

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

GUILHERME BUZATTO

**ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTACAS
STRAUSS: ESTUDO DE CASO**

GUARAPUAVAA

2023

GUILHERME BUZATTO

**ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTACAS
STRAUSS: ESTUDO DE CASO**

**ANALYSIS OF THE FOUNDATIONS OF AN INDUSTRIAL WAREHOUSE ON
STRAUSS PILES: CASE STUDY**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).
Orientador: Petrônio R.M. Montezuma

GUARAPUAVA

2023



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

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

GUILHERME BUZATTO

**ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTACAS
STRAUSS: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 12 de dezembro/2023

Petrônio Rodrigo Mello Montezuma
Doutor em Eng. Civil
<http://lattes.cnpq.br/4013284756255170>
Universidade Tecnologia Federal do Paraná (UTFPR)

Nelson Henrique Joly Tureck
Mestre em Eng. Civil
<http://lattes.cnpq.br/4870901594889165>

José Luiz Cieslack
Engenheiro Civil
<http://lattes.cnpq.br/3923764538065865>
TECNE Fundações e construções

GUARAPUAVA

2023

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, por ter me concedido saúde para eu conseguir chegar até aqui, me dando força e esperança diante as dificuldades encontradas para que conseguisse realizar essa conquista com qual sempre almejei.

Agradeço ao meu orientador Professor Petrônio, que esteve sempre ao meu lado, auxiliando e dando todo o suporte que precisei. Sua sabedoria foi essencial para que esse trabalho fosse desenvolvido da melhor maneira possível. Pela paciência e compressão de todas as vezes que me recebeu em sua sala para tirar minhas dúvidas e pelas vezes que esteve presente na obra, qual foi feito o estudo de caso.

Agradeço à minha Mãe Silva Buzatto e ao meu padrasto Milton Lima, que sempre estiveram comigo nos momentos mais difíceis. Por todo esforço investido na minha educação e que mesmo longe me deram todo apoio e suporte que precisei. Minha eterna gratidão a vocês.

Aos meus colegas do curso que contribuíram na minha formação ao longo dessa jornada, meu muito obrigado. Gratidão ao colega Guilherme Czekster, percebo que esta jornada acadêmica não teria sido a mesma sem sua presença ao meu lado. Estou verdadeiramente grato pela oportunidade de ter trabalhado contigo e por termos compartilhado esse desafio e conquista juntos.

Aos meus irmãos Roberta Buzatto e Thiago Buzatto, que sempre acreditaram em mim e me deram todo amparo, sem os quais não teria chegado até aqui.

Aos meus tios Flavio Wilkomm e Jandira Wilkomm, gostaria de dedicar algumas palavras de profunda gratidão a vocês, por todos os conselhos sábios e ensinamentos, pelas orientações que me proporcionaram, e o apoio incondicional foram fundamentais para moldar quem sou hoje.

RESUMO

Este trabalho relata o acompanhamento da execução das fundações de um galpão industrial, feito em estrutura pré-moldada, localizado na cidade de Guarapuava – PR. A partir das características geotécnicas do terreno, a empresa construtora optou pela escolha de estacas do tipo Strauss. Para realização deste trabalho, elaborou-se um modelo estrutural de uma edificação pré-moldada e assim, obteve-se as devidas cargas de projeto. A partir da interpretação dos relatórios de sondagem SPT (Standard Penetration Test), leitura da planta baixa da edificação, onde foi possível identificar a localização dos furos de fundações, acompanhamento em Campo para mensurar a real profundidade das estacas, foi possível a obtenção de dados para o cálculo da capacidade de carga das fundações através de Métodos semi-empíricos: Aoki-Veloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Posteriormente, os valores de projeto foram comparados com os valores obtidos pelos métodos semi-empíricos. A avaliação dos dois métodos semi-empíricos Aoki-Veloso e Décourt-Quaresma revelou que ambos apresentam valores médios superiores em comparação com os cálculos simplificados do projeto do galpão industrial, resultando em fatores de segurança de 2,07 e 2,39, respectivamente. Esses resultados indicam uma margem de segurança adequada, atendendo ao requisito mínimo de 2 para o fator de segurança global. A observação de que ambos os métodos superaram os cálculos simplificados destaca a importância de escolher métodos de análise mais detalhados e específicos para garantir uma avaliação precisa da segurança estrutural do projeto.

Palavras-chave: fundação; estaca strauss; spt; método semiempírico.

ABSTRACT

This work reports on the monitoring of the execution of the foundations of an industrial warehouse, built with precast structure, located in the city of Guarapuava - PR. Based on the geotechnical characteristics of the terrain, the construction company opted for the use of Strauss piles. To carry out this work, a structural model of a precast building was developed, and the necessary project loads were obtained. From the interpretation of Standard Penetration Test (SPT) drilling reports, reading of the building's floor plan, where it was possible to identify the location of foundation holes, on-site monitoring to measure the actual depth of the piles, data was obtained for calculating the load-bearing capacity of the foundations using semi-empirical methods: Aoki-Veloso (1975) and Décourt-Quaresma (1978). Subsequently, the project values were compared with the values obtained by the semi-empirical methods. The evaluation of the two semi-empirical methods, Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma, revealed that both present average values higher than the simplified calculations of the industrial warehouse project, resulting in safety factors of 2.07 and 2.39, respectively. These results indicate an adequate safety margin, meeting the minimum requirement of 2 for the overall safety factor. The observation that both methods surpass the simplified calculations emphasizes the importance of choosing more detailed and specific analysis methods to ensure an accurate assessment of the structural safety of the project.

Keywords: foundation; Strauss pile; SPT (Standard Penetration Test); semi-empirical method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Bloco de fundação | 16 |
| Figura 2 - Sapata | 17 |
| Figura 3 - Sapata associada | 17 |
| Figura 4 - Sapata corrida | 18 |
| Figura 5 - Viga baldrame enterrada | 18 |
| Figura 6 - Viga baldrame aérea | 19 |
| Figura 7 - Radier | 19 |
| Figura 8 - Estaca em aço | 22 |
| Figura 9 - Estaca em madeira | 23 |
| Figura 10 - Tipos de seções estaca pré-moldada concreto..... | 25 |
| Figura 11- Medição da nega e repique..... | 26 |
| Figura 12 - Estaca Strauss..... | 27 |
| Figura 13 - Execução das estacas Strauss | 31 |
| Figura 14 - Ensaio SPT | 32 |
| Figura 15 - Cone utilizado nos ensaios CPT | 35 |
| Figura 16 - Exemplo para ilustrar capacidade de carga em estacas | 37 |
| Figura 17 – Localização da obra para o estudo de caso..... | 46 |
| Figura 18 - Áreas distintas..... | 47 |
| Figura 19 - Início da execução da estaca Strauss | 48 |
| Figura 20 - Continuação do furo com a sonda | 48 |
| Figura 21 - Inserção dos tudo de revestimento | 49 |
| Figura 22: a) Armadura utilizada e b) revestimento onde é lançado o concreto | 49 |
| Figura: 23 a) e b) - Rocha..... | 50 |
| Figura 24 - Vista lateral do terreno antes e depois da terraplanagem | 54 |
| Figura 25 – Informação do terreno | 55 |
| Figura 26- Representação do local onde vai estar a laje | 64 |
| Figura 27 - Laje Alveolar | 65 |
| Figura 28 - Seções do pilar..... | 66 |
| Figura 29 - Seções viga | 67 |
| Figura 30 - Desenho da edificação | 69 |
| Figura 31 - Seções placas..... | 69 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Estado de compactidade e consistência | 34 |
| Tabela 2 - Peso específicos dos solos argilosos | 35 |
| Tabela 3 - Peso específicos dos solos arenosos | 35 |
| Tabela 4 - Coeficiente K e razão de atrito α | 41 |
| Tabela 5 - Fatores de correção F1 e F2 | 41 |
| Tabela 6 - Coeficiente característico do solo C | 43 |
| Tabela 7 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo ... | 43 |
| Tabela 8 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo ... | 43 |
| Tabela 9 - Carga de catálogo para estacas Strauss | 45 |
| Tabela 10 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada camada..... | 53 |
| Tabela 11- Cálculo da Capacidade de carga geotécnica para cada estaca Strauss | 56 |
| Tabela 12 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada camada..... | 60 |
| Tabela 13 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada estaca | 61 |
| Tabela 14 - Peso total de cada laje de acordo com sua área..... | 65 |
| Tabela 15 - Peso total de cada pilar de acordo com sua altura..... | 67 |
| Tabela 16 - Peso total de cada viga de acordo com o seu vão | 68 |
| Tabela 17 - Peso total de cada placa de acordo com o seu vão | 70 |
| Tabela 18 - Peso total da cobertura de acordo com sua área de influência | 71 |
| Tabela 19 - Peso total dos elementos estruturais | 72 |
| Tabela 20 - Análise de dados em relação ao método Aoki-Velloso (1975) e o fator de segurança | 73 |
| Tabela 21 - Análise de dados em relação ao método Décourt-Quaresma (1978) e o fator de segurança | 76 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|--|-----------|
| Gráfico 1- Valores de tensões admissíveis e a média do método Aoki-Velloso e as cargas atuantes | 75 |
| Gráfico 2 - Valores de tensões admissíveis e a média do método Décourt-Quaresma e as cargas atuantes..... | 77 |

