que passam pela cidade, que podem ser de carga arenosa ou carga argilosa. São predominantemente constituídos por areias grossas a finas,

cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos e se pode encontrar alguns minerais como quartzo, caulinita, microclínio, montmorilonita, nontronita, gibbsita e hornblenda magnésiana em áreas com esse tipo de depósitos (CPRM, 2021).

Além disso, nas proximidades da área de estudo se encontram locais de depósitos coluvionares (Q2co), que recebem sedimentos de processos de encostas como queda de blocos, fluxo de detritos ou de lama e são predominantemente siltico-argilosos e finos (CPRM, 2011).

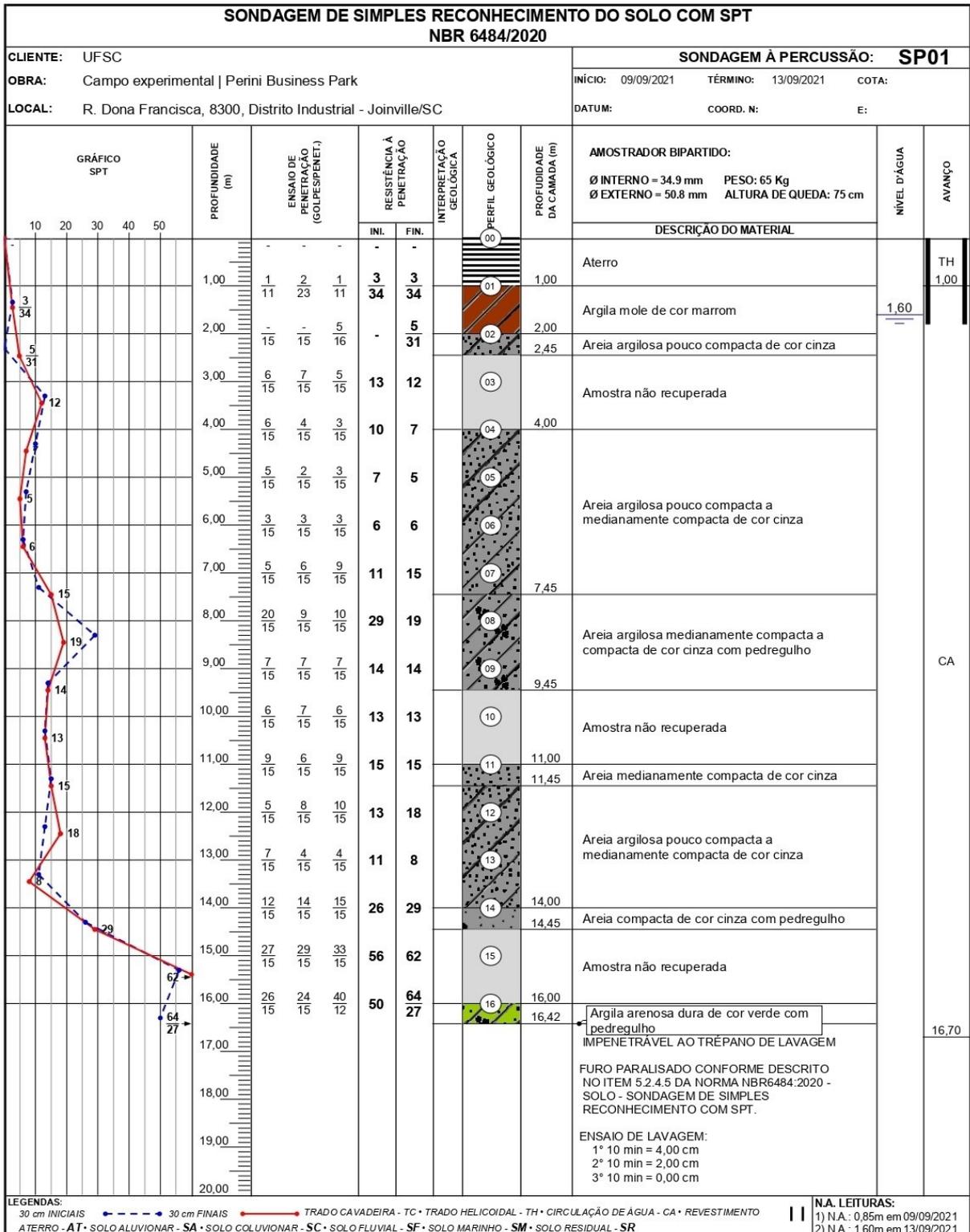
Figura 9 – Mapa geológico



Fonte: Adaptado de CPRM (2021).

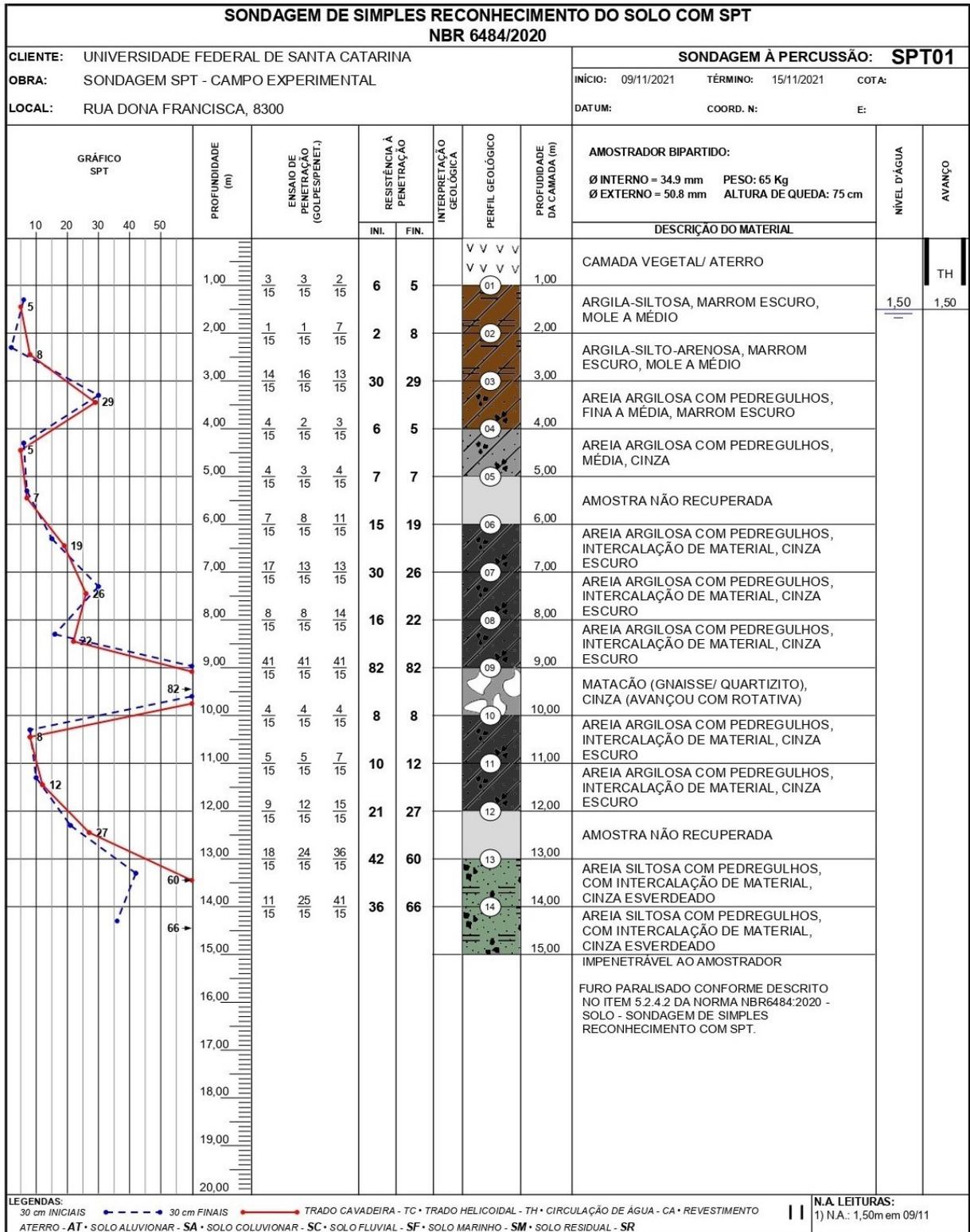
Na área de estudo foram executadas duas sondagens SPT em pontos próximos: a Sondagem I conforme demonstrado na Figura 10 e a Sondagem II, como apresentado o perfil na Figura 11. Esses boletins de sondagem apresentam os resultados de resistência à penetração (N_{SPT}) e os materiais do solo que serão utilizados no cálculo de previsão de capacidade de carga deste trabalho.

Figura 10 – Boletim de sondagem SPT realizado pela Sondagem I



Fonte: Empresa A (2021).

Figura 11 – Boletim de sondagem SPT realizado pela Sondagem II



LEGENDAS: 30 cm INICIAIS (red line), 30 cm FINAIS (blue line), TRADO CAVADEIRA (red line), TC (red line), TRADO HELICOIDAL (red line), TH (red line), CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA (red line), REVESTIMENTO (red line), ATERRO - AT (red line), SOLO ALUVIONAR - SA (red line), SOLO COLUVIONAR - SC (red line), SOLO FLUVIAL - SF (red line), SOLO MARINHO - SM (red line), SOLO RESIDUAL - SR (red line)

N.A. LEITURAS:
1) N.A.: 1,50m em 09/11

Fonte: Empresa B (2021).

3.2. ANÁLISE DOS BOLETINS DE SONDAAGEM

Analisando o resultado do boletim de Sondagem I se pode observar que o solo é composto por areia argilosa de 2 a 9 metros com presença de pedregulho em algumas profundidades e resistência à penetração (N_{SPT}) máxima de 19 para esse tipo de solo. Nas profundidades de 14 e 15 metros se encontram areia com N_{SPT} de 29 e 62, respectivamente, abaixo dessa camada há argila arenosa com baixa resistência à penetração, atingindo o impenetrável logo após essa profundidade.

Para a Sondagem II, o solo pode ser descrito como argila siltosa nos 2 metros abaixo da camada vegetal e areia argilosa com pedregulho até a profundidade de 12 metros, com uma camada de matacão de 9 a 10 m. Ainda, nos últimos 2 metros do boletim o solo se classifica com areia siltosa com pedregulhos. O maior valor de N_{SPT} obtido nas camadas de areia argilosa com pedregulho foi de 29 e valores máximos de 66 e 8 para areia siltosa e argila siltosa, respectivamente.

Na profundidade de 3 metros, para ambas as sondagens, há uma camada com resistência à penetração mais elevada que as camadas acima e abaixo dessa. Isso pode resultar na dificuldade de passagem das estacas pré-moldada e hélice contínua, mas não para a estaca metálica, devido a sua elevada resistência do aço.

Com relação à aplicação dos métodos semiempíricos, para realizar os cálculos das provas de carga foram feitas algumas considerações sobre o tipo de solo, visto que a definição dos coeficientes e fatores utilizados nos métodos não apresentam valores específicos para solos variados. Dessa maneira, para o método Aoki e Velloso (1975) o tipo de solo é limitado à Tabela 8 do item 2.3.1, então as amostras não recuperadas foram consideradas como solo arenoso.

Para o método Décourt e Quaresma (1978), os fatores são dados pela divisão de argilas, solos intermediários e areia. Assim, solos sem predominância de argila ou areia foram incluídos em solos intermediários, o restante se classificou conforme a principal composição em argila ou areia. Ainda, para a definição do coeficiente característico do solo (dado pela Tabela 10 do item 2.3.2), divide-se entre argila, silte argiloso, silte arenoso e areia para a classificação, entretanto como não há camadas siltosas nos boletins de sondagens, os solos foram incluídos em argila e areia.

Além disso, foram estimados os parâmetros geotécnicos para esses boletins com base no valor de N_{SPT} . Para as areias foi calculado o ângulo de atrito interno do

solo conforme as Equações 1 e 2 do item 2.1 e para as argilas foi obtido o valor da resistência não-drenada, conforme proposto por Stroud (1974) no item 2.1. A Equação 15 foi utilizada para realizar o cálculo.

$$S_u = 4,5 \cdot N_{SPT} \quad (15)$$

O peso específico natural também foi estimado para ambos os tipos de solo seguindo as Tabelas 2 e 3 apresentadas no mesmo item.

3.3. CONSTRUÇÃO DE PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Para a execução dos cálculos de previsão da capacidade de carga foram elaboradas planilhas no *software* Excel para os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), escolhidos em decorrência da elevada utilização no Brasil para o dimensionamento de fundações em estacas. Nessas planilhas é possível modificar o tipo da estaca utilizada, bem como suas características, como área e perímetro de acordo com as definições escolhidas no projeto.

O fator de segurança utilizado para o cálculo da carga de ruptura admissível é da ordem 2, no método de Aoki e Velloso (1975), conforme sugerido pelos autores e pela NBR 6122 (ABNT, 2022) e para o método de Décourt e Quaresma (1978) está especificado no item 2.3.2.

3.4. CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

A estimativa da capacidade de carga foi realizada pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978) a partir dos resultados obtidos com os ensaios SPT da Sondagem I e da Sondagem II com o auxílio das planilhas do *software* Excel. Os cálculos foram feitos com cada boletim de sondagem e com 3 tipos de estacas: pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica.

A escolha das estacas para fazer a análise foi devido a apresentarem diferentes comportamentos e características entre si: estacas pré-moldadas de concreto tem facilidade em passar por camadas moles e possui elevada resistência à compressão, estacas hélice contínua se adapta na maioria dos tipos de terrenos e

apresenta alta capacidade de carga e estacas metálicas apresentam resistência à compressão e flexão. Os parâmetros dessas estacas adotados para o cálculo estão apresentados na Tabela 14, sendo que para a estaca pré-moldada de concreto foram retirados da Tabela 4 do item 2.2.1, para a estaca hélice contínua da Tabela 5 do item 2.2.2 e para a estaca metálica da Tabela 6 do item 2.2.3.

Tabela 14 – Parâmetros das estacas escolhidos para cálculo

| Tipo de estaca | Parâmetros | | | Carga Estrutural Admissível (kN) |
|---|----------------------|---------------|------------------------|----------------------------------|
| | Dimensão | Perímetro (m) | Área (m ²) | |
| Pré-moldada de concreto armado, quadrada maciça | (20 x 20) cm | 0,78 | 0,038 | 490 |
| Hélice contínua | Ø30 cm | 0,942 | 0,071 | 450 |
| Metálica – Perfil I | 200 x 22,5 mm x kg/m | 0,79 | 0,0029* | 440 |

*Área do perfil metálico, não foi considerada a ocorrência de embuchamento.

Fonte: Autora (2022).

A análise dos resultados de capacidade de carga foi realizada com base na profundidade definida de 12 metros, visto que esse é o comprimento máximo das estacas pré-moldadas de concreto, usualmente. Pode-se então comparar e discutir as resistências obtidas pelos dois métodos utilizados e para os dois boletins de sondagem.

3.5. PROJETOS PARA PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Conforme a Tabela 13 do item 2.4.1, a prova de carga deve atingir pelo menos duas vezes o valor da carga admissível quando executada com o objetivo de avaliar o desempenho. Diante disso, o valor do carregamento da prova de carga foi calculado pelo dobro da resistência admissível previsto pelos métodos semiempíricos conforme descrito no item 3.2.3.

Além disso, a quantidade de estacas de reação foi dada a partir do resultado da tração suportada por cada estaca geotécnica para compor o sistema, calculada conforme descrito no item 2.4.2, adotando-se um fator de segurança da ordem 2,

utilizando o valor de resistência admissível obtido. A disposição das estacas de reação no sistema foi feita com base no item 2.4.2 e demonstrada em planta.

Como as estacas de reação estão submetidas a esforços tração é necessário que as estacas pré-moldada de concreto e hélice contínua sejam armadas. Para isso, foi utilizada a Equação 16 para o cálculo da armadura necessária para as estacas.

$$A_s = \frac{R_{tração}}{f_{yd}} \quad (16)$$

Onde:

$R_{tração}$ = Valor da resistência à tração geotécnica;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço (calculado pela razão entre a resistência ao escoamento do aço e o coeficiente de ponderação da resistência do aço).

O aço CA-50 foi considerado nos cálculos para ambas as estacas, com resistência de escoamento igual a 500 MPa e coeficiente de ponderação de 1,15.

Foram feitas algumas considerações sobre a armadura: adotaram-se estribos de bitola 6,3 mm; e, para a estaca hélice contínua se utilizou estribo helicoidal e a armadura foi levada até a profundidade de análise.

4. RESULTADOS

Nesse capítulo estão apresentados os resultados dos parâmetros geotécnicos a partir das resistências à penetração do solo e da previsão de capacidade de carga para os dois boletins de sondagens com os três tipos de estacas determinados. Posteriormente, apresentam-se os resultados da resistência de arrancamento (tração) calculados para especificar os sistemas de reação para provas de carga que venham a ser executadas e como as estacas devem ser dispostas.

4.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTIMADOS

Os resultados para a Sondagem I do ângulo de atrito, resistência não-drenada e peso específico estão apresentados na Tabela 15 e para a Sondagem II na Tabela 16. Para o cálculo foram feitas as seguintes considerações: camadas de areia argilosa e areia siltosa como solos inteiramente granular e camadas com predominância de argila como inteiramente coesivas.

Tabela 15 – Parâmetros geotécnicos do solo estimados pela Sondagem I

| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Φ (Teixeira) (°) | Φ (Hatanaka e Uchida) (°) | Su (Stroud) (kPa) | γ (kN/ m ³) |
|-----------|----------------|------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Argila | 3 | - | - | 14 | 15 |
| 2 | Areia argilosa | 3 | 23 | 27 | - | 19 |
| 3 | Areia | 12 | 32 | 34 | - | 20 |
| 4 | | 7 | 28 | 30 | - | 19 |
| 5 | | 5 | 26 | 29 | - | 19 |
| 6 | Areia argilosa | 6 | 27 | 30 | - | 19 |
| 7 | | 15 | 34 | 35 | - | 20 |
| 8 | | 19 | 36 | 37 | - | 21 |
| 9 | | 14 | 33 | 35 | - | 20 |
| 10 | | 13 | 33 | 34 | - | 20 |
| 11 | Areia | 15 | 34 | 35 | - | 20 |
| 12 | Areia argilosa | 18 | 36 | 37 | - | 20 |
| 13 | | 8 | 29 | 31 | - | 19 |
| 14 | | 29 | 41 | 41 | - | 21 |
| 15 | Areia | 50 | 50 | 48 | - | 21 |
| 16 | Argila arenosa | 50 | - | - | - | 13 |

Fonte: Autora (2022).

Tabela 16 – Parâmetros geotécnicos do solo estimados pela Sondagem II

| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Φ (Teixeira) (°) | Φ (Hatanaka e Uchida) (°) | Su (Stroud) (kPa) | γ (kN/ m ³) |
|-----------|----------------------|------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Argila siltosa | 5 | - | - | 23 | 15 |
| 2 | Argila silto-arenosa | 8 | - | - | 36 | 17 |
| 3 | Areia argilosa | 29 | 41 | 41 | - | 21 |
| 4 | | 5 | 26 | 29 | - | 19 |
| 5 | Areia | 7 | 28 | 30 | - | 19 |
| 6 | | 19 | 36 | 37 | - | 21 |
| 7 | | 26 | 40 | 40 | - | 21 |
| 8 | Matacão | 22 | 38 | 38 | - | 21 |
| 9 | | 50 | - | - | - | - |
| 10 | Areia argilosa | 8 | 29 | 31 | - | 19 |
| 11 | | 12 | 32 | 34 | - | 20 |
| 12 | Areia | 27 | 40 | 40 | - | 21 |
| 13 | | 50 | 50 | 48 | - | 21 |
| 14 | Areia siltosa | 50 | 50 | 48 | - | 21 |

Fonte: Autora (2022).

4.2. PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

Os resultados apresentados para as estacas são das resistências de ponta, lateral acumulada, total e admissível para as duas sondagens analisadas na profundidade de 12 metros. As planilhas utilizadas nos cálculos com os resultados das demais profundidades estão mostradas nos Apêndices.

4.2.1. Estaca pré-moldada de concreto

Primeiramente, estão apresentados os resultados utilizando o ensaio de SPT da Sondagem I na Tabela 17 para a profundidade analisada e, na Tabela 18 estão os resultados com base na Sondagem II para a mesma profundidade.

Tabela 17 – Resultado das resistências para estaca pré-moldada de concreto em 12 metros a partir da Sondagem I

| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 187,43 | 496,46 | 683,89 | 341,94 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 218,67 | 442,67 | 661,33 | 395,18 |

Fonte: Autora (2022).

Tabela 18 – Resultado das resistências para estaca pré-moldada de concreto em 12 metros a partir da Sondagem II

| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 678,10 | 794,79 | 1472,88 | 736,44 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 474,67 | 677,33 | 1152,00 | 639,69 |

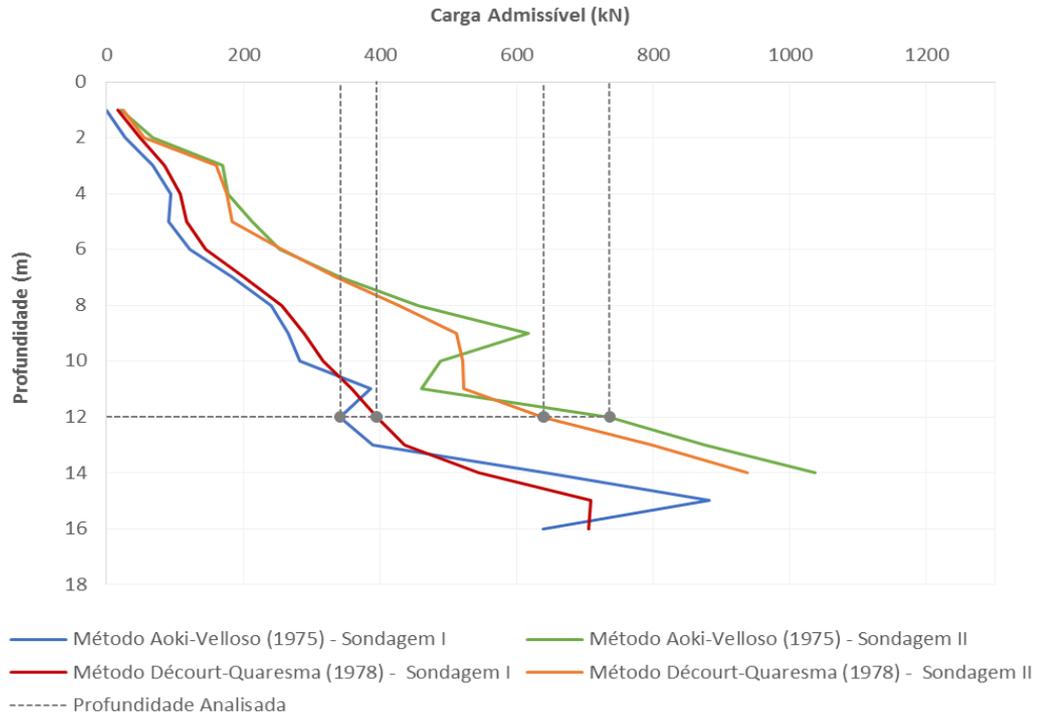
Fonte: Autora (2022).

Como é possível observar através desses resultados, a Sondagem I apresenta valores menores de resistências comparados aos da Sondagem II, visto que o N_{SPT} na profundidade analisada é 18 para a Sondagem I e 27 para a Sondagem II. Além disso, a resistência pelo método Aoki e Velloso (1975) se deu menor do que pelo método Décourt e Quaresma (1978), já que o solo foi classificado como uma areia argilosa pelo primeiro método e como areia pelo outro método.

Na Sondagem II o valor de N_{SPT} na profundidade analisada é igual a 27, sendo classificado como areia para os dois métodos, resultando em resistências maiores. Observa-se que pelo método Aoki e Velloso (1975) o valor de resistência admissível é mais elevado e, também, a resistência de ponta apresenta significativa diferença quando comparada com o resultado pelo método Décourt e Quaresma (1978).

Em seguida, o Gráfico 6 compara os valores de resistência admissível obtida para cada um dos métodos utilizados, com base nas duas sondagens, em função da profundidade, indicando os pontos de análise na profundidade de 12 metros.

Gráfico 6 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca pré-moldada de concreto para as Sondagens I e II



Fonte: Autora (2022).

Com base na observação do Gráfico 6 se percebe que os resultados para os dois métodos são semelhantes nas duas sondagens analisadas, com valores máximos de resistência admissível em profundidades próximas. Para a Sondagem I, esse valor se deu em 15 metros, profundidade na qual o solo apresenta N_{SPT} de 62, classificado como areia e logo abaixo, em 16 metros, um solo argiloso.

Já para a Sondagem II, a resistência admissível com maior valor se deu em 14 metros, onde o solo foi caracterizado como areia siltosa com N_{SPT} de 66 e, conforme o boletim de sondagem se atinge a camada impenetrável abaixo dessa profundidade.

4.2.2. Estaca hélice contínua

Os resultados das resistências utilizando a estaca hélice contínua se apresentam na Tabela 19 para a Sondagem I e na Tabela 20 para a Sondagem II, com os resultados dos dois métodos utilizados.

Tabela 19 – Resultado das resistências para estaca hélice contínua em 12 metros a partir da Sondagem I

| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 291,10 | 497,06 | 788,16 | 394,08 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 116,44 | 521,24 | 637,68 | 430,06 |

Fonte: Autora (2022).