SÚMARIO

| | | |
|------------|---|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 11 |
| 2 | OBJETIVOS | 12 |
| 2.1 | Objetivos gerais..... | 12 |
| 2.2 | Objetivos específicos..... | 12 |
| 2.3 | Justificativa..... | 12 |
| 3 | REFERENCIAL TEORICO..... | 13 |
| 3.1 | Fundações | 13 |
| 3.2 | Fundação diretas ou rasas | 14 |
| 3.2.1 | Blocos..... | 15 |
| 3.2.2 | Sapata | 16 |
| 3.2.3 | Sapata associada | 17 |
| 3.2.4 | Sapata corrida | 17 |
| 3.2.5 | Viga baldrame | 18 |
| 3.2.6 | Radier..... | 19 |
| 3.3 | Fundações profundas | 20 |
| 3.3.1 | Estacas..... | 20 |
| 3.3.2 | Estacas Cravadas | 20 |
| 3.3.2.1 | Estaca Pré-moldadas em aço | 21 |
| 3.3.2.2 | Estaca Pré-moldadas em madeira | 23 |
| 3.3.2.3 | Estaca Pré-moldadas de concreto..... | 24 |
| 3.3.3 | Estacas Escavadas | 26 |
| 3.3.4 | Estaca tipo Strauss..... | 27 |
| 3.3.4.1 | Equipamentos..... | 28 |
| 3.3.4.2 | Equipe | 29 |
| 3.3.4.3 | Processo executivo | 29 |
| 3.3.4.4 | Colocação da armadura | 30 |
| 3.3.4.5 | Concretagem..... | 30 |
| 3.3.4.6 | Concreto..... | 31 |
| 3.3.4.7 | Considerações..... | 31 |
| 4. | INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA | 32 |
| 4.1 | Locação de sondagem..... | 33 |
| 4.2 | Processo de execução..... | 33 |
| 4.3 | Parâmetros obtidos a partir de correlações com o SPT | 34 |
| 4.4 | Peso específico | 34 |

| | | |
|---------------|--|-----------|
| 5 | INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA – CPTU E CPT | 35 |
| 6 | METODOLOGIA | 36 |
| 6.1 | Metodologia de calculo | 36 |
| 6.1 | Método aoki-veloso (1975)..... | 37 |
| 6.2 | Método décourt-quaresma (1978) | 41 |
| 6.3 | Carga admissível..... | 44 |
| 6.4 | Carga de catalogo | 45 |
| 7 | ESTUDO DE CASO | 45 |
| 7.1 | Descrição do projeto..... | 45 |
| 7.2 | Perfil Geotécnico | 46 |
| 7.3 | Execução estaca Strauss em campo..... | 47 |
| 7.4 | Capacidade de carga axial das estacas | 50 |
| 7.5 (1975) | Dimensionamento da estaca Strauss pelo método Aoki-Veloso 51 | |
| 7.6 (1978) | Dimensionamento da estaca Strauss pelo método Décourt-Quaresma 58 | |
| 7.7 | Calculo para estimativa da capacidade de carga dos pilares | 63 |
| 7.7.1 | Laje | 63 |
| 7.7.2 | Pilar..... | 66 |
| 7.7.3 | Viga..... | 67 |
| 7.7.4 | Placas de concreto usadas para vedação lateral | 68 |
| 7.7.5 | Cobertura | 70 |
| 8 | RESULTADOS E DISCUSSÕES | 73 |
| 8.1 | Resultados obtidos a partir do Método Aoki-Veloso | 73 |
| 8.2 | Resultados obtidos a partir do Método Aoki-Veloso | 75 |
| 9 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 78 |

1. INTRODUÇÃO

Na área da engenharia civil, busca-se constantemente por métodos mais eficientes e praticáveis. Isso envolve o uso de equipamentos de alta produtividade, um controle exemplar dessa produtividade e uma capacidade notável de carga. O objetivo é obter um resultado que seja economicamente satisfatório para o cliente. Ao escolher o tipo de fundação adequada, é crucial considerar o estudo detalhado do solo, que inclui sondagens SPT realizadas por profissionais qualificados, além de ter um entendimento profundo das forças que atuam na estrutura em construção.

Apesar da diversidade de categorias de elementos, há vários fatores que necessitam ser ponderados ao escolher e planejar um projeto de fundações. Estes fatores estão diretamente ligados ao tipo de grandeza das forças que serão transferidas para o solo, bem como às características topográficas e do solo na localização onde a construção será erigida. Adicionalmente, para desenvolver um projeto coerente, é crucial examinar tanto a infraestrutura quanto a superestrutura de maneira integrada, considerando as cargas originadas por uma estrutura e absorvidas pela outra. Isso resultará na criação de um projeto harmonizado e exequível. (TERZAGHI E PECK, 1962).

Com o progresso da tecnologia, surgiram uma variedade de: fundações superficiais e fundações profundas. As fundações superficiais transferem as cargas para o solo resistente através da sua base apoio, desprezando-se qualquer outra forma de transferência das cargas. Além disso o centro de gravidade da fundação deve coincidir com o centro de gravidade do elemento transmissor de carga (AZEREDO, 1977). Já as fundações profundas a carga é transmitida pelas pressões sob a base da fundação e por atrito e adesão ao longo da sua superfície lateral. Dentro do grupo de fundações profundas, estão as estacas, que são subdivididas em duas classificações: as estacas pré-fabricadas e as estacas moldadas in loco (escavadas). As estacas do tipo Strauss, objeto de análise nesta pesquisa, fazem parte do subgrupo das estacas escavadas e possuem uma metodologia de instalação particular, que será detalhada mais adiante.

A má investigação do subsolo ou a falta desta é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as

cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema. (MILITITSKY, CONSOLI E SCHNAID 2005).

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivos gerais

Esse trabalho tem como objetivo analisar os efeitos da variação dos comprimentos de estacas Strauss sobre os valores de carga admissível ao se trabalhar com os valores recomendados pelo projeto e os valores adotados em campo, analisados sob a ótica de métodos semi-empíricos para um edifício comercial de estrutura pré-moldada.

2.2 Objetivos específicos

- Estudar as etapas de execução de estaca Strauss;
- Verificar em campo, o acompanhamento das diretrizes de projeto;
- Analisar as informações usadas para determinar a profundidade das estacas;
- Descrever e indicar os equipamentos, as ferramentas e os acessórios mínimos necessário.
- Verificar se todas as estacas executadas atendem as especificações iniciais de projeto

2.3 Justificativa

Torna se de grande importância a verificação da execução dos valores definidos em projeto para qualquer tipo de fundação. Observa se que, algumas vezes, há uma disparidade entre o que foi projetado e o que foi executado.

Desta forma, esse trabalho procurou verificar se, mesmo com algumas diferenças apresentadas entre os valores definidos em projeto e os executados, não afetariam a segurança da obra.

3. REFERENCIAL TEORICO

3.1 Fundações

A estrutura de uma edificação é considerada um subsistema estrutural, que inclui a infraestrutura, embutida no subsistema geotécnico, assim esses dois subsistemas compõem um único sistema que está sujeito a ações. (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

As fundações são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura ao solo onde ela se apoia (AZEREDO, 1988). Por isso, as fundações necessitam de uma resistência adequada para resistir às tensões geradas pelos esforços solicitantes. O solo também deve apresentar resistência e rigidez adequadas para que não ocorram deformações exageradas, ou ruptura.

Para se definir qual a fundação mais adequada, é necessário conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, os aspectos do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Através dessas informações, é possível analisar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993). Um bom projeto de fundação corresponde de 3% a 10% do custo total da edificação, mas, um projeto mal elaborado, pode elevar de 5 a 10 vezes o custo da fundação. (BRITO, 1987).

De acordo com Velloso e Lopes (1998), a princípio, para se definir o tipo de fundação, é realizada uma análise de critérios técnicos que propiciam a melhor escolha do tipo de fundação. As informações essenciais que devem ser verificadas, para se iniciar o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- Topografia da área:
 - Levantamento topográfico (planialtimétrico);
 - Dados de taludes e encostas do terreno;
 - Dados sobre erosões, verificação da presença de solo mole na superfície;

- Verificação da necessidade de cortes e aterros;
- Características do solo:
 - Averiguação das oscilações das camadas e suas respectivas profundidades;
 - Existência de camadas resistentes ou adensáveis;
 - Verificação da resistência do solo e sua compressibilidade;
 - Existência de nível d'água e qual sua cota;
- Dados da estrutura a ser executada:
 - Pelo projeto arquitetônico, pode-se desprezar algumas fundações;
 - Tipo e uso da construção;
 - As cargas que a fundação irá receber;
 - Sistema estrutural;
 - Sistema construtivo;
- Informações das construções vizinhas:
 - Características das estruturas da vizinhança;
 - Existência de um subsolo;
 - Probabilidade de escavações e vibrações futuras;
 - Falhas já existentes;
 - Comportamento das fundações.

Assim, as fundações podem ser classificadas tanto em superficiais (diretas ou rasas), como profundas (indiretas), dependendo da forma como a carga é transmitida para o solo.