Tabela 20 – Resultado das resistências para estaca hélice contínua em 12 metros a partir da Sondagem II

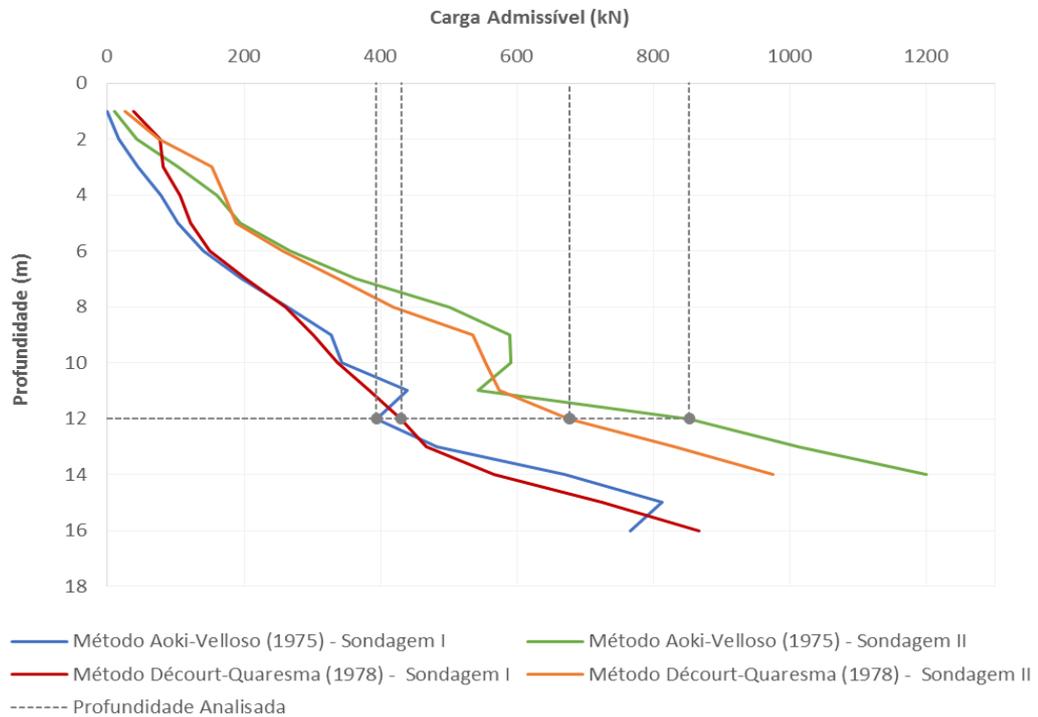
| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 1048,51 | 852,46 | 1704,91 | 852,46 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 251,64 | 797,96 | 1049,61 | 676,73 |

Fonte: Autora (2022).

Observando as tabelas de resultados, o método Aoki e Velloso (1975) resulta em valores significativamente maiores de resistência de ponta para ambas as sondagens. Essa diferença é mais discrepante para a Sondagem II, contudo a resistência admissível apresenta valores próximos, já que a resistência de ponta é limitada pela resistência lateral em estacas escavadas.

Em seguida, o Gráfico 7 mostra a comparação das cargas admissíveis para os métodos utilizando os dados das duas sondagens. Analisa-se que o comportamento para ambas as sondagens é semelhante e o valor máximo da carga admissível para a Sondagem II apresenta uma diferença notável entre os métodos.

Gráfico 7 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca hélice para as Sondagens I e II



Fonte: Autora (2022).

4.2.3. Estaca metálica

Utilizando a estaca metálica, os valores das resistências calculados estão nas Tabelas 21 e 22 a partir da Sondagem I e da Sondagem II, respectivamente, para o método Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 21 – Resultado das resistências para estaca metálica em 12 metros a partir da Sondagem I

| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 13,59 | 490,25 | 503,84 | 251,92 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 15,85 | 437,13 | 452,99 | 340,22 |

Fonte: Autora (2022).

Tabela 22 – Resultado das resistências para estaca metálica em 12 metros a partir da Sondagem II

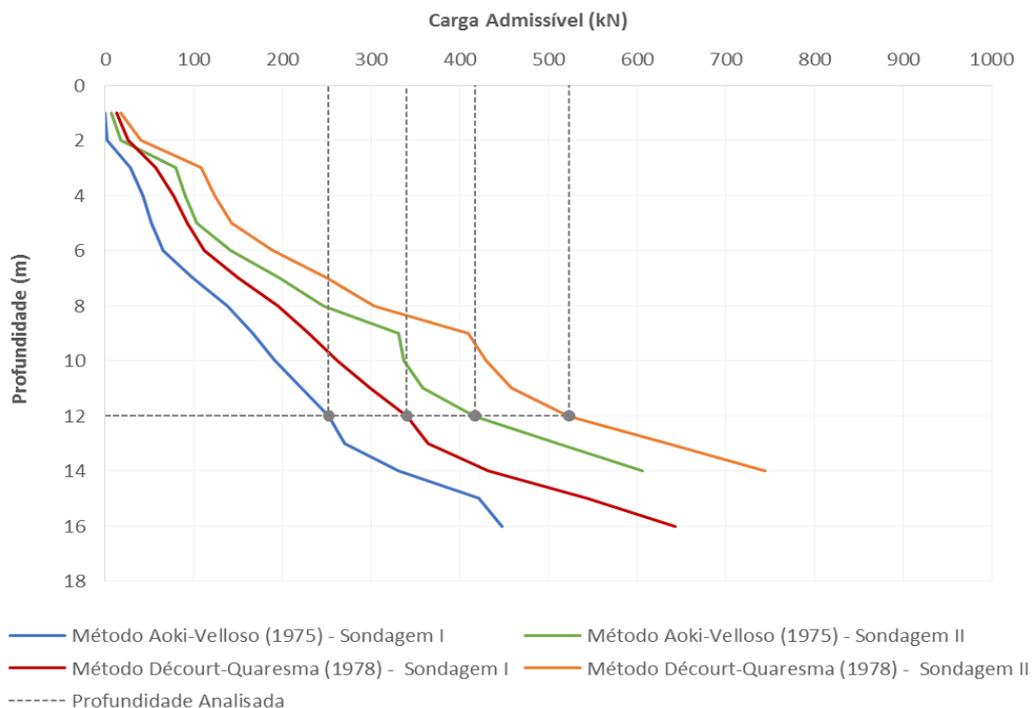
| Método | Resistência de Ponta (kN) | Resistência Lateral (kN) | Resistência Total (kN) | Resistência Admissível (kN) |
|---------------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Aoki e Velloso (1975) | 49,16 | 784,85 | 834,02 | 417,01 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 34,41 | 668,87 | 703,28 | 523,12 |

Fonte: Autora (2022).

Com base nessas tabelas, analisa-se que os resultados dessas resistências são semelhantes para os dois métodos na Sondagem I e na Sondagem II também, porém a Sondagem I apresenta valores menores.

No Gráfico 8 se encontra os comparativos da carga admissível entre o método Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para as Sondagens I e II. A partir disso, pode-se observar que os valores máximos de resistência admissível para as duas sondagens apresentam elevada diferença entre os métodos, sendo o método Décourt e Quaresma (1978) com resultados maiores nas duas sondagens.

Gráfico 8 – Comparação entre cargas admissíveis dos métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para estaca metálica para as Sondagens I e II



Fonte: Autora (2022).

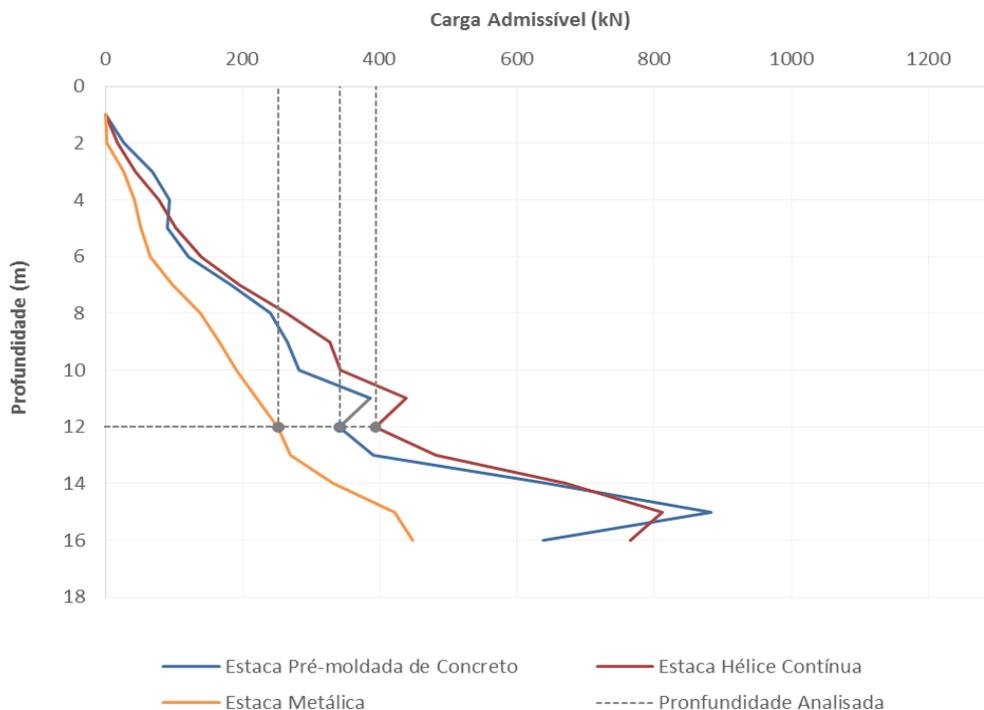
4.2.4. Comparação dos resultados entre as estacas

Os resultados das resistências também foram comparados entre as estacas escolhidas para cada boletim de sondagem, apresentados e analisados nesse item.

I. Sondagem I

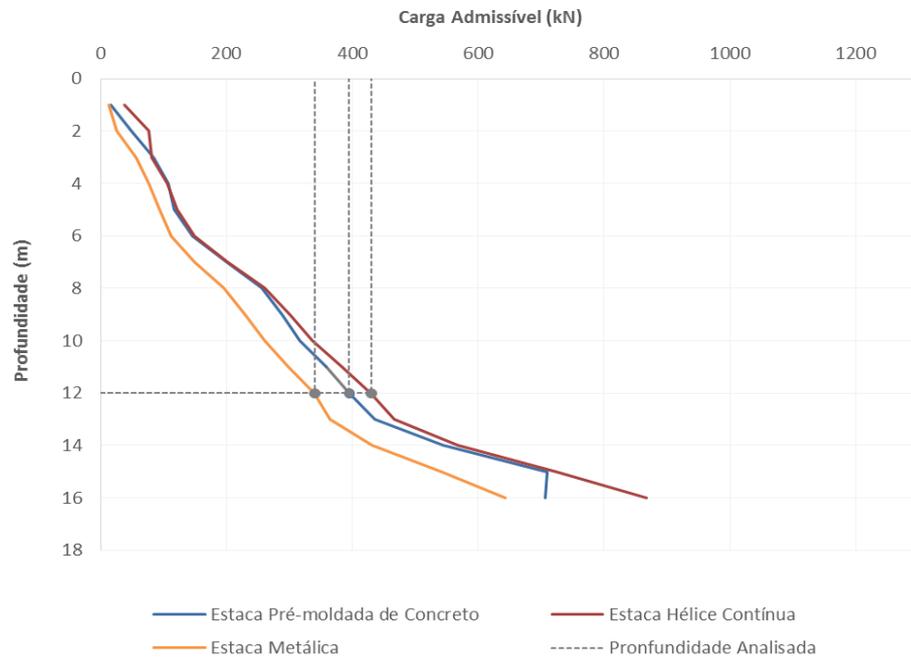
Com base nos resultados obtidos a partir da Sondagem I, foram comparados para os dois métodos as resistências admissíveis. O Gráfico 9 apresenta os valores para o método Aoki e Velloso (1975) e o Gráfico 10 para o método Décourt e Quaresma (1978).

Gráfico 9 – Comparação entre cargas admissíveis do método Aoki e Velloso (1975) para as estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica para a Sondagem I



Fonte: Autora (2022).