3.2 Fundação diretas ou rasas

Fundações superficiais, também conhecidas como fundações rasas ou diretas, caracterizam-se por transferir a carga para o solo através de elementos que estão em contato direto com a superfície do solo, dispensando a utilização de maquinaria pesada para afundar ou escavar esses componentes.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) define o elemento fundação rasa (direta ou superficial) cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada. Para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação

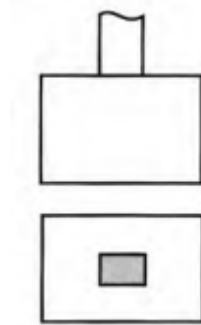
A grandeza fundamental para o projeto de fundações rasas é a tensão admissível, se o projeto for feito considerando fator de segurança global e valores característicos, ou a tensão resistente de cálculo, quando for feito considerando coeficientes de ponderação e valores de cálculo. Essas tensões devem satisfazer simultaneamente aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação, bem como para o conjunto (NBR 6122, ABNT, 2022).

A seguir, são apresentados os principais exemplos de fundações diretas:

3.2.1 Blocos

O bloco é uma fundação rasa recomendada para pequenas obras em solos com boa capacidade de suporte. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), bloco de fundação são elementos de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura.

Segundo Pereira (2018), a vantagem dos blocos é sua fácil execução, o baixo custo comparado a outras fundações, e sua boa capacidade de suporte para obras de pequeno porte. Como não é fundação armada, sua execução é das mais econômicas, pois não é necessário o uso de barras de aço. Contudo, para uma boa eficácia da fundação com este bloco, é indispensável um concreto de qualidade e com alta resistência. Na figura 1 temos um exemplo de bloco para uma fundação direta ou rasa.

Figura 1 - Bloco de fundação**Fonte: Velloso e Lopes (2004)**

3.2.2 Sapata

Sapata isolada, ou simplesmente sapata, é um elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. NBR 6122 (ABNT, 2022).

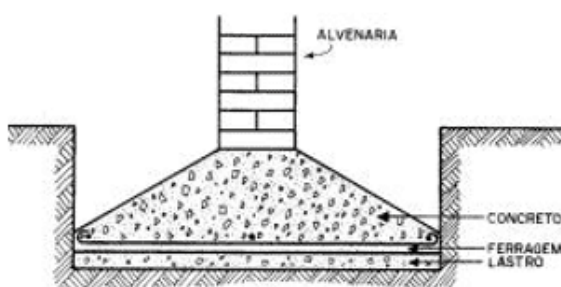
A principal função de uma sapata é distribuir uniformemente o peso da estrutura sobre uma área maior do solo para evitar que a pressão sobre o mesmo seja muito alta. Isso ajuda a prevenir afundamentos e instabilidades na construção.

Profundidade mínima: Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assente sobre rocha, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,5 m. Em casos de obras cujas sapatas ou blocos tenham, em sua maioria, dimensões inferiores a 1,0 m, essa profundidade mínima pode ser reduzida. NBR 6122 (ABNT, 2022).

Lastro: Todas as partes da fundação rasa (direta ou superficial) em contato com o solo (sapatas, vigas de equilíbrio etc.) devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo-fundação. NBR 6122 (ABNT, 2022).

Além das sapatas isoladas, as sapatas também podem ser do tipo associada ou corrida.

Figura 2 - Sapata

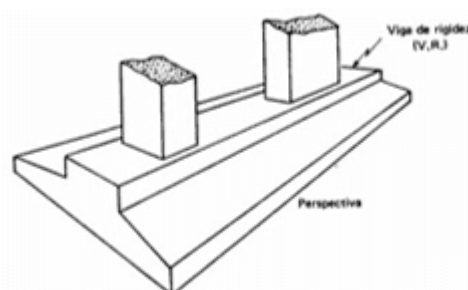


Fonte: EDDY (2012)

3.2.3 Sapata associada

Sapata associada é uma sapata comum a dois pilares. Essa denominação também se aplica a sapatas que sejam comuns a mais do que dois pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura. NBR 6122(ABNT, 2022).

Figura_3 - Sapata associada



Fonte: EDDY (2012)

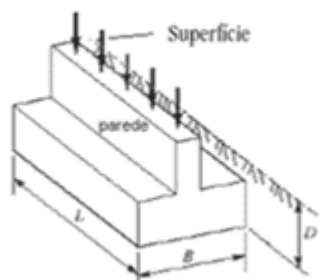
3.2.4 Sapata corrida

Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura. NBR 6122(ABNT, 2022).

É uma sapata que se estende ao longo do comprimento da parede ou muro que está sendo apoiado, criando assim uma base contínua sob a estrutura. São

frequentemente armadas com barras de aço para aumentar sua resistência e durabilidade.

Figura 4 - Sapata corrida



Fonte: PEREIRA (2016)

3.2.5 Viga baldrame

É um elemento estrutural de concreto armado, aplicado horizontalmente na fundação das construções que tem a função de distribuir a carga das paredes e do teto para a fundação, assim garantindo que não ocorra o surgimento de trincas na parede, umidade e outros problemas que comprometam a segurança dos moradores.

Esse tipo de viga pode ou não estar posicionadas abaixo do nível do solo. No caso da viga baldrame enterrada, é necessário o trabalho de escavação, transporte de solo e aterramento.

Figura 5 - Viga baldrame enterrada



Fonte: Equipe viva decora (2020)

Quando se fala da viga baldrame executada acima do solo, também chamada de viga baldrame aérea, é preciso estar atento ao momento exato de executar as instalações hidráulicas, elétricas e de piso.

Figura 6 - Viga baldrame aérea



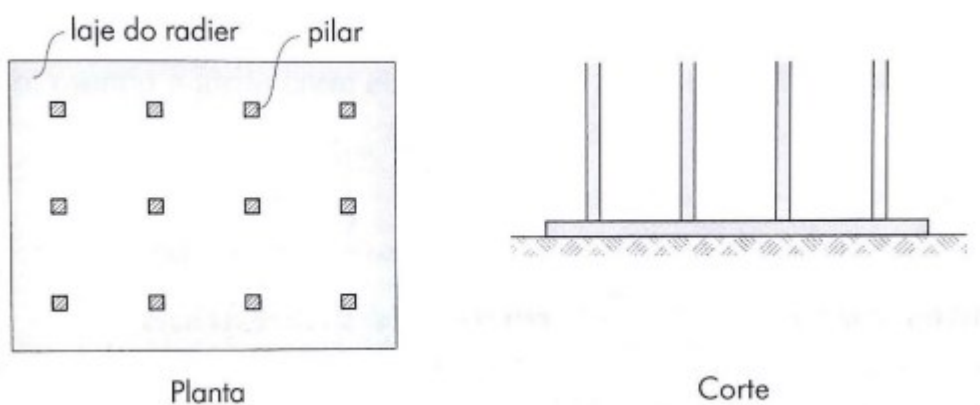
Fonte: Equipe viva decora (2020)

3.2.6 Radier

O radier é um elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70 % das cargas da estrutura NBR 6122(ABNT, 2022).

Esse tipo de fundação consiste em uma laje de concreto que abrange toda a área de projeção da construção, ficando em contato direto com o solo. Tem como principal objetivo descarregar as cargas provenientes dos pilares e das paredes através de uma grande área do solo de forma igual.

Figura 7 - Radier



Fonte: Rebello (2008)

3.3 Fundações profundas

As fundações profundas são amplamente reconhecidas como uma opção estrutural altamente eficaz no campo da engenharia de fundações. Elas são extensivamente utilizadas em cenários nos quais as camadas superficiais do solo não satisfazem os requisitos geotécnicos essenciais para a realização de fundações rasas.

Segundo a NBR 6122(ABNT, 2022), esse tipo de fundação tem a função de transmitir a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m.

3.3.1 Estacas

A fundação do tipo estaca é definida pela NBR 6122(ABNT, 2022), como um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores. As estacas podem ser cravadas e/ou escavadas.

3.3.2 Estacas Cravadas

São elementos pré-fabricados (em madeira, metal ou concreto), que são introduzidos no solo através de percussão, prensagem ou vibração, com recurso e maquinaria própria. O método de execução para este tipo de estaca é rápido e não depende das condições do local, apresentando boa estabilidade em solos moles. No entanto, este tipo de estaca não é adequado para solos que contenham blocos duros. As cravações são feitas normalmente por meio de:

- a) Percussão: Usa-se um martelo em queda livre ou automático. Conforme ABNT NBR 6122(ABNT, 2010), ao se utilizar o martelo em queda livre, o peso do martelo, deve estar em conformidade com a mesma. Para utilização do automático ou vibratório, segue-se as recomendações do fabricante. Sua inconveniência é o barulho produzido.

- b) Prensagem: Empregada em alguns locais para evitar barulho e vibração, para isso, utiliza-se um macaco hidráulico que reage contra a estrutura.
- c) Vibração: Utilizável tanto para a cravação da estaca, como para a extração da mesma. Sua inconveniência é transmitir vibração aos vizinhos, havendo a possibilidade do colapso de suas estruturas, isso devido ao martelo provido de garras que se fixam na estaca e giram em alta velocidade, produzindo uma vibração de alta frequência à estaca.