Gráfico 10 – Comparação entre cargas admissíveis do método Décourt e Quaresma (1978) das estacas analisadas para a Sondagem I



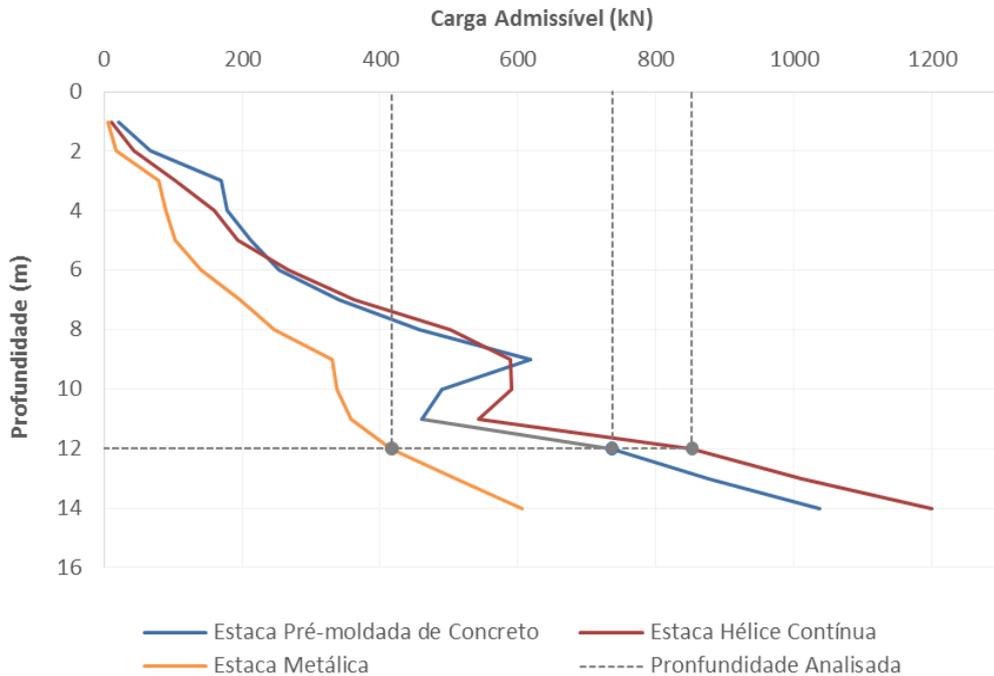
Fonte: Autora (2022).

Analisando os Gráficos 10 e 11 se percebe que a estaca hélice contínua tem resistência admissível maior nas condições analisadas e a estaca metálica apresenta valores menores dentre as três estacas, exceto na profundidade de 15 metros para o método Aoki e Velloso (1975), em que a estaca pré-moldada de concreto apresenta valor maior do que a estaca hélice contínua. O método Décourt e Quaresma (1978) resultou em valores mais semelhantes para as estacas, enquanto o método Aoki e Velloso (1975) apresenta diferenças maiores.

II. Sondagem II

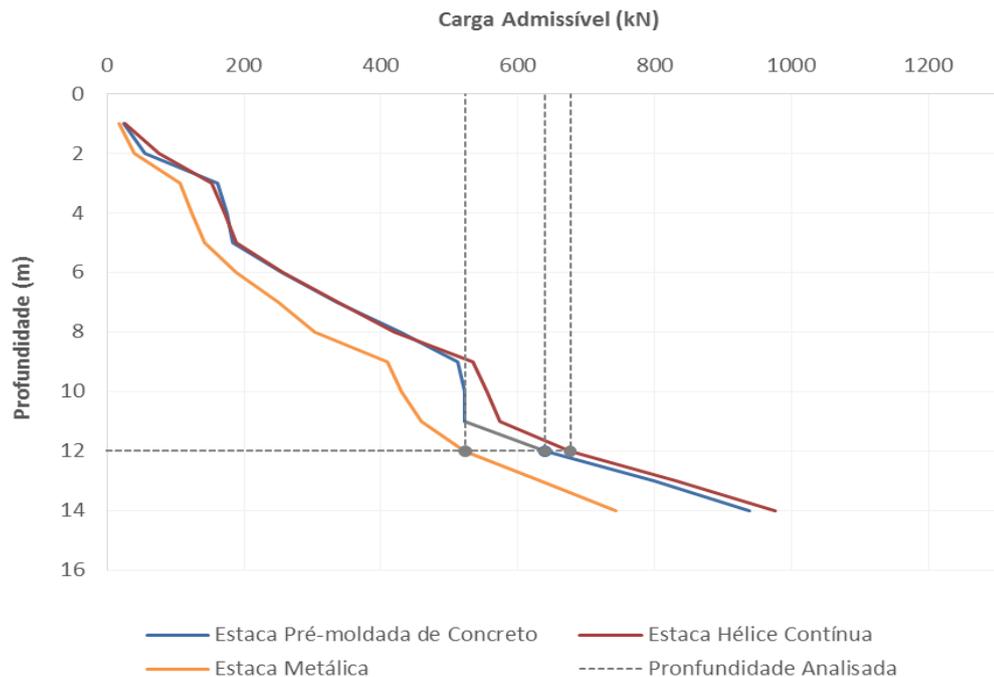
As comparações entre os resultados da Sondagem II estão apresentados nos Gráficos 11 e 12 para os métodos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), respectivamente.

Gráfico 11 – Comparação entre cargas admissíveis do método Aoki e Velloso (1975) das estacas analisadas para a Sondagem II



Fonte: Autora (2022).

Gráfico 12 – Comparação entre cargas admissíveis do método Décourt e Quaresma (1978) para as estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica para a Sondagem II



Fonte: Autora (2022).

Com base nos dois gráficos, é possível analisar que para o método Aoki e Velloso (1975) as variações entre os valores de resistência admissível são maiores e para os dois métodos as estacas pré-moldada de concreto e hélice contínua apresentam comportamentos semelhantes. A estaca metálica resultou em valores mais conservadores em ambos os métodos.

4.3. PROJETO DE PROVA DE CARGA

A especificação do sistema de reação para executar a prova de carga foi realizada com base nos resultados das cargas admissíveis para cada estaca apresentados no item 4.2. Em seguida, estão demonstrados quais os valores de carga a serem utilizadas para executar a prova de carga, a quantidade de estacas de reação, com base no resultado da resistência à tração calculada e a disposição do sistema de reação, em que as estacas de reação armadas são fixadas na viga metálica por meio de barras de aço do tipo Dywidag que são ancoradas nessas estacas.

Os resultados das resistências admissíveis utilizados foram retirados das planilhas pelo método Aoki e Velloso (1975) e pelo método Décourt e Quaresma (1978) para as Sondagens I e II. A Tabela 23 apresenta os valores de carga aplicada, tração e quantidade de estacas de reação para executar a prova de carga para a Sondagem I na profundidade analisada de 12 metros. Para a Sondagem II, os valores estão apresentados na Tabela 24, ambas para a estaca pré-moldada de concreto.

Tabela 23 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|-------------------------------------|---|
| Carga Admissível (kN) | 341,94 | 395,18 |
| Carga Aplicada (kN) | 683,89 | 790,36 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 248,23 | 221,33 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 3 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

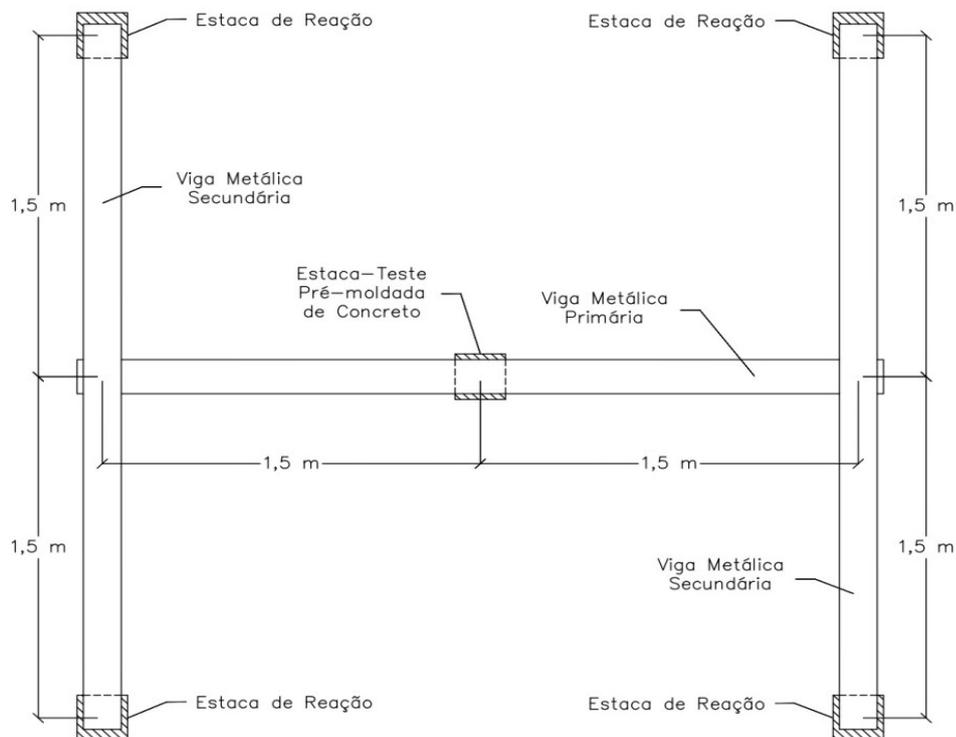
Tabela 24 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto com base na Sondagem II

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|------------------------------|----------------------------------|
| Carga Admissível (kN) | 736,44 | 639,69 |
| Carga Aplicada (kN) | 1472,88 | 1279,39 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 397,39 | 338,67 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 4 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

Os resultados de carga aplicada na prova de carga são semelhantes entre os métodos nas duas sondagens. A quantidade de estacas de reação resultou em quatro na maioria das análises, sendo possível definir um sistema de reação como modelo para utilizar na execução da prova de carga, apresentado na Figura 12.

Figura 12 – Sistema de reação para estaca-teste pré-moldada de concreto utilizando quatro estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

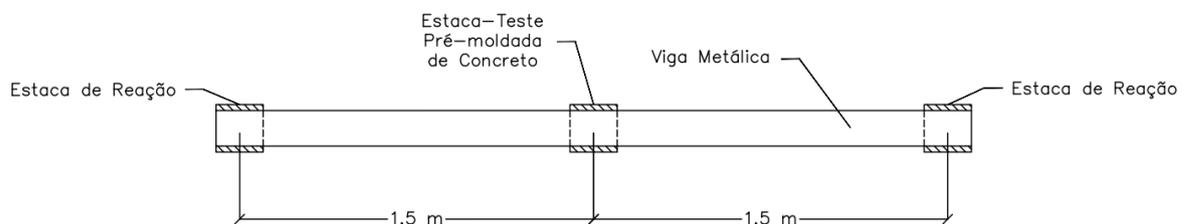
Também foi feito o cálculo de quantidade de estacas de reação para executar a prova de carga considerando a estaca de reação com 16 metros de profundidade e estaca-teste permanecendo em 12 metros, com base nos resultados obtidos pela Sondagem I. Essa análise foi feita com o intuito de diminuir a quantidade de estacas de reação na execução da prova de carga e, em consequência, diminuir seu custo. Na Tabela 25 estão apresentados os resultados obtidos e o sistema de reação utilizando a quantidade de estacas calculada está mostrado na Figura 13.

Tabela 25 – Especificação da prova de carga com estaca-teste pré-moldada de concreto em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|-------------------------------------|---|
| Carga Admissível (kN) | 341,94 | 395,18 |
| Carga Aplicada (kN) | 683,89 | 790,36 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 439,03 | 420,00 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 2 | 2 |

Fonte: Autora (2022).

Figura 13 – Sistema de reação para estaca-teste pré-moldada de concreto utilizando duas estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

Para a estaca hélice contínua, as especificações estão apresentadas nas Tabelas 26 e 27, respectivamente para a Sondagem I e Sondagem II para cada método utilizado no cálculo de capacidade de carga.

Tabela 26 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|-------------------------------------|---|
| Carga Admissível (kN) | 394,08 | 430,06 |
| Carga Aplicada (kN) | 788,16 | 860,13 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 248,53 | 260,62 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 4 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

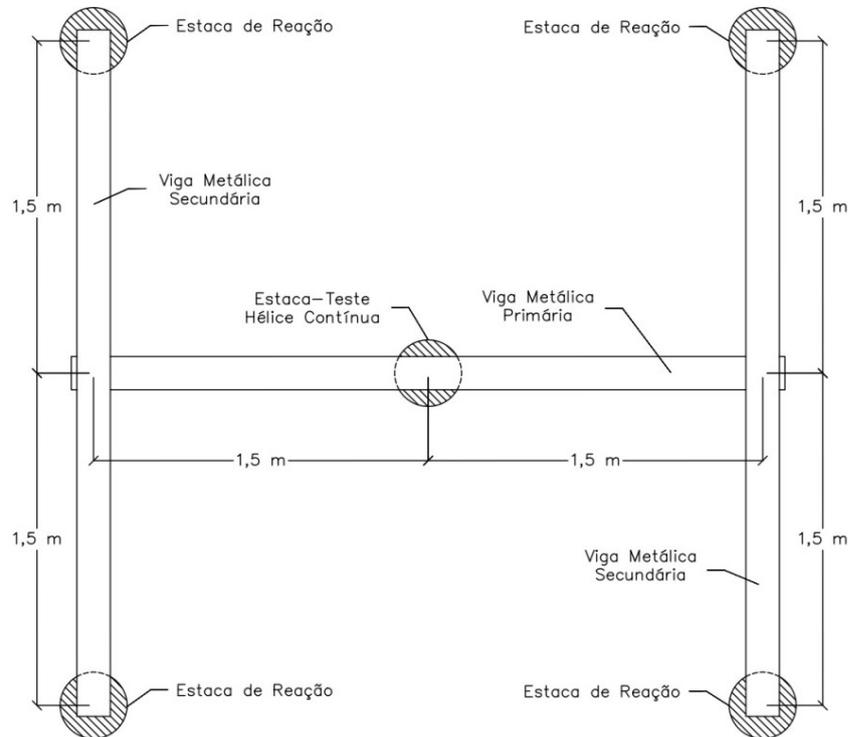
Tabela 27 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua com base na Sondagem II

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|-------------------------------------|---|
| Carga Admissível (kN) | 852,46 | 676,73 |
| Carga Aplicada (kN) | 1704,91 | 1353,46 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 426,23 | 398,98 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 4 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

Analisando os valores resultantes, percebe-se que para a Sondagem I a carga aplicada e a tração são semelhantes entre os métodos, diferente do que se apresenta para a Sondagem II, na qual somente a tração resultou em valores próximos. Entretanto, é possível criar um modelo da disposição das estacas de reação para a execução da prova de carga utilizando a estaca hélice contínua, devido ao mesmo resultado da quantidade de estacas de reação. A Figura 14 mostra como deve ser montado o sistema de reação.