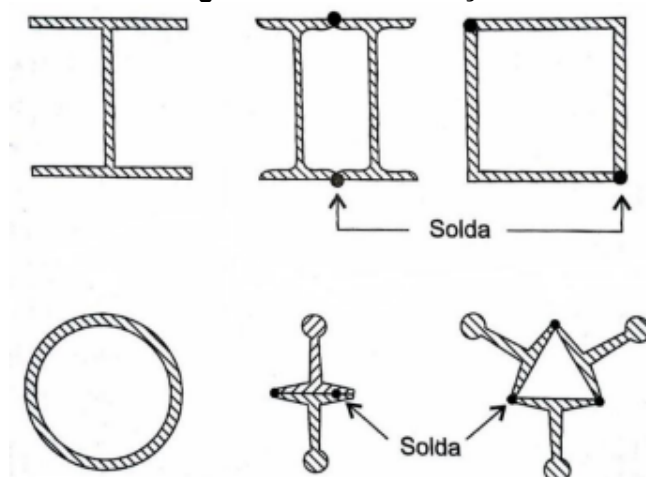
A escolha do equipamento deve ser feita de acordo com o tipo, dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes, tanto estruturais quanto acessórias, em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar à estaca até a profundidade prevista sem danificá-la. Para essa finalidade o uso de martelos mais pesados e com menor altura de queda, é mais eficiente do que o uso de martelos mais leves e com grande altura de queda. (ABNT NBR 6122/2022).

3.3.2.1 Estaca Pré-moldadas em aço

A figura 8 apresenta uma estaca pré-moldada em aço, que é um elemento estrutural utilizado em fundações profundas. Essas estacas são fabricadas previamente em aço, o que lhes confere uma resistência significativa. Geralmente, elas são cravadas no solo através de equipamentos especializados, proporcionando uma base estável para estruturas construídas sobre elas. As estacas pré-moldadas em aço são valorizadas por sua capacidade de suportar altos valores de cargas e por serem uma opção eficaz em solos de difícil comportamento geotécnico.

Rebello (2008) indica que as estacas metálicas podem ser emendadas facilmente por soldagem, o que permite a sua cravação em pequenos segmentos, podendo ser executada na própria obra, sendo limitada apenas pela altura do bate-estaca.

Figura 8 - Estaca em aço



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Este tipo de estaca possui ótimo comportamento tanto à tração como compressão. Além disso durante a execução produzem pouca vibração. São constituídas de perfis laminados ou soldados, em formatos de seção I, H, circular, quadrada e retangular. Os perfis ainda podem ser utilizados isolados e associados, como mostra a Figura 8.

Principais vantagens:

- Facilidade em executar emendas e cortes;
- elevada resistência à compressão, flexão e corte;
- profundidades de cravação elevadas;
- possibilidade de acoplagem de várias estacas;
- possui pouca vibração durante sua cravação.

Principais desvantagens:

- Alto custo;
- apesar da baixa vibração, quando cravadas por percussão emitem ruídos elevados, tornando-se soluções inviáveis em regiões de silêncio, como nas proximidades de hospitais;
- corrosão.

3.3.2.2 Estaca Pré-moldadas em madeira

A estaca pré-moldada em madeira como mostra a figura 9, é mais recomendada em obras provisórias ou quando se tem a garantia de que ela permanecerá submersa, pois ela pode ser atacada por fungos e umidade, causando seu apodrecimento e diminuindo sua vida útil. A cravação por percussão é o processo mais utilizado, utilizando-se para tantos pilões de queda-livre ou automáticos.

Utilizadas em edificações desde a antiguidade, atualmente, as estacas de madeira têm sua utilização reduzida devido à dificuldade de se obter madeiras de boa qualidade. Constituem-se de um tronco de madeira retilíneo e regular, cravado por percussão, golpeando-se a cabeça da estaca com um pilão (BARROS, 2011). Na atualidade, este tipo de estaca é mais utilizado em obras temporárias, geralmente em obras de grandes dimensões (REBELLO, 2008).

Caso seja empregada em situações onde não estiver completamente submersa, é necessário aplicar um processo de tratamento que envolve a pintura e a impregnação da estaca. Nesse procedimento, a estaca é exposta a altas temperaturas, de modo a permitir que os poros da madeira sejam preenchidos com compostos químicos.

Figura 9 - Estaca em madeira



Fonte: Sondarello Engenharia (2022)

A seguir, são relacionadas as principais vantagens do uso de estacas de madeira.

Principais vantagens:

- Tem duração prolongada quando utilizadas abaixo do nível d'água;
- quando o comprimento da estaca não alcança a profundidade desejada, são feitas emendas por sambladura, talas de junção ou anel metálico;
- Leves e de fácil transporte.

Principais desvantagens:

- Durabilidade;
- para penetrarem camadas mais resistentes, as pontas devem estar munidas de uma ponteira de aço;
- Processo de cravação da estaca mais frágil.

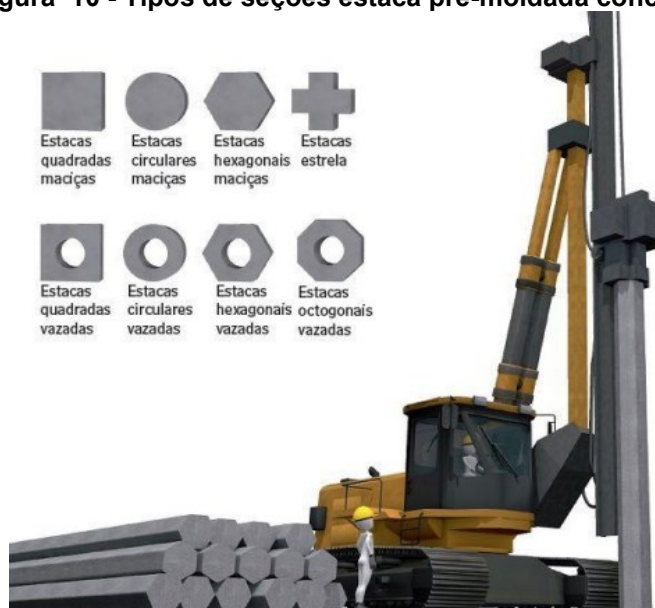
3.3.2.3 Estaca Pré-moldadas de concreto

A estaca pré-fabricada encontra-se no grupo de estacas de deslocamento. Como o nome sugere, já estão previamente feitas e serão transportadas ao local da obra para serem cravadas. Podem ser de concreto armado ou protendido e apresentar qualquer forma geométrica na seção. A cravação é feita normalmente por meio de percussão, prensagem ou vibração, sendo eficiente o uso de martelos mais pesados com menor altura — evitando danos na estaca durante a cravação.

Conforme a NBR 6122(ABNT, 2022), nas estacas de concreto pré-moldadas ou pré-fabricadas, o dimensionamento estrutural deve ser feito utilizando-se as NBR 6118(ABNT, 2014), NBR 9062(ABNT, 2017) e NBR 16258(ABNT, 2014), limitando o f_{ck} a 40,0 MPa. Nas duas extremidades da estaca, deve ser feito um reforço da armadura transversal, para levar em conta as tensões do impacto no processo de cravação.

Esse modelo de estaca pode ser maciça e ter seções quadradas, circulares, hexagonais e estrela. Também podem ser vazadas com seções quadradas, circulares, hexagonais e octogonais (sendo preenchida com concreto após a cravação), conforme a figura 10.

Figura 10 - Tipos de seções estaca pré-moldada concreto



Fonte: Téchne (2016)

Principais vantagens:

- a estabilidade em solos compressíveis como turfas, siltes e argilas moles, podendo ser cravadas de maneira predeterminada;
- o material dessa estaca poderá ser inspecionado antes da cravação;
- poderá ser recravada caso seja afetada por inchamento do solo;
- seu procedimento de construção não é afetado pelo lençol freático;
- ela poderá ser cravada em grandes comprimentos;
- pode ser transportada acima do nível do terreno, ou seja, dentro da água para estruturas marítimas e pode aumentar a densidade relativa de uma camada de fundação granular.
- custos pré-fixados.

Apesar de todo o controle de qualidade e custos competitivos, Bentes (2015) afirma que as estacas pré-moldadas apresentam algumas desvantagens, tais como:

Principais desvantagens:

- sobras e/ou quebras gerando perdas significativas;
- vibrações e ruídos em excesso;
- baixa produtividade (média de 100 metros por dia)

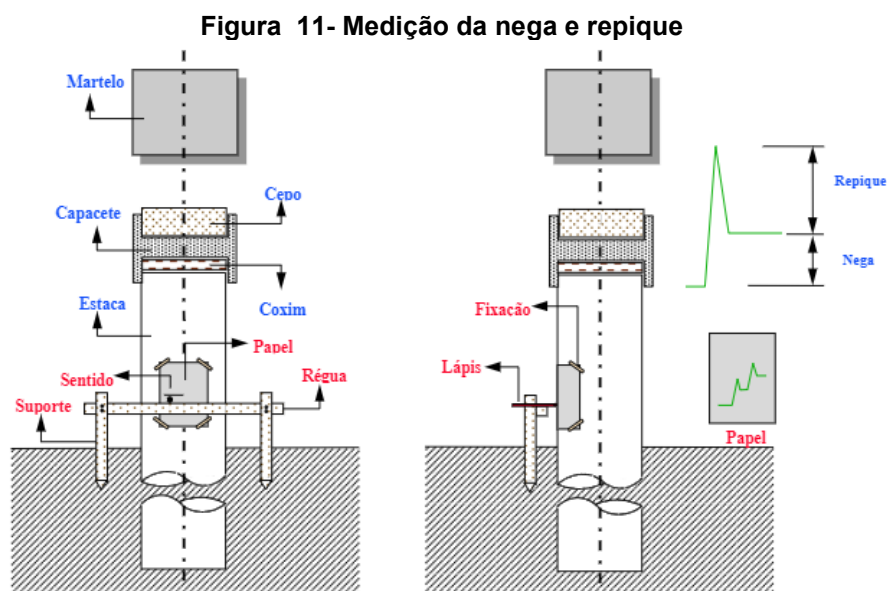
- estão sujeitas à decomposição e a ataque de microorganismos.