Figura 14 – Sistema de reação para estaca-teste hélice contínua concreto utilizando quatro estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

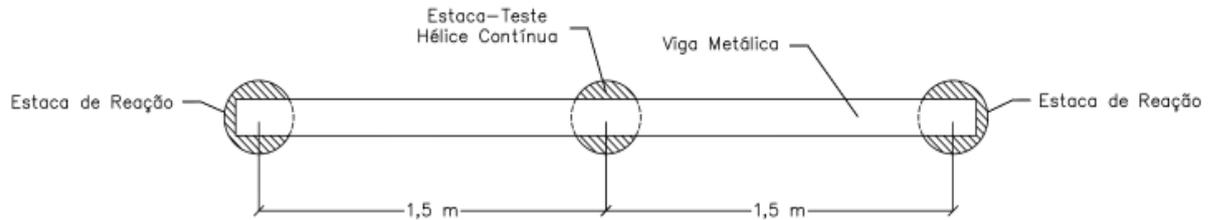
Para a estaca hélice contínua também foi feito o cálculo de quantidade de estacas de reação considerando a profundidade de 16 metros para essas estacas, com base nos resultados obtidos pela Sondagem I. Na Tabela 28 estão apresentados os resultados obtidos e a Figura 15 mostra o sistema de reação utilizando a quantidade de estacas calculada.

Tabela 28 – Especificação da prova de carga com estaca-teste hélice contínua em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|------------------------------|----------------------------------|
| Carga Admissível (kN) | 394,08 | 430,06 |
| Carga Aplicada (kN) | 788,16 | 860,13 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 455,54 | 494,55 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 2 | 2 |

Fonte: Autora (2022).

Figura 15 – Sistema de reação para estaca-teste hélice contínua utilizando duas estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

Finalmente, os resultados para a estaca metálica se apresentam nas Tabelas 29 e 30, com base nas Sondagens I e II, respectivamente.

Tabela 29 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|------------------------------|----------------------------------|
| Carga Admissível (kN) | 251,92 | 340,22 |
| Carga Aplicada (kN) | 503,84 | 680,44 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 245,13 | 218,57 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 3 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

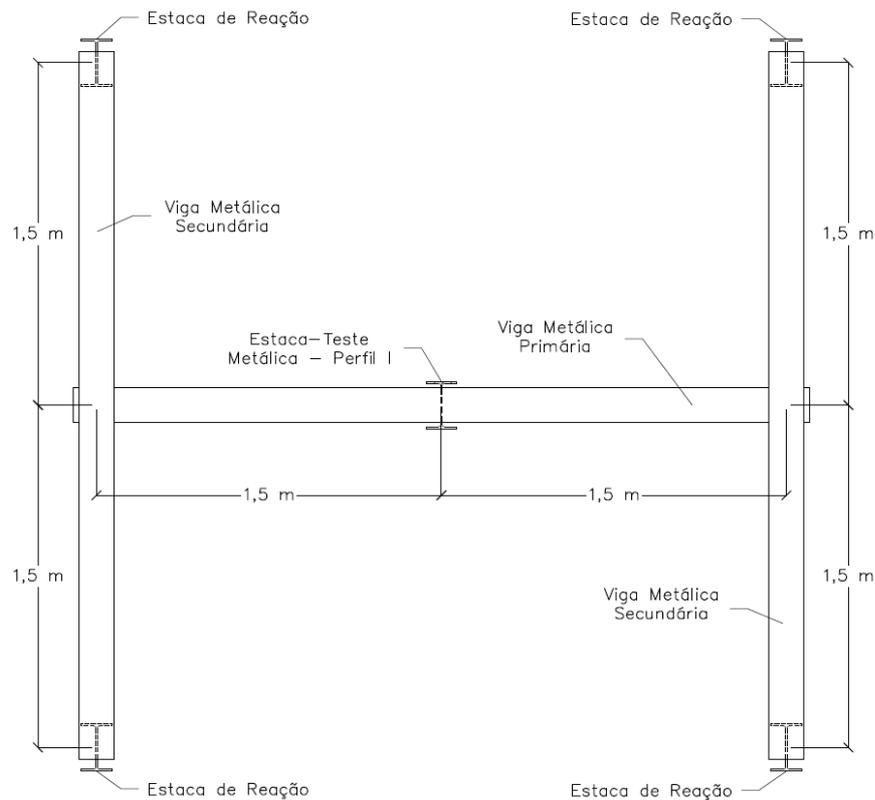
Tabela 30 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica com base na Sondagem II

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|------------------------------|----------------------------------|
| Carga Admissível (kN) | 417,01 | 523,12 |
| Carga Aplicada (kN) | 834,02 | 1046,23 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 392,43 | 334,43 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 3 | 4 |

Fonte: Autora (2022).

Diante disso, os valores de carga aplicada e tração para as duas sondagens se assemelham nos dois métodos escolhidos, sendo que a Sondagem II apresenta resultados maiores. Assim, com base na quantidade de estacas de reação resultante dos cálculos, definiu-se um modelo da disposição do sistema de reação para estaca metálica, mostrado na Figura 16.

Figura 16 – Sistema de reação para estaca-teste metálica utilizando quatro estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

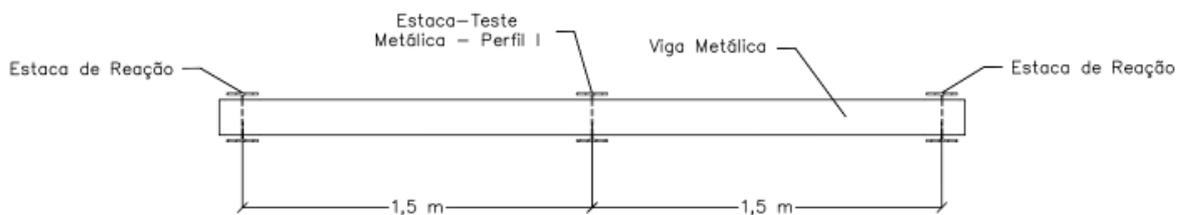
Para a estaca metálica também foi calculada a quantidade de estacas de reação, com o mesmo objetivo das outras estacas, considerando essas estacas na profundidade de 16 metros, com base nos resultados obtidos pela Sondagem I. Na Tabela 31 estão apresentados os resultados obtidos e na Figura 17 está mostrado o sistema de reação utilizando a quantidade de estacas calculada.

Tabela 31 – Especificação da prova de carga com estaca-teste metálica em 12 metros e estaca de reação em 16 metros de profundidade com base na Sondagem I

| Dado | Método Aoki e Velloso (1975) | Método Décourt e Quaresma (1978) |
|--|------------------------------|----------------------------------|
| Carga Admissível (kN) | 251,92 | 340,22 |
| Carga Aplicada (kN) | 503,84 | 680,44 |
| Resistência à Tração (geotécnica) (kN) | 433,60 | 414,75 |
| Quantidade de estacas de reação (Und) | 2 | 2 |

Fonte: Autora (2022).

Figura 17 – Sistema de reação para estaca-teste metálica utilizando duas estacas de reação



Fonte: Autora (2022).

Em relação ao cálculo das armaduras, os resultados da área de aço necessária para a Sondagem I e para a Sondagem II estão apresentados na Tabela 29 para a estaca de reação pré-moldada de concreto e na Tabela 30 para a hélice contínua.

Tabela 32 – Área de aço calculada para as estacas de reação pré-moldada de concreto

| Método | Área de aço calculada (cm ²) | |
|----------------------------------|--|-------------|
| | Sondagem I | Sondagem II |
| Aoki e Velloso (1975) | 5,71 | 9,14 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 5,09 | 7,79 |

Fonte: Autora (2022).

Tabela 33 – Área de aço calculada para as estacas de reação hélice contínua

| Método | Área de aço calculada (cm ²) | |
|----------------------------------|--|-------------|
| | Sondagem I | Sondagem II |
| Aoki e Velloso (1975) | 5,72 | 9,80 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 5,99 | 9,18 |

Fonte: Autora (2022).

Ainda, foi realizado o cálculo da área de aço considerando os resultados obtidos utilizando estaca de reação com 16 metros para as estacas pré-moldada de concreto e hélice contínua. Os resultados estão apresentados na Tabela 34 para a Sondagem I.

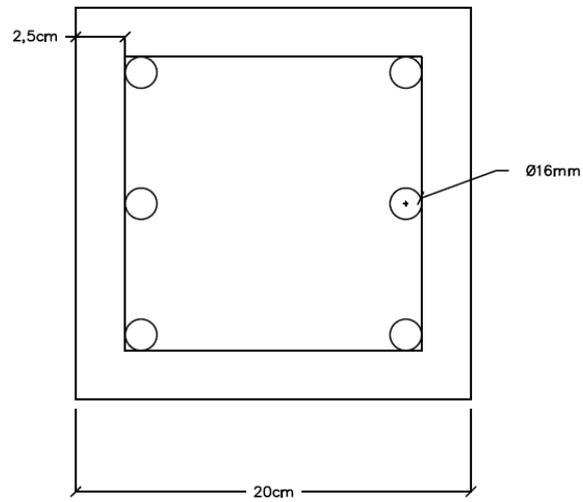
Tabela 34 – Área de aço calculada para as estacas de reação pré-moldada de concreto e hélice contínua com 16 metros com base na Sondagem I

| Método | Área de aço calculada (cm ²) | |
|----------------------------------|--|------------------------|
| | Estaca pré-moldada de concreto | Estaca hélice contínua |
| Aoki e Velloso (1975) | 10,10 | 10,48 |
| Décourt e Quaresma (1978) | 9,66 | 11,37 |

Fonte: Autora (2022).

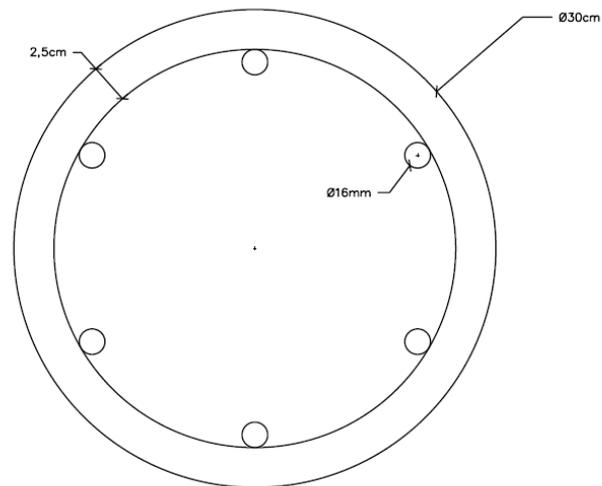
Com base nos valores obtidos de área de aço, propõe-se que a armadura seja composta por seis barras de 16 mm de diâmetro, com área de 12 cm², conforme os dados tabelados apresentados no Anexo I, para ambas as análises. O detalhamento da armadura para a estaca de reação pré-moldada de concreto está na Figura 18 e para a estaca de reação hélice contínua na Figura 19.

Figura 18 – Detalhamento da armadura para estaca de reação pré-moldada de concreto



Fonte: Autora (2022).

Figura 19 – Detalhamento da armadura para estaca de reação hélice contínua



Fonte: Autora (2022).

5. CONCLUSÃO

O estudo de caso realizado neste trabalho a partir de sondagens SPT, executadas no terreno do campo experimental da UFSC/Perini Business Park, em Joinville, Santa Catarina, teve como objetivo geral analisar o desempenho de três tipos de fundações profundas por meio da previsão de capacidade de carga geotécnica. Além disso, foram elaborados projetos para execuções de prova de carga, futuramente, no local de análise.

Em relação à área de estudo, foram obtidos parâmetros geotécnicos do solo com base nos valores de resistência à penetração das sondagens SPT utilizando correlações empíricas, que demonstraram resultados coerentes com dados de solos semelhantes em literaturas estudadas. A caracterização geológica foi dada com base em levantamentos existentes da geologia local e regional.

Quanto ao cálculo de capacidade de carga das estacas, foram utilizados os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para avaliar as estacas pré-moldada de concreto, hélice contínua e metálica com base nas duas sondagens executadas. De maneira geral, os resultados de resistência admissível apresentaram diferenças entre as sondagens, contudo os valores se deram semelhantes entre os métodos, exceto para a estaca metálica que apresentou divergências maiores.

Os resultados da Sondagem I para ambos os métodos apresentou valores mais conservadores quando comparados com a Sondagem II nas três estacas analisadas. Em questão dos métodos, o Décourt e Quaresma (1978) demonstrou comportamento mais semelhante de resistência admissível entre as estacas quando comparados graficamente com os valores do método Aoki e Velloso (1975).

Analisando o comportamento das estacas, conclui-se que a estaca hélice contínua resultou em valores mais elevados de resistência admissível para ambos os métodos e sondagens, seguida pela estaca pré-moldada de concreto com valores intermediários e, por fim, a estaca metálica apresentando resultados menores.

No que se refere à resistência à tração geotécnica, pelo método Décourt e Quaresma (1978), os valores se deram mais elevados para as três estacas. Entretanto, a estaca hélice contínua apresentou resistência maior à tração

geotécnica, enquanto a estaca pré-moldada de concreto e metálica apresentaram resultados próximos.

Para a execução da prova de carga, os cálculos demonstraram serem necessárias quatro estacas de reação, em grande parte dos resultados, quando analisado na profundidade de 12 metros (a estaca-teste e as estacas de reação), sendo possível gerar um modelo do sistema de reação da prova de carga a ser executada. Também foi realizado o cálculo com estacas de reação consideradas em 16 metros de profundidade, com o objetivo de diminuir o número de estacas e o custo da execução da prova de carga. O resultado da área de aço se deu na mesma quantidade de barras para ambas as análises, resultando num único detalhamento.

Diante disso, pode-se concluir que a melhor alternativa de fundação profunda conforme as análises realizadas para o solo estudado é a estaca hélice contínua em virtude dos resultados demonstrados. Apesar desse tipo de estaca apresentar um custo mais elevado, seu uso é mais satisfatório em questão do desempenho que apresentou nas análises realizadas.

Para trabalhos futuros, sugere-se a execução de prova de carga no terreno analisado com base nos projetos apresentados e realizar comparações com os resultados obtidos neste estudo.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. Execução de fundações profundas. *In*: REIS, Raquel Cardoso. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 9. p. 373-399.
- ALVES, F. S. **Estudo do embuchamento de estacas de aço perfil H em areias por ensaios em câmara e calibração**. 2019. 171 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/es/documents2/doutorado;2018-1/3347-alves-fs-td-19/file>. Acesso em: 04 dez. 2022.
- ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. Execução de fundações profundas. *In*: REIS, Raquel Cardoso. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 9. p. 345-348.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Proceedings** of the PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. . Buenos Aires, 1975. p. 367-376. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Nelson-Aoki/publication/291797985_An_approximate_method_to_estimate_the_bearing_capacity_of_piles/links/58bf0e8b4585151c70304b33/An-approximate-method-to-estimate-the-bearing-capacity-of-piles.pdf?origin=publication_detail. Acesso em 12 out. 2022.
- APL Engenharia. **Catálogo de serviços**. Disponível em: https://www.apl.eng.br/download/APL_Portfolio_web_final.pdf. Acesso em: 04 dez. 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**. Sondagens de simples reconhecimento do solo. Rio de Janeiro: ABNT 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: ABNT 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**. Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Rio de Janeiro: ABNT 2021.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Geologia e recursos minerais da folha Joinville**. Porto Alegre: CPRM, 2011. Escala 1:250.000. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/17685>. Acesso em: 12 out. 2022.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Mapeamento geológico e hidrogeológico do município de Joinville – SC**: produto 6, mapeamento geológico estrutural e de recursos minerais. Porto Alegre: CPRM, 2021. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/22795>. Acesso em: 12 out. 2022.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: REIS, R. C. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8. p. 265-327.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro, 1978, p. 45-53. Acesso em 12 out. 2022.

GERDAU. **Estacas metálicas Gerdau**. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/blog-do-aco/publication-category/catalogos/?>. Acesso em: 22 nov. 2022.

IGLESIAS, C. M. F. *et al.* **Geologia e recursos minerais da folha Joinville**. Porto Alegre: CPRM, 2011.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI P. R. Verificação de desempenho. In: REIS, Raquel Cardoso. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 20. p. 723-751.

PINTO, C. S. Propriedades do solo. In: REIS, Raquel Cardoso. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. Cap. 2. p. 51-118.

QUARESMA, A. R. *et al.* Investigações geotécnicas. In: REIS, Raquel Cardoso. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3. p. 119-162.

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

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

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. **Proceedings** of the ICSMFE, 3., 1953, Zurich. Zurich, 1973. p. 84-90. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/42/1953_02_0017.pdf. Acesso em 12 out. 2022.

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

ANEXO I – Tabela de área de aço da seção por quantidade de barras

| Valor nominal para cálculo | | Área de aço da seção conforme número de barras – A_s [cm ²] | | | | | | | | | |
|----------------------------|---------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| ϕ diâmetro (mm) | massa linear (kg/m) | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 5,0 | 0,16 | 0,20 | 0,40 | 0,60 | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 | 1,60 | 1,80 | 2,00 |
| 6,3 | 0,25 | 0,315 | 0,63 | 0,945 | 1,26 | 1,575 | 1,89 | 2,205 | 2,52 | 2,835 | 3,15 |
| 8,0 | 0,40 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 4,50 | 5,00 |
| 10,0 | 0,63 | 0,80 | 1,60 | 2,40 | 3,20 | 4,00 | 4,80 | 5,60 | 6,40 | 7,20 | 8,80 |
| 12,5 | 1,00 | 1,25 | 2,50 | 3,75 | 5,00 | 6,25 | 7,50 | 8,75 | 10,00 | 11,25 | 12,50 |
| 16,0 | 1,60 | 2,00 | 4,00 | 6,00 | 8,00 | 10,00 | 12,00 | 14,00 | 16,00 | 18,00 | 20,00 |
| 20,0 | 2,50 | 3,15 | 6,30 | 9,45 | 12,60 | 15,75 | 18,90 | 22,05 | 25,20 | 28,35 | 31,50 |
| 25,0 | 4,00 | 5,00 | 10,00 | 15,00 | 20,00 | 25,00 | 30,00 | 35,00 | 40,00 | 45,00 | 50,00 |
| 32,0 | 6,30 | 8,00 | 16,00 | 24,00 | 32,00 | 40,00 | 48,00 | 56,00 | 64,00 | 72,00 | 80,00 |
| 40,0 | 10,00 | 12,50 | 25,00 | 37,50 | 50,00 | 62,50 | 75,00 | 87,50 | 100,00 | 112,50 | 125,00 |

APÊNDICE A – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem I para estaca Pré-moldada de Concreto

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|-------------|---|----------------|----------|----------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Pré-moldada de Concreto | | | Dimensões (m) = 0,20 x 0,20 Área da estaca (m²) = 0,04 Perímetro da estaca (m) = 0,8 | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 0 | 0,00 | 200 | 0,06 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Areia argilosa | 0 | 4,00 | 600 | 0,03 | 54,86 | 0,00 | 0,00 | 54,86 | 27,43 | 0,00 |
| 3 | Areia argilosa | 12 | 6,33 | 600 | 0,03 | 86,86 | 49,37 | 49,37 | 136,23 | 68,11 | 24,69 |
| 4 | Areia argilosa | 7 | 8,00 | 600 | 0,03 | 109,71 | 28,80 | 78,17 | 187,89 | 93,94 | 39,09 |
| 5 | Areia argilosa | 5 | 6,00 | 600 | 0,03 | 82,29 | 20,57 | 98,74 | 181,03 | 90,51 | 49,37 |
| 6 | Areia argilosa | 6 | 8,67 | 600 | 0,03 | 118,86 | 24,69 | 123,43 | 242,29 | 121,14 | 61,71 |
| 7 | Areia argilosa | 15 | 13,33 | 600 | 0,03 | 182,86 | 61,71 | 185,14 | 368,00 | 184,00 | 92,57 |
| 8 | Areia argilosa | 19 | 16,00 | 600 | 0,03 | 219,43 | 78,17 | 263,31 | 482,74 | 241,37 | 131,66 |
| 9 | Areia argilosa | 14 | 15,33 | 600 | 0,03 | 210,29 | 57,60 | 320,91 | 531,20 | 265,60 | 160,46 |
| 10 | Areia argilosa | 13 | 14,00 | 600 | 0,03 | 192,00 | 53,49 | 374,40 | 566,40 | 283,20 | 187,20 |
| 11 | Areia | 15 | 15,33 | 1000 | 0,014 | 350,48 | 48,00 | 422,40 | 772,88 | 386,44 | 211,20 |
| 12 | Areia argilosa | 18 | 13,67 | 600 | 0,03 | 187,43 | 74,06 | 496,46 | 683,89 | 341,94 | 248,23 |
| 13 | Areia argilosa | 8 | 18,33 | 600 | 0,03 | 251,43 | 32,91 | 529,37 | 780,80 | 390,40 | 264,69 |
| 14 | Areia | 29 | 29,00 | 1000 | 0,014 | 662,86 | 92,80 | 622,17 | 1285,03 | 642,51 | 311,09 |
| 15 | Areia | 50 | 43,00 | 1000 | 0,014 | 982,86 | 160,00 | 782,17 | 1765,03 | 882,51 | 391,09 |
| 16 | Argila arenosa | 50 | 50,00 | 350 | 0,024 | 400,00 | 96,00 | 878,17 | 1278,17 | 639,09 | 439,09 |

APÊNDICE B – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem I para estaca Pré-moldada de Concreto

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|------|---|-----|-----|-----|---------|---------|---|-----------------|--------------------|-------------|
| Tipo de Estaca: Pré-moldada de Concreto | | | Dimensões (m) = 0,20 x 0,20 Área da estaca (m ²) = 0,04 Perímetro da estaca (m) = 0,8 | | | | | | Coeficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argilas | 0 | 0,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 14,40 | 16,00 | 16,00 | 30,40 | 15,91 | 8,00 |
| 2 | Areias | 0 | 4,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 96,00 | 16,00 | 32,00 | 128,00 | 48,62 | 16,00 |
| 3 | Solos Intermediários | 12 | 6,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 117,33 | 40,00 | 72,00 | 189,33 | 84,72 | 36,00 |
| 4 | Areias | 7 | 8,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 128,00 | 26,67 | 98,67 | 226,67 | 107,90 | 49,33 |
| 5 | Areias | 5 | 6,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 96,00 | 21,33 | 120,00 | 216,00 | 116,31 | 60,00 |
| 6 | Areias | 6 | 8,67 | 400 | 1,0 | 1,0 | 138,67 | 24,00 | 144,00 | 282,67 | 145,44 | 72,00 |
| 7 | Areias | 15 | 13,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 213,33 | 48,00 | 192,00 | 405,33 | 201,03 | 96,00 |
| 8 | Areias | 19 | 16,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 256,00 | 58,67 | 250,67 | 506,67 | 256,82 | 125,33 |
| 9 | Areias | 14 | 15,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 245,33 | 45,33 | 296,00 | 541,33 | 289,03 | 148,00 |
| 10 | Solos Intermediários | 13 | 14,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 224,00 | 42,67 | 338,67 | 562,67 | 316,51 | 169,33 |
| 11 | Areias | 15 | 15,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 245,33 | 48,00 | 386,67 | 632,00 | 358,77 | 193,33 |
| 12 | Areias | 18 | 13,67 | 400 | 1,0 | 1,0 | 218,67 | 56,00 | 442,67 | 661,33 | 395,18 | 221,33 |
| 13 | Areias | 8 | 18,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 293,33 | 29,33 | 472,00 | 765,33 | 436,41 | 236,00 |
| 14 | Areias | 29 | 29,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 464,00 | 85,33 | 557,33 | 1021,33 | 544,72 | 278,67 |
| 15 | Solos Intermediários | 50 | 43,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 688 | 141,33 | 698,67 | 1386,67 | 709,44 | 349,33 |
| 16 | Argilas | 50 | 50,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 240 | 141,33 | 840,00 | 1080,00 | 706,15 | 420,00 |

APÊNDICE C – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem II para estaca Pré-moldada de Concreto