3.3.3 Parâmetros para monitoramento da qualidade das estacas

Alguns parâmetros podem ser usados para medir a qualidade dos processos de cravação de estacas. Dentre esses parâmetros, pode se citar a “nega” e o repique elástico. Conforme NBR 6122(ABNT, 2022), o termo “nega” é a medida da penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação.

Repique é obtido ao final da cravação, traçando uma reta de referência e depois mantendo o lápis na estaca durante o golpe. Normalmente obtém-se 10 repiques durante a obtenção da nega (10 golpes).

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas. Exceções devem ser justificadas. Deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100 % das estacas. Na Figura 11 pode se observar a medição da nega e do repique.



Fonte: Manual De Especificações De Produtos E Procedimentos Abef (2004)

3.3.4 Estacas Escavadas

São aquelas em que ocorre a retirada de material em sua perfuração no solo. São do tipo moldada “in loco” e podem ser realizadas com ou sem revestimento, com

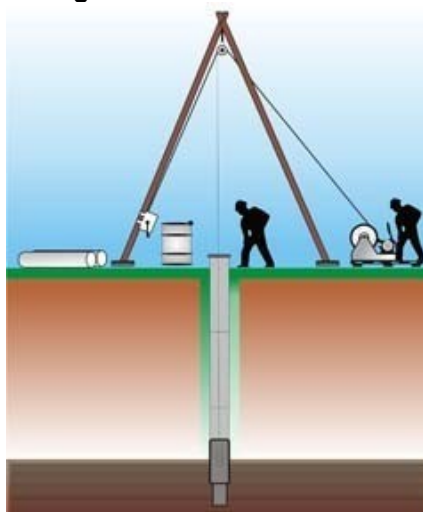
ou sem a utilização de fluido estabilizante. Podem ser utilizadas em solos coesivos, não coesivos e com presença de nível d'água, desde que utilizem técnicas de encamisamento. Podem ser: tubulões ou estacas tipo broca, estacas tipo Franki, estacas tipo Strauss, estacas hélice contínua, estacas tipo raiz. Considerando-se que o foco principal desse trabalho são as estacas tipo Strauss, a seguir, será apresentado um maior detalhamento desse tipo de estaca.

3.3.5 Estaca tipo Strauss

A estaca tipo Strauss constitui uma forma de fundação de concreto (podendo ser armado ou simples) que é produzida através do uso de um revestimento metálico removível. Essa estaca é um elemento de fundação profunda escavado com o emprego de uma sonda ou piteira, cujo diâmetro é definido por uma camisa metálica recuperada, a qual, cravada em sua profundidade, garante a estabilidade da perfuração e as condições de concretagem, sem que ocorra mistura com o solo. (ABEF, 2004).

Ela é uma alternativa viável para áreas com topografia irregular devido à simplicidade dos equipamentos envolvidos. No entanto, é importante destacar que essa técnica também apresenta restrições, especialmente em relação ao nível do lençol freático. A realização do processo de concretagem pode se tornar inviável devido à dificuldade em secar a estaca para a execução adequada do concreto.

Figura 12 - Estaca Strauss



Fonte: JM bate estacas (2013)

Principais vantagens:

- Pouca vibração durante a execução;
- Fácil execução em solo acima do nível d'água;
- Possibilidade de uso em tipos de locais como:
 - Confinados;
 - terrenos acidentados;
 - interiores de construção, pé direito reduzido.

Principais desvantagens:

- Difícil cravação em solo resistente;
- Capacidade de carga pequena;
- Difícil execução abaixo do nível d'água.

Segundo (ABEF, 2004), o boletim de controle de execução deve ser preenchido para todas as estacas, contendo, no mínimo os seguintes dados da obra e da execução:

- a) Identificação da obra e data;
- b) Identificação da estaca;
- c) Diâmetro da estaca de carga nominal;
- d) Cota do terreno local;
- e) Profundidade perfurada;
- f) Cota de arrasamento da estaca.

3.3.5.1 Equipamentos

Conforme (ABEF, 2004), na execução são utilizados os seguintes equipamentos:

- a) Tripé ou torre;

- b) Guincho: montado sobre o chassi reforçado – confeccionado em madeira ou aço -, movimentando-se sobre pranchas e composto por motor diesel ou elétrico.
- c) Guincho manual;
- d) Tubulação de revestimento, construída por segmentos de 2,0 a 2,5 m de tubo metálico padrão “Schedule”, os quais são emendados por rosca macho-fêmea.
- e) Coroa: primeiro revestimento a ser posicionado, tendo a sua extremidade inferior recortada em forma de dentes.
- f) Sonda ou piteira: consiste num tudo dotado, na extremidade inferior, de uma sapata cortante provida de válvula articulada, de modo a permitir somente a entrada do material a ser cortado e com sua extremidade superior maciça.
- g) Soquete ou pilão: peça maciça de aço, em forma cilíndrica =, provida também de olha, de diâmetro inferior ao tudo de revestimento, com massa ao redor de 300Kg, empregada ao iniciar a estaca, fazendo um pré-furo.
- h) Cabos de aço;
- i) Moitão;
- j) Betoneira;
- k) Carrinho de mão;
- l) Pá e;
- m) Enxada.

3.3.5.2 Equipe

Conforme (ABEF, 2004), a equipe mínima para a execução dos serviços de estacas tipo Strauss deve ser constituído por:

- a) 1 Engenheiro supervisor;
- b) 1 operador (chefe de equipe);
- c) 1 pé-de-sonda (operador que fica junto ao furo);
- d) 1 concreteiro.

3.3.5.3 Processo executivo

A execução é iniciada através da aplicação de repetidos golpes com o pilão ou a piteira para formar um pré-furo com profundidade de 1,0 a 2,0 m, dentro do qual

é colocado um segmento curto de revestimento com coroa na ponta. A seguir prossegue-se a perfuração com repetidos golpes da sonda e eventual adição de água que vai removendo o solo. Na medida em que o furo é formado, os tubos de revestimento vão sendo introduzidos até que a profundidade prevista seja atingida. Concluída a perfuração, é lançada água no interior dos tubos para sua limpeza. A água e a lama são totalmente removidas pela piteira e o soquete é lavado. NBR 6122 (ABNT, 2022).

3.3.5.4 Colocação da armadura

Velloso e Lopes (2004) citam que no caso de a estaca Strauss ser armada, a ferragem longitudinal deve ser confeccionada com barras retas, sem esquadro na ponta e os estribos devem permitir livre passagem ao soquete de compactação e garantir um cobrimento de armadura, não inferior a 3 cm.

Para estacas armadas, a gaiola de armadura deve ser introduzida no revestimento antes da concretagem. Neste caso, o soquete deve ter diâmetro menor que o da armadura.

Nas estacas dimensionadas para suportar tração ou flexão, o projeto da armadura deve obedecer aos seguintes critérios: NBR 6122(ABNT, 2022):

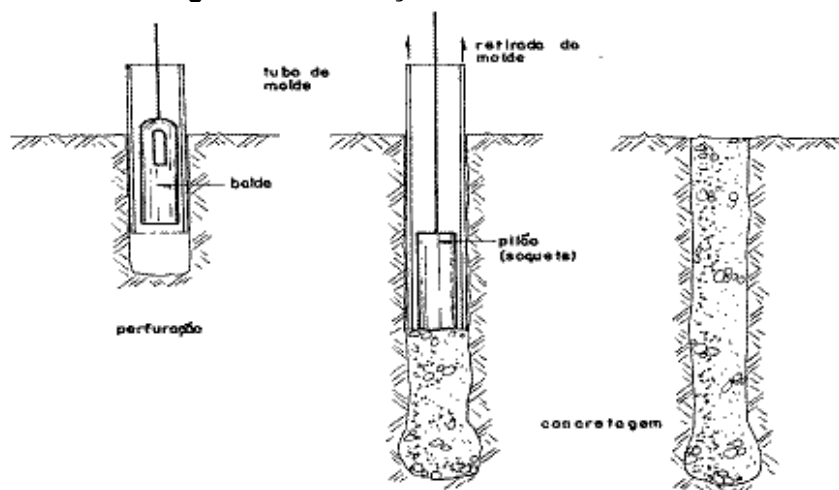
- a) o diâmetro mínimo para execução de estacas armadas é de 32 cm;
- b) os estribos podem ser individuais ou em espiral com passo entre 15 cm e 30 cm.

3.3.5.5 Concretagem

O concreto é lançado através de funil no interior do revestimento, em quantidade suficiente para se ter uma coluna de aproximadamente 1,0 m, que deve ser apiloado para formar a ponta da estaca. Continuando-se a execução da estaca, o concreto é lançado e apiloado com a simultânea retirada do revestimento.

A retirada do revestimento deve ser feita com guincho manual de forma lenta, para evitar a subida da armadura, quando existente, e a formação de vazios, garantindo-se que o concreto esteja acima da ponta do revestimento. A concretagem deve ser feita até a superfície do terreno. NBR 6122(ABNT, 2012).

Figura 13 - Execução das estacas Strauss



Fonte: BORGES

3.3.5.6 Concreto

O concreto a ser utilizado deve satisfazer as seguintes exigências:

- consumo de cimento não inferior a 300 kg/m³;
- abatimento ou slump test conforme ABNT NBR NM 67 entre 8 cm e 12 cm para estacas não armadas e de 12 cm a 14 cm para estacas armadas;
- agregado: diâmetro máximo 19 mm (brita 1);
- fck ≥ 20 MPa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

3.3.5.7 Considerações

Não se devem executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 h. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste. ABNT NBR 6122/2022).

4. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

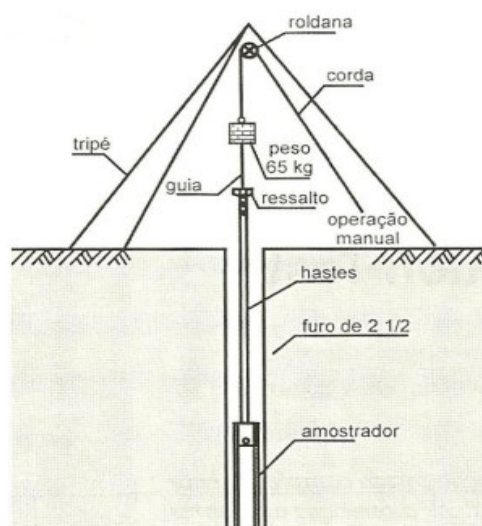
SPT é a abreviação em inglês para "Standard Penetration Test". O SPT é um procedimento amplamente utilizado na engenharia geotécnica e na avaliação das propriedades do solo. Essa sigla representa um teste de campo que tem como objetivo determinar o índice de resistência à penetração do solo em diversas profundidades.

Segundo a NBR 6484(ABNT 2010), este método consiste na perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como na observação do nível da água dentro do furo de sondagem. A figura 13 apresenta um esquema da execução do ensaio e os equipamentos envolvidos.

Segundo Schnaid (2000, p.09) "no ensaio SPT, a perfuração é realizada por gradagem e circulação de água, utilizando um trépano de lavagem de ferramentas de escavação.

De acordo com Dantas Neto (2008), esse processo de sondagem é largamente utilizado por possuir algumas vantagens em relação a outros procedimentos, tais como a simplicidade do equipamento e a obtenção de valores numéricos úteis para a realização de projetos de fundação.

Figura 14 - Ensaio SPT



Fonte SCHNAID, (2000)

4.1 Locação de sondagem

Conforme a NBR 6484(ABNT, 2020), a locação dos furos de sondagem em planta deve ser fornecida pelo contratante. Nesta planta, deve constar a referência de nível (RN), com cota preferencialmente georreferenciada, adotada para o nivelamento dos pontos de sondagem. Na falta de dados sobre a referência de nível, deve-se adotar um RN arbitrário, fora do perímetro da obra (guia, calçada etc.). Quando da sua locação, cada sondagem deve ser marcada com a cravação de um piquete de material apropriado.

Este piquete deve ter gravada a identificação do ponto de sondagem e estar suficientemente cravado no solo, servindo de referência de nível para a execução da sondagem e posterior determinação de cota por meio de nivelamento topográfico. NBR 6484(ABNT, 2020).

4.2 Processo de execução

O procedimento se dá pela penetração de um amostrador padrão, conhecido por amostrador Terzaghi, por meio de queda livre de um peso padrão de 65 kgf, também chamado de martelo, a uma altura de 75 cm. O amostrador é fixado a uma haste, que vai rosqueando-se à medida que o amostrador aprofunda-se no solo. Esse amostrador constitui-se de duas meias-canas, e pode ser aberto para que se realize a verificação do solo retido (REBELO, 2008)

Para a definição do SPT, observa-se o número de quedas do martelo necessário para a cravação de 45 cm do amostrador no solo. O número de quedas é anotado a cada perfuração de 15 cm, e o Índice de Resistência à Percussão N, é a soma dos golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm. Após os 45 cm cravados, o amostrador é recolhido e a amostragem de solo nele contida é retirada, armazenada e identificada (QUARESMA et al. 1998).

A amostra deve ser coletada, para exame posterior, uma parte representativa do solo colhido pelo trado durante a perfuração até 1 m de profundidade, procurando identificar a espessura da camada com presença significativa de raízes quando for o caso.

4.3 Parâmetros obtidos a partir de correlações com o SPT

A NBR 6484(ABNT, 2020), prevê que o boletim de sondagem deve fornecer, além da classificação do solo, a consistência ou compactidade (VELLOSO e LOPES, 2004). A Tabela 1 mostra a classificação, do solo segundo a norma.

Tabela 1 - Estado de compactidade e consistência

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

As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: NBR 6484/2020

Logo, quanto maior o número de golpes para a penetração do amostrador, melhor o tipo de solo encontrado e maior a resistência para a fundação.

4.4 Peso específico

Para a estimativa do peso específico do solo, Godoy (1972), recomenda a utilização da tabela 2 para solos argilosos e da tabela 3 e para solos arenosos.

Tabela 2 - Peso específicos dos solos argilosos

| Nspt | Consistência | Peso específico (kN/m ³) |
|---------|--------------|--------------------------------------|
| ≤ 2 | Muito Mole | 13 |
| 3 – 5 | Mole | 15 |
| 6 – 10 | Média | 17 |
| 11 – 19 | Rija | 19 |
| ≥ 20 | Dura | 21 |

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 3 - Peso específicos dos solos arenosos

| Nspt | Compacidade | Peso específico (kN/m ³) | | |
|---------|-----------------------|--------------------------------------|-------|----------|
| | | Areia seca | Úmida | Saturada |
| < 5 | Fofa | | | |
| 5 – 8 | Pouca compacta | 16 | 18 | 19 |
| 9 – 18 | Medianamente compacta | 17 | 19 | 20 |
| 19 – 40 | Compacta | 18 | 20 | 21 |
| > 40 | Muito compacta | | | |

Fonte: Godoy (1972)

5. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA – CPTU E CPT

O objetivo desse método é a determinação da resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, caracterizada em componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. O método visa fornecer dados que permitam estimar propriedades dos solos. Esses dados são utilizados em projeto e construção de obras de terra e de fundações de estrutura. (NBR 12069 MB 3406/ 1991).

Figura 15 - Cone utilizado nos ensaios CPT

Fonte: Damasco pena – Engenharia geotécnica (2018)

O ensaio CPT consiste na cravação estática lenta de um cone mecânico ou elétrico que armazena em um computador os dados a cada 20 cm. O cone alocado nesta bomba hidráulica é penetrado no terreno a uma velocidade de 2 cm por segundo. O próprio equipamento, por ser hidráulico, crava o cone no terreno e funciona como uma prensa. Depois de cravado, ele obtém os dados de forma automática e o próprio sistema captura os índices e faz o registro contínuo desses dados ao longo da profundidade. Esse método de investigação do solo fornece:

- a resistência de ponta (q_c);
- a resistência do atrito lateral (f_s);
- a correlação entre os dois (F_r , medida em %) – que permitem a identificação do tipo de solo.

6. METODOLOGIA

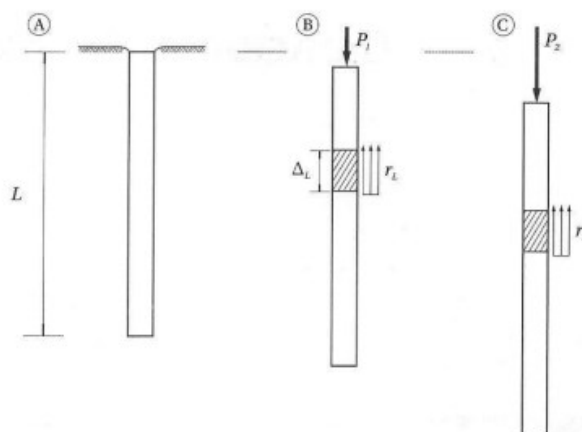
Para realização deste trabalho, elaborou-se um modelo estrutural de uma edificação pré-moldada e assim, obteve-se as devidas cargas de projeto. A partir da interpretação dos relatórios de sondagem SPT (Standart Penetration Test), leitura da planta baixa da edificação, onde foi possível identificar a localização dos furos de fundações, acompanhamento em campo para mensurar a real profundidade das estacas, foi possível a obtenção de dados para o cálculo da capacidade de carga das fundações através de Métodos semi-empíricos. Posteriormente, os valores de projeto foram comparados com os valores obtidos pelos métodos semi-empíricos.