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|-------------|---|----------------|----------|----------------|----------------|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------|--------------------|
| Tipo de Estaca: Pré-moldada de Concreto | | | Dimensões (m) = 0,20 x 0,20 Área da estaca (m²) = 0,04 Perímetro da estaca (m) = 0,8 | | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila siltosa | 5 | 6,50 | 220 | 0,04 | 32,69 | 10,06 | 10,06 | 42,74 | 21,37 | 5,03 |
| 2 | Argila silto-arenosa | 8 | 14,00 | 330 | 0,03 | 105,60 | 18,10 | 28,16 | 133,76 | 66,88 | 14,08 |
| 3 | Areia argilosa | 29 | 14,00 | 600 | 0,03 | 192,00 | 119,31 | 147,47 | 339,47 | 169,74 | 73,74 |
| 4 | Areia argilosa | 5 | 13,67 | 600 | 0,03 | 187,43 | 20,57 | 168,05 | 355,47 | 177,74 | 84,02 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 1000 | 0,014 | 236,19 | 22,40 | 190,45 | 426,64 | 213,32 | 95,22 |
| 6 | Areia argilosa | 19 | 17,33 | 600 | 0,03 | 237,71 | 78,17 | 268,62 | 506,33 | 253,17 | 134,31 |
| 7 | Areia argilosa | 26 | 22,33 | 600 | 0,03 | 306,29 | 106,97 | 375,59 | 681,87 | 340,94 | 187,79 |
| 8 | Areia argilosa | 22 | 32,67 | 600 | 0,03 | 448,00 | 90,51 | 466,10 | 914,10 | 457,05 | 233,05 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 1000 | 0,014 | 609,52 | 160,00 | 626,10 | 1235,63 | 617,81 | 313,05 |
| 10 | Areia argilosa | 8 | 23,33 | 600 | 0,03 | 320,00 | 32,91 | 659,02 | 979,02 | 489,51 | 329,51 |
| 11 | Areia argilosa | 12 | 15,67 | 600 | 0,03 | 214,86 | 49,37 | 708,39 | 923,25 | 461,62 | 354,19 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 1000 | 0,014 | 678,10 | 86,40 | 794,79 | 1472,88 | 736,44 | 397,39 |
| 13 | Areia siltosa | 50 | 42,33 | 800 | 0,02 | 774,10 | 182,86 | 977,65 | 1751,74 | 875,87 | 488,82 |
| 14 | Areia siltosa | 50 | 50,00 | 800 | 0,02 | 914,29 | 182,86 | 1160,50 | 2074,79 | 1037,39 | 580,25 |

APÊNDICE D – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem II para estaca Pré-moldada de Concreto

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|------|---|------|-----|-----|---------|---------|-------------------|---|--------------------|-------------|
| Tipo de Estaca: Pré-moldada de Concreto | | | Dimensões (m) = 0,20 x 0,20 Área da estaca (m ²) = 0,04 Perímetro da estaca (m) = 0,8 | | | | | | | Coeficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 5 | 6,50 | 220 | 1,0 | 1,0 | 31,20 | 21,33 | 21,33 | 52,53 | 24,21 | 10,67 |
| 2 | Argila | 8 | 14,00 | 330 | 1,0 | 1,0 | 67,20 | 29,33 | 50,67 | 117,87 | 55,77 | 25,33 |
| 3 | Areia | 29 | 14,00 | 600 | 1,0 | 1,0 | 224,00 | 85,33 | 136,00 | 360,00 | 160,62 | 68,00 |
| 4 | Areia | 5 | 13,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 218,67 | 21,33 | 157,33 | 376,00 | 175,69 | 78,67 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 165,33 | 26,67 | 184,00 | 349,33 | 182,87 | 92,00 |
| 6 | Areia | 19 | 17,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 277,33 | 58,67 | 242,67 | 520,00 | 256,00 | 121,33 |
| 7 | Areia | 26 | 22,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 357,33 | 77,33 | 320,00 | 677,33 | 335,49 | 160,00 |
| 8 | Areia | 22 | 32,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 522,67 | 66,67 | 386,67 | 909,33 | 428,10 | 193,33 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 426,67 | 141,33 | 528,00 | 954,67 | 512,82 | 264,00 |
| 10 | Areia | 8 | 23,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 373,33 | 29,33 | 557,33 | 930,67 | 522,05 | 278,67 |
| 11 | Areia | 12 | 15,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 250,67 | 40,00 | 597,33 | 848,00 | 522,15 | 298,67 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 474,67 | 80,00 | 677,33 | 1152,00 | 639,69 | 338,67 |
| 13 | Areia | 50 | 42,33 | 800 | 1,0 | 1,0 | 677,33 | 141,33 | 818,67 | 1496,00 | 799,08 | 409,33 |
| 14 | Areia | 50 | 50,00 | 800 | 1,0 | 1,0 | 800,00 | 141,33 | 960,00 | 1760,00 | 938,46 | 480,00 |

APÊNDICE E – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem I para estaca Hélice Contínua

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|-------------|---|----------------|----------|----------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Hélice Contínua | | | Diâmetro (m) = 0,30 Área da estaca (m²) = 0,071 Perímetro da estaca (m) = 0,942 | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 0 | 0,00 | 200 | 0,06 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Areia argilosa | 0 | 4,00 | 600 | 0,03 | 85,20 | 16,96 | 16,96 | 33,91 | 16,96 | 8,48 |
| 3 | Areia argilosa | 12 | 6,33 | 600 | 0,03 | 134,90 | 26,85 | 43,80 | 87,61 | 43,80 | 21,90 |
| 4 | Areia argilosa | 7 | 8,00 | 600 | 0,03 | 170,40 | 33,91 | 77,72 | 155,43 | 77,72 | 38,86 |
| 5 | Areia argilosa | 5 | 6,00 | 600 | 0,03 | 127,80 | 25,43 | 103,15 | 206,30 | 103,15 | 51,57 |
| 6 | Areia argilosa | 6 | 8,67 | 600 | 0,03 | 184,60 | 36,74 | 139,89 | 279,77 | 139,89 | 69,94 |
| 7 | Areia argilosa | 15 | 13,33 | 600 | 0,03 | 284,00 | 56,52 | 196,41 | 392,81 | 196,41 | 98,20 |
| 8 | Areia argilosa | 19 | 16,00 | 600 | 0,03 | 340,80 | 67,82 | 264,23 | 528,46 | 264,23 | 132,12 |
| 9 | Areia argilosa | 14 | 15,33 | 600 | 0,03 | 326,60 | 65,00 | 329,23 | 655,83 | 327,91 | 164,61 |
| 10 | Areia argilosa | 13 | 14,00 | 600 | 0,03 | 298,20 | 59,35 | 388,58 | 686,78 | 343,39 | 194,29 |
| 11 | Areia | 15 | 15,33 | 1000 | 0,014 | 544,33 | 50,55 | 439,13 | 878,26 | 439,13 | 219,56 |
| 12 | Areia argilosa | 18 | 13,67 | 600 | 0,03 | 291,10 | 57,93 | 497,06 | 788,16 | 394,08 | 248,53 |
| 13 | Areia argilosa | 8 | 18,33 | 600 | 0,03 | 390,50 | 77,72 | 574,78 | 965,28 | 482,64 | 287,39 |
| 14 | Areia | 29 | 29,00 | 1000 | 0,014 | 1029,50 | 95,61 | 670,39 | 1340,78 | 670,39 | 335,20 |
| 15 | Areia | 50 | 43,00 | 1000 | 0,014 | 1526,50 | 141,77 | 812,16 | 1624,32 | 812,16 | 406,08 |
| 16 | Argila arenosa | 50 | 50,00 | 350 | 0,024 | 621,25 | 98,91 | 911,07 | 1532,32 | 766,16 | 455,54 |

APÊNDICE F – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem I para estaca Hélice

Contínua

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|-------------|--|----------|----------|----------|----------------|----------------|------------------------------|---|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Hélice Contínua | | | Diâmetro (m) = 0,30 Área da estaca (m²) = 0,071 Perímetro da estaca (m) = 0,942 | | | | | | | Coefficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argilas | 0 | 0,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 25,56 | 18,84 | 18,84 | 37,68 | 38,40 | 9,42 |
| 2 | Areias | 0 | 4,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 51,12 | 18,84 | 37,68 | 75,36 | 76,81 | 18,84 |
| 3 | Solos Intermediários | 12 | 6,33 | 400 | 0,6 | 1,0 | 62,48 | 47,10 | 84,78 | 147,26 | 80,84 | 42,39 |
| 4 | Areias | 7 | 8,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 68,16 | 31,40 | 116,18 | 184,34 | 106,41 | 58,09 |
| 5 | Areias | 5 | 6,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 51,12 | 25,12 | 141,30 | 192,42 | 121,47 | 70,65 |
| 6 | Areias | 6 | 8,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 73,84 | 28,26 | 169,56 | 243,40 | 148,89 | 84,78 |
| 7 | Areias | 15 | 13,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 113,60 | 56,52 | 226,08 | 339,68 | 202,31 | 113,04 |
| 8 | Areias | 19 | 16,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 136,32 | 69,08 | 295,16 | 431,48 | 261,13 | 147,58 |
| 9 | Areias | 14 | 15,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 130,64 | 53,38 | 348,54 | 479,18 | 300,77 | 174,27 |
| 10 | Solos Intermediários | 13 | 14,00 | 400 | 0,6 | 1,0 | 119,28 | 50,24 | 398,78 | 518,06 | 336,57 | 199,39 |
| 11 | Areias | 15 | 15,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 130,64 | 56,52 | 455,30 | 585,94 | 382,89 | 227,65 |
| 12 | Areias | 18 | 13,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 116,44 | 65,94 | 521,24 | 637,68 | 430,06 | 260,62 |
| 13 | Areias | 8 | 18,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 156,20 | 34,54 | 555,78 | 711,98 | 466,57 | 277,89 |
| 14 | Areias | 29 | 29,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 247,08 | 100,48 | 656,26 | 903,34 | 566,59 | 328,13 |
| 15 | Solos Intermediários | 50 | 43,00 | 400 | 0,6 | 1,0 | 366,36 | 166,42 | 822,68 | 1189,04 | 724,42 | 411,34 |
| 16 | Argilas | 50 | 50,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 426 | 166,42 | 989,10 | 1415,10 | 867,35 | 494,55 |

APÊNDICE G – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem II para estaca Hélice Contínua

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|-------------|---|----------------|----------|----------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Hélice Contínua | | | Diâmetro (m) = 0,30 Área da estaca (m²) = 0,071 Perímetro da estaca (m) = 0,942 | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila siltosa | 5 | 6,50 | 220 | 0,04 | 50,54 | 10,37 | 10,37 | 20,73 | 10,37 | 5,18 |
| 2 | Argila silto-arenosa | 8 | 14,00 | 330 | 0,03 | 163,28 | 32,66 | 43,02 | 86,05 | 43,02 | 21,51 |
| 3 | Areia argilosa | 29 | 14,00 | 600 | 0,03 | 296,88 | 59,38 | 102,40 | 204,80 | 102,40 | 51,20 |
| 4 | Areia argilosa | 5 | 13,67 | 600 | 0,03 | 289,81 | 57,96 | 160,36 | 320,73 | 160,36 | 80,18 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 1000 | 0,014 | 365,21 | 34,09 | 194,45 | 388,90 | 194,45 | 97,22 |
| 6 | Areia argilosa | 19 | 17,33 | 600 | 0,03 | 367,57 | 73,51 | 267,96 | 535,92 | 267,96 | 133,98 |
| 7 | Areia argilosa | 26 | 22,33 | 600 | 0,03 | 473,60 | 94,72 | 362,68 | 725,36 | 362,68 | 181,34 |
| 8 | Areia argilosa | 22 | 32,67 | 600 | 0,03 | 692,72 | 138,54 | 501,23 | 1002,45 | 501,23 | 250,61 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 1000 | 0,014 | 942,48 | 87,96 | 589,19 | 1178,38 | 589,19 | 294,59 |
| 10 | Areia argilosa | 8 | 23,33 | 600 | 0,03 | 494,80 | 98,96 | 688,15 | 1182,95 | 591,48 | 344,08 |
| 11 | Areia argilosa | 12 | 15,67 | 600 | 0,03 | 332,22 | 66,44 | 754,59 | 1086,82 | 543,41 | 377,30 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 1000 | 0,014 | 1048,51 | 97,86 | 852,46 | 1704,91 | 852,46 | 426,23 |
| 13 | Areia siltosa | 50 | 42,33 | 800 | 0,02 | 1196,95 | 159,59 | 1012,05 | 2024,10 | 1012,05 | 506,02 |
| 14 | Areia siltosa | 50 | 50,00 | 800 | 0,02 | 1413,72 | 188,50 | 1200,54 | 2401,09 | 1200,54 | 600,27 |

APÊNDICE H – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem II para estaca Hélice
Continua