6.1 METODOLOGIA DE CALCULO

Para compreender o significado da capacidade de carga de um elemento da fundação por estaca, em termos geotécnicos, considera-se uma estaca qualquer, de comprimento L , instalada no solo (Fig. 16 A). Na sua cabeça, será aplicada uma força vertical de compressão, progressivamente aumentada, atingindo os valores P_1 e P_2 , conforme representado nas figs. 16 B e 16 C.

Com as aplicações gradativas dessa carga, serão mobilizadas tensões por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, e também tensões resistentes normais à base ou ponta da estaca. (CINTRA, AOKI 2010).

Figura 16 - Exemplo para ilustrar capacidade de carga em estacas



Fonte: CINTRA, AOKI (2010)

Os métodos teóricos existentes exigem grandes fatores de segurança para que os resultados obtidos se tornem válidos. Tais métodos nem sempre conseguem representar a tangível situação dos elementos de fundação a serem dimensionados. (SENA, 2016 p.12).

Já os processos semi-empíricos, conforme a NBR 6122(ABNT, 2019), são aqueles que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto e trazem mais segurança devido à junção da teoria com a prática. Porém, segundo De Freitas Souza e Pereira Garcia (2014, p. 10), os respectivos métodos foram desenvolvidos através de estudos de solos específicos e devido a isso eles ressaltam a importância da análise numérica e crítica.

Dentre os inúmeros métodos para a determinação da capacidade de carga em estacas, nesse trabalho, trabalhou-se com duas metodologias brasileiras que se destacam: Método Aoki e Velloso (1975) e método Décourt e Quaresma (1978).

6.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Na década de 1970, com a finalidade de difundir a utilização de ensaios CPT, foi desenvolvido o Método Aoki-Velloso. Porém, devido aos altos custos do ensaio CPT, ocorreu o desenvolvimento de fatores de correlação que permitiram que valores

de sondagem NSPT fosse adaptado para se obter os valores de resistência do cone necessários para a utilização do referido método.

Devido à sua simplicidade e precisão nos cálculos, esse método tornou-se amplamente utilizado.

Aoki e Velloso (1975) propõem critérios para a determinação da resistência de ponta (R_p) e da resistência lateral (R_l) que compõem a capacidade de carga da estaca (R). As Equações 2 e 3 apresentam as parcelas da resistência de ponta e da resistência lateral.

$$R_T = R_L + R_p \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

R_T : Resistência total;

R_L : Resistência lateral;

R_p : Resistência de ponta.

Assim, a parcela de resistência de ponta é determinada pela Equação 2

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

R_p : Resistência de ponta

r_p : Incógnita geotécnica da resistência de ponta;

A_p : Área de ponta da estaca.

A parcela de resistência de atrito lateral é dada pela Equação 3:

$$R_L = U \cdot \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

R_L : Resistência de atrito lateral;

U : Perímetro da seção transversal;

r_L : Tensão média de atrito lateral na camada de espessura Δ_L ;

Δ_L : Espessura da camada de solo.

As parcelas r_p e r_L são parâmetros geotécnicos que foram inicialmente obtidos, por relações dos ensaios de penetração estática (CPT), onde o valor de resistência de ponta do cone (q_c) é utilizado para a obtenção da resistência de ponta da estaca, e o atrito lateral unitário na luva (f_s) é utilizado para a obtenção da resistência lateral, relacionando a resistência produzida ao longo do fuste, como apresentado nas Equações 4 e 5.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 4}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

r_p : Resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT;

r_L : Resistência de atrito lateral fornecida pelo ensaio CPT;

q_c : Resistência de ponta do cone;

f_s : Atrito lateral unitário da luva;

F_1 : Coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da carga de ponta;

F_2 : Coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da carga lateral.

Os valores de resistência de ponta e atrito que seriam obtidos a partir de ensaios CPT, são obtidos partir de correlações podem ser realizadas por meio da Equação 6. Em que o coeficiente K depende do tipo de solo.

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação 6}$$

Essa alteração possibilita representar o atrito lateral em função do N_{SPT} com a utilização da razão de atrito (α), conforme a equação 7:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação 7}$$

Logo, o atrito lateral unitário (f_s) é obtido conforme Equação 8:

$$f_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

α : Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT em função do tipo de solo (Tabela 4);

K : Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (Tabela 04);

N_{SPT} : N_{SPT} médio na camada de espessura Δ_L

Retornando à expressão r_p e r_L , obtém-se:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1}$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2}$$

Em que N_p e N_L são respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δ_L .

Portanto, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela forma semiempírica mostrada na equação 9:

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_{F_2}^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad \text{Equação 9}$$

Os valores de K e α , expressos na tabela 04, foram propostos baseados em experiências e em valores literários. Os fatores foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil, apresentados na tabela 2.

Tabela 4 - Coeficiente K e razão de atrito α

| Solo | K(Mpa) | α(%) |
|----------------------|---------------|-------------------------------|
| Areia | 1 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| Areia siltoargilosa | 0,70 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| Areia argilossiltosa | 0,50 | 2,8 |
| Silte | 0,40 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte arenoargiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Silte argiloarenoso | 0,25 | 3,0 |
| Argila | 0,20 | 6,0 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila arenossiltosa | 0,30 | 2,8 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| Argila siltoarenosa | 0,33 | 3,0 |

Fonte: CINTRA, AOKI (2010)

Tabela 5 - Fatores de correção F1 e F2

| Tipo de estaca | F1 | F2 |
|------------------------------|-----------|-----------|
| Franki | 2,5 | 2.F1 |
| Metálica | 1,75 | 2.F1 |
| Pré-moldada | 1+D/0,80 | 2.F1 |
| Escavada | 3 | 2.F1 |
| Raiz, Hélice Contínua, Ômega | 2 | 2.F1 |

Fonte: CINTRA, AOKI (2010)

6.2 Método Décourt-quaresma (1978)

O método de Décourt & Quaresma (1978) é um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga, fundamentado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Desenvolvido, a princípio para estacas pré-moldadas de concreto, com o passar do tempo foi estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas, por meio da introdução dos coeficientes α e β à equação original (PAGNUSSATTI; SANTOS, 2020).

Para as parcelas de resistência lateral (R_L) e resistência de ponta (R_P) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação por estacas tem se as equações 10 e 11.

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L \quad \text{Equação 10}$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

r_L : Resistência de ponta;

r_p : Resistência de atrito lateral;

U : Perímetro da seção transversal;

L : Comprimento da estaca;

A_p : Área de ponta da estaca.

A estimativa da tensão de atrito lateral r_L é feita como o valor médio de índice de resistência á penetração do SPT ao longo do fuste (N_L). No cálculo do N_L , adotam se os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não se deve considerar os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta, sem nenhuma distinção do tipo de solo.

Para estacas de deslocamento e estacas escavadas com lama bentonítica, pode se estender o valor de N_L de 15 para 50 e deve se manter o valor de $N_L \leq 15$ para estaca Strauss e tubulão a céu aberto. Desta forma, tem-se:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação 12}$$

A resistência de ponta é estimada pela equação 13:

$$r_p = C \cdot N_p \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

C : É o coeficiente característico do solo (Tabela 6);

N_p : Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca.

Tabela 6 - Coeficiente característico do solo C

| Tipo de solo | C(Kpa) |
|---------------------------------------|--------|
| Argilas | 120 |
| Siltes argilosos (alteração de rocha) | 200 |
| Siltes arenosos (alteração de rocha) | 250 |
| Areias | 400 |

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Décourt (1996), inseriu os fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando a capacidade de carga, conforme a equação 14:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U \cdot L \quad \text{Equação 14}$$

Os valores propostos para α e β estão apresentados na tabela 7 e 8, para estacas do tipo escavada em geral, escavada com lama bentonítica, hélice contínua, raiz e injetada sob altas pressões. Já para estacas do tipo pré-moldada, metálicas e tipo Franki adota-se $\alpha=\beta= 1$.

Tabela 7 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

| Tipo de solo | 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 | 0,60 | 0,60 | 0,3* | 0,6* | 1,0* |
| Areias | 0,50 | 0,50 | 0,3* | 0,5* | 1,0* |

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

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 8 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

| Tipo de solo | Escavada em geral | Escavada (bentonita) | Hélice contínua | Raiz | Injetada sob altas pressões |
|----------------------|-------------------|----------------------|-----------------|------|-----------------------------|
| Argilas | 0,80* | 0,90* | 1,0* | 1,5* | 0,3* |
| Solos intermediários | 0,65* | 0,75* | 1,0* | 1,5* | 0,3* |
| Areias | 0,5* | 0,60* | 1,0* | 1,5* | 0,3* |

***Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.
Fonte: Décourt (1996).**

6.3 Carga admissível

Usualmente, define-se como admissível a carga obtida a partir da aplicação de um coeficiente de segurança com valor igual a dois em relação à carga de ruptura de um elemento estrutural. Outra tendência é admitir coeficientes de segurança diferentes para o atrito lateral e para a carga de ruptura de ponta (HACHICH, et al., 1998). Para obtenção da carga admissível, tem-se genericamente:

$$Carga\ admissível = \frac{Carga\ de\ ruptura}{fator\ de\ segurança}$$

Há dois tipos de carga admissível, a carga admissível da fundação (P_a) e a carga admissível (P_e), mais conhecida como carga de catálogo.