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------|------|--|-----|-----|-----|---------|---------|---|-----------------|--------------------|-------------|
| Tipo de Estaca: Hélice Contínua | | | Diâmetro (m) = 0,30 Área da estaca (m ²) = 0,071 Perímetro da estaca (m) = 0,942 | | | | | | Coeficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 5 | 6,50 | 120 | 1,0 | 1,0 | 55,13 | 25,13 | 25,13 | 50,27 | 25,62 | 12,57 |
| 2 | Argila | 8 | 14,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 118,75 | 34,56 | 59,69 | 119,38 | 75,60 | 29,85 |
| 3 | Areia | 29 | 14,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 118,75 | 100,53 | 160,22 | 278,97 | 152,94 | 80,11 |
| 4 | Areia | 5 | 13,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 115,92 | 25,13 | 185,35 | 301,28 | 171,56 | 92,68 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 87,65 | 31,42 | 216,77 | 304,42 | 188,66 | 108,38 |
| 6 | Areia | 19 | 17,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 147,03 | 69,12 | 285,88 | 432,91 | 256,67 | 142,94 |
| 7 | Areia | 26 | 22,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 189,44 | 91,11 | 376,99 | 566,43 | 337,35 | 188,50 |
| 8 | Areia | 22 | 32,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 277,09 | 78,54 | 455,53 | 732,62 | 419,68 | 227,77 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 226,19 | 166,50 | 622,04 | 848,23 | 535,04 | 311,02 |
| 10 | Areia | 8 | 23,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 197,92 | 34,56 | 656,59 | 854,51 | 554,55 | 328,30 |
| 11 | Areia | 12 | 15,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 132,89 | 47,12 | 703,72 | 836,61 | 574,54 | 351,86 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 400 | 0,3 | 1,0 | 251,64 | 94,25 | 797,96 | 1049,61 | 676,73 | 398,98 |
| 13 | Areia | 50 | 42,33 | 400 | 0,3 | 1,0 | 359,08 | 166,50 | 964,47 | 1323,55 | 831,67 | 482,23 |
| 14 | Areia | 50 | 50,00 | 400 | 0,3 | 1,0 | 424,12 | 166,50 | 1130,97 | 1555,09 | 976,01 | 565,49 |

APÊNDICE I – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem I para estaca Metálica

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------|-------------|--|----------------|----------|----------------|----------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Metálica - Perfil I | | | Dimensões = 200 mm x 22,5 kg/m Área da estaca (m²) = 0,0029 Perímetro da estaca (m) = 0,79 | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 0 | 0,00 | 200 | 0,06 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | Areia argilosa | 0 | 4,00 | 600 | 0,03 | 3,98 | 0,00 | 0,00 | 3,98 | 1,99 | 0,00 |
| 3 | Areia argilosa | 12 | 6,33 | 600 | 0,03 | 6,30 | 48,75 | 48,75 | 55,05 | 27,53 | 24,38 |
| 4 | Areia argilosa | 7 | 8,00 | 600 | 0,03 | 7,95 | 28,44 | 77,19 | 85,15 | 42,57 | 38,60 |
| 5 | Areia argilosa | 5 | 6,00 | 600 | 0,03 | 5,97 | 20,31 | 97,51 | 103,47 | 51,74 | 48,75 |
| 6 | Areia argilosa | 6 | 8,67 | 600 | 0,03 | 8,62 | 24,38 | 121,89 | 130,50 | 65,25 | 60,94 |
| 7 | Areia argilosa | 15 | 13,33 | 600 | 0,03 | 13,26 | 60,94 | 182,83 | 196,09 | 98,04 | 91,41 |
| 8 | Areia argilosa | 19 | 16,00 | 600 | 0,03 | 15,91 | 77,19 | 260,02 | 275,93 | 137,97 | 130,01 |
| 9 | Areia argilosa | 14 | 15,33 | 600 | 0,03 | 15,25 | 56,88 | 316,90 | 332,15 | 166,07 | 158,45 |
| 10 | Areia argilosa | 13 | 14,00 | 600 | 0,03 | 13,92 | 52,82 | 369,72 | 383,64 | 191,82 | 184,86 |
| 11 | Areia | 15 | 15,33 | 1000 | 0,014 | 25,41 | 47,40 | 417,12 | 442,53 | 221,26 | 208,56 |
| 12 | Areia argilosa | 18 | 13,67 | 600 | 0,03 | 13,59 | 73,13 | 490,25 | 503,84 | 251,92 | 245,13 |
| 13 | Areia argilosa | 8 | 18,33 | 600 | 0,03 | 18,23 | 32,50 | 522,75 | 540,98 | 270,49 | 261,38 |
| 14 | Areia | 29 | 29,00 | 1000 | 0,014 | 48,06 | 91,64 | 614,39 | 662,45 | 331,23 | 307,20 |
| 15 | Areia | 50 | 43,00 | 1000 | 0,014 | 71,26 | 158,00 | 772,39 | 843,65 | 421,83 | 386,20 |
| 16 | Argila arenosa | 50 | 50,00 | 350 | 0,024 | 29,00 | 94,80 | 867,19 | 896,19 | 448,10 | 433,60 |

APÊNDICE J – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem I para estaca Metálica

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|------|---|-----|-----|-----|---------|---------|---|-----------------|--------------------|-------------|
| Tipo de Estaca: Metálica - Perfil I | | | Dimensões = 200 mm x 22,5 kg/m Área da estaca (m ²) = 0,0029 Perímetro da estaca (m) = 0,79 | | | | | | Coeficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argilas | 0 | 0,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 1,04 | 15,80 | 15,80 | 16,84 | 12,41 | 7,90 |
| 2 | Areias | 0 | 4,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 6,96 | 15,80 | 31,60 | 38,56 | 26,05 | 15,80 |
| 3 | Solos Intermediários | 12 | 6,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 8,51 | 39,50 | 71,10 | 79,61 | 56,82 | 35,55 |
| 4 | Areias | 7 | 8,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 9,28 | 26,33 | 97,43 | 106,71 | 77,27 | 48,72 |
| 5 | Areias | 5 | 6,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 6,96 | 21,07 | 118,50 | 125,46 | 92,89 | 59,25 |
| 6 | Areias | 6 | 8,67 | 400 | 1,0 | 1,0 | 10,05 | 23,70 | 142,20 | 152,25 | 111,90 | 71,10 |
| 7 | Areias | 15 | 13,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 15,47 | 47,40 | 189,60 | 205,07 | 149,71 | 94,80 |
| 8 | Areias | 19 | 16,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 18,56 | 57,93 | 247,53 | 266,09 | 195,05 | 123,77 |
| 9 | Areias | 14 | 15,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 17,79 | 44,77 | 292,30 | 310,09 | 229,29 | 146,15 |
| 10 | Solos Intermediários | 13 | 14,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 16,24 | 42,13 | 334,43 | 350,67 | 261,32 | 167,22 |
| 11 | Areias | 15 | 15,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 17,79 | 47,40 | 381,83 | 399,62 | 298,16 | 190,92 |
| 12 | Areias | 18 | 13,67 | 400 | 1,0 | 1,0 | 15,85 | 55,30 | 437,13 | 452,99 | 340,22 | 218,57 |
| 13 | Areias | 8 | 18,33 | 400 | 1,0 | 1,0 | 21,27 | 28,97 | 466,10 | 487,37 | 363,86 | 233,05 |
| 14 | Areias | 29 | 29,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 33,64 | 84,27 | 550,37 | 584,01 | 431,77 | 275,18 |
| 15 | Solos Intermediários | 50 | 43,00 | 400 | 1,0 | 1,0 | 49,88 | 139,57 | 689,93 | 739,81 | 543,19 | 344,97 |
| 16 | Argilas | 50 | 50,00 | 120 | 1,0 | 1,0 | 17,4 | 139,57 | 829,50 | 846,90 | 642,43 | 414,75 |

APÊNDICE K – Planilha de cálculo método Aoki e Velloso (1975) com base na Sondagem II para estaca Metálica

| MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|-------------|--|----------------|----------|----------------|----------------|------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| Tipo de Estaca: Metálica - Perfil I | | | Dimensões = 200 mm x 22,5 kg/m Área da estaca (m²) = 0,0029 Perímetro da estaca (m) = 0,79 | | | | | | Coefficiente de Segurança: 2,0 | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | K (kPa) | α | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila siltosa | 5 | 6,50 | 220 | 0,04 | 2,37 | 9,93 | 9,93 | 12,30 | 6,15 | 4,97 |
| 2 | Argila silto-arenosa | 8 | 14,00 | 330 | 0,03 | 7,66 | 17,88 | 27,81 | 35,46 | 17,73 | 13,90 |
| 3 | Areia argilosa | 29 | 14,00 | 600 | 0,03 | 13,92 | 117,82 | 145,63 | 159,55 | 79,78 | 72,82 |
| 4 | Areia argilosa | 5 | 13,67 | 600 | 0,03 | 13,59 | 20,31 | 165,95 | 179,53 | 89,77 | 82,97 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 1000 | 0,014 | 17,12 | 22,12 | 188,07 | 205,19 | 102,59 | 94,03 |
| 6 | Areia argilosa | 19 | 17,33 | 600 | 0,03 | 17,23 | 77,19 | 265,26 | 282,49 | 141,25 | 132,63 |
| 7 | Areia argilosa | 26 | 22,33 | 600 | 0,03 | 22,21 | 105,63 | 370,89 | 393,10 | 196,55 | 185,45 |
| 8 | Areia argilosa | 22 | 32,67 | 600 | 0,03 | 32,48 | 89,38 | 460,28 | 492,76 | 246,38 | 230,14 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 1000 | 0,014 | 44,19 | 158,00 | 618,28 | 662,47 | 331,23 | 309,14 |
| 10 | Areia argilosa | 8 | 23,33 | 600 | 0,03 | 23,20 | 32,50 | 650,78 | 673,98 | 336,99 | 325,39 |
| 11 | Areia argilosa | 12 | 15,67 | 600 | 0,03 | 15,58 | 48,75 | 699,53 | 715,11 | 357,56 | 349,77 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 1000 | 0,014 | 49,16 | 85,32 | 784,85 | 834,02 | 417,01 | 392,43 |
| 13 | Areia siltosa | 50 | 42,33 | 800 | 0,02 | 56,12 | 180,57 | 965,43 | 1021,55 | 510,77 | 482,71 |
| 14 | Areia siltosa | 50 | 50,00 | 800 | 0,02 | 66,29 | 180,57 | 1146,00 | 1212,28 | 606,14 | 573,00 |

APÊNDICE L – Planilha de cálculo método Décourt e Quaresma (1978) com base na Sondagem II para estaca Metálica

| MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|------|---|------|----------|---------|---------|---------|---|-----------------|--------------------|-------------|
| Tipo de Estaca: Metálica - Perfil I | | | Dimensões = 200 mm x 22,5 kg/m Área da estaca (m ²) = 0,0029 Perímetro da estaca (m) = 0,79 | | | | | | Coeficiente de Segurança: FSp = 4,0 FSI = 1,3 | | | |
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Nspt | Np | C | α | β | Rp (kN) | RL (kN) | RL acumulado (kN) | RT Ruptura (kN) | RT Admissível (kN) | Tração (kN) |
| 1 | Argila | 5 | 6,50 | 220 | 1,0 | 1,0 | 2,26 | 21,07 | 21,07 | 23,33 | 16,77 | 10,53 |
| 2 | Argila | 8 | 14,00 | 330 | 1,0 | 1,0 | 4,87 | 28,97 | 50,03 | 54,91 | 39,71 | 25,02 |
| 3 | Areia | 29 | 14,00 | 600 | 1,0 | 1,0 | 16,24 | 84,27 | 134,30 | 150,54 | 107,37 | 67,15 |
| 4 | Areia | 5 | 13,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 15,85 | 21,07 | 155,37 | 171,22 | 123,48 | 77,68 |
| 5 | Areia | 7 | 10,33 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 11,99 | 26,33 | 181,70 | 193,69 | 142,77 | 90,85 |
| 6 | Areia | 19 | 17,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 20,11 | 57,93 | 239,63 | 259,74 | 189,36 | 119,82 |
| 7 | Areia | 26 | 22,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 25,91 | 76,37 | 316,00 | 341,91 | 249,55 | 158,00 |
| 8 | Areia | 22 | 32,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 37,89 | 65,83 | 381,83 | 419,73 | 303,19 | 190,92 |
| 9 | Areia | 50 | 26,67 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 30,93 | 139,57 | 521,40 | 552,33 | 408,81 | 260,70 |
| 10 | Areia | 8 | 23,33 | 600 | 1,0 | 1,0 | 27,07 | 28,97 | 550,37 | 577,43 | 430,13 | 275,18 |
| 11 | Areia | 12 | 15,67 | 600 | 1,0 | 1,0 | 18,17 | 39,50 | 589,87 | 608,04 | 458,29 | 294,93 |
| 12 | Areia | 27 | 29,67 | 1000 | 1,0 | 1,0 | 34,41 | 79,00 | 668,87 | 703,28 | 523,12 | 334,43 |
| 13 | Areia | 50 | 42,33 | 800 | 1,0 | 1,0 | 49,11 | 139,57 | 808,43 | 857,54 | 634,15 | 404,22 |
| 14 | Areia | 50 | 50,00 | 800 | 1,0 | 1,0 | 58,00 | 139,57 | 948,00 | 1006,00 | 743,73 | 474,00 |