O método de Aoki-Velloso (1975) utiliza o fator de segurança recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2022), sendo a carga admissível a metade do valor da capacidade de carga de ruptura da estaca.

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{Equação 15}$$

Já o método de Décourt-Quaresma pode admitir coeficientes de segurança diferentes para o atrito lateral e para a carga de ruptura de ponta. Sendo os valores 1,3 e 4,0 correspondentes ao fator de segurança da carga por atrito lateral e carga de ponta, respectivamente (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$R_{adm} = \frac{R_P}{4,0} + \frac{R_L}{1,3} \quad \text{Equação 16}$$

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{Equação 17}$$

Assim adotando se o menor valor entre a equação 16 e equação 17.

6.4 Carga de catálogo

A carga de catálogo (P_e) recebe este nome, pelo motivo óbvio de ser a carga exibida no catálogo do fabricante. A carga de catálogo, contempla a verificação do estado limite último exclusivamente da estaca, sem levar em conta as questões geotécnicas do maciço solo-estaca.

Conhecidos os valores de P_a e P_e , adota-se o menor deles como carga admissível. Na prática de projeto, como a carga de catálogo é definida inicialmente, ela passa a representar o limite superior para a carga admissível da função. (CINTRA e AOKI, 2010).

$$P_a \leq P_e \quad \text{Equação 18}$$

A tabela 9 a seguir, mostra a carga de catálogo da Estaca Strauss, citadas na literatura brasileira, conforme Cintra e o Aoki (2010).

Tabela 9 - Carga de catálogo para estacas Strauss

| Estaca | Diâmetro | Carga (kN) |
|---------|----------|------------|
| Strauss | Ø25 | 200 |
| | Ø32 | 300 |
| | Ø38 | 400 |
| | Ø42 | 600 |

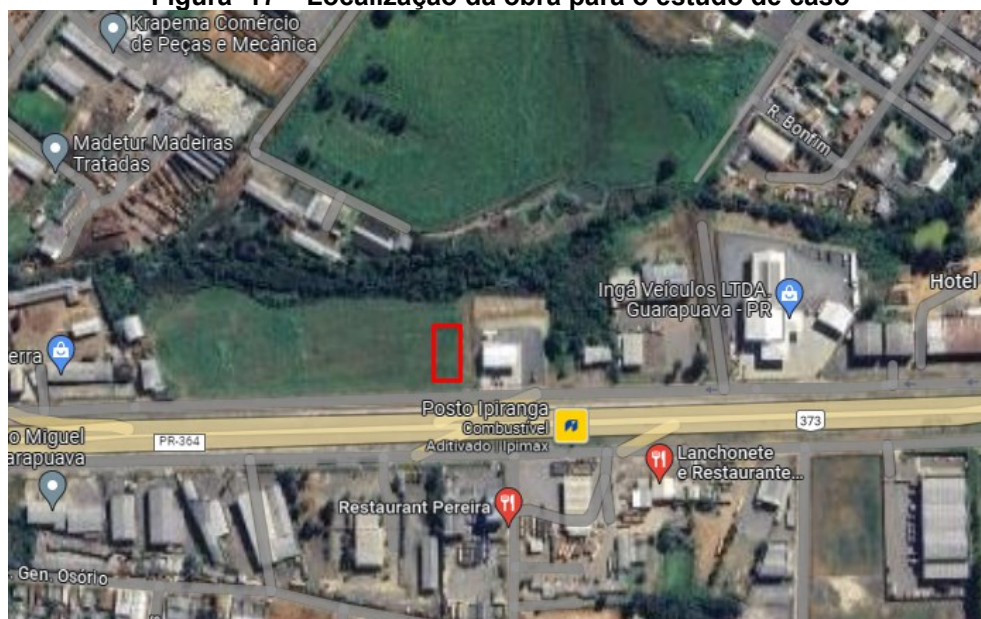
Fonte: Cintra e Aoki (2010)

7. ESTUDO DE CASO

7.1 Descrição do projeto

O estudo de caso refere-se às fundações de um edifício comercial em estrutura pré-moldada, localizado na Avenida Prefeito Antonio Lustosa de Siqueira, Bairro Industrial – Guarapuava – PR, conforme pela figura 17, onde o local da edificação está sinalizada com um retângulo vermelho.

A fundação já projetada para o edifício comercial será de 62 estacas Strauss, dividida em três grupos de blocos, sendo o bloco 1 com 36 estacas, bloco 2 com 14 estacas e bloco 3 com 12 estacas. A localização das estacas e os diâmetros dos blocos estão apresentados no ANEXO A.

Figura 17 – Localização da obra para o estudo de caso

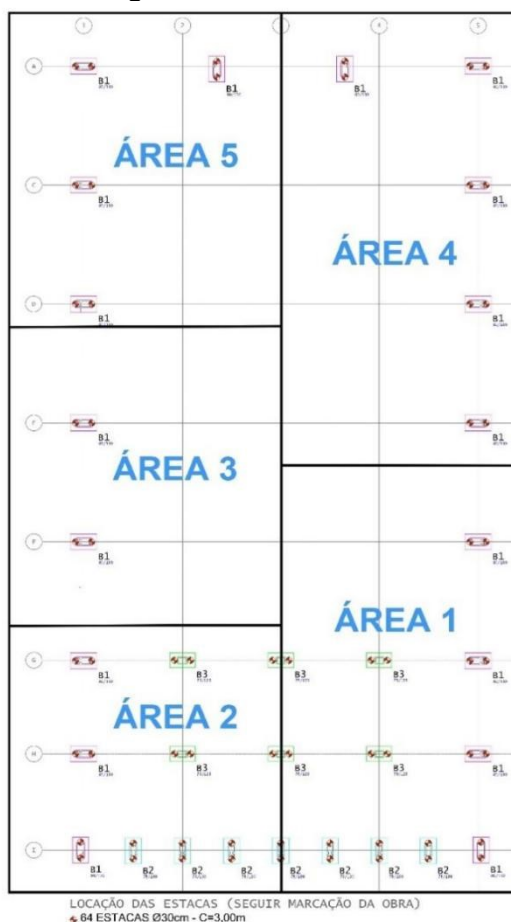
Fonte: Google maps (2023)

7.2 Perfil Geotécnico

O perfil geotécnico foi determinado a partir da sondagem por percussão (SPT). Para análise do terreno obteve-se, junto à empresa TECNE fundações e construções, o relatório de sondagem referente a edificação comercial localizada na Avenida Prefeito Antonio Lustosa de Siqueira, Bairro Industrial – Guarapuava – PR. A sondagem a percussão para esse terreno foi executada 05 furos que obteve um total de 24,75 metros lineares.

Na figura 18, pode se visualizar 5 áreas distintas, com um furo de sondagem realizado em cada uma dessas áreas, e o total de 62 estacas definidas em projeto.

Figura 18 - Áreas distintas



Fonte: Tecne fundações, adaptado (2023)

O relatório de sondagem, que inclui em sua descrição os procedimentos realizados, perfis individuais de cada furo, a tabela com a classificação e consistência, a localização dos furos, é apresentado no ANEXO B.

7.3 Execução estaca Strauss em campo

Na Figura 19, tem se o início da execução da estaca Strauss, onde o tripé foi centralizado corretamente no lugar onde foi marcado para ser feito a estaca (visto no projeto). O soquete que está pendurado sobre a espia pesa aproximadamente 500 kg, e está sendo utilizado para formar o pré-furo, pois se trata de um solo compactado.

Figura 19 - Início da execução da estaca Strauss



Fonte: Autoria própria (2023)

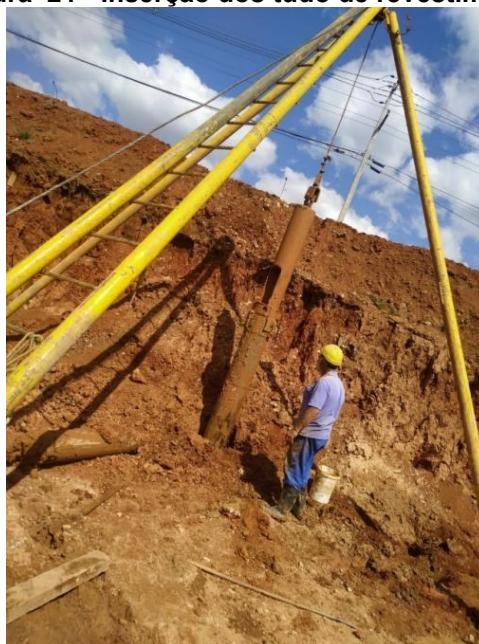
Em seguida, como pode ser visto na Figura 20, após o soquete iniciar o furo é colocada a sonda com eventual adição de água para continuar a perfuração mais profunda e ir removendo o material.

Figura 20 - Continuação do furo com a sonda



Fonte: Autoria própria (2023)

Na Figura 21, depois de furar aproximadamente 2,50 m, os tubos de revestimento vão sendo introduzidos até que a profundidade prevista seja atingida. Em seguida, é lançada água no interior dos tubos para sua limpeza.

Figura 21 - Inserção dos tudo de revestimento

Fonte: Autoria própria (2023)

Logo depois, o furo está pronto para receber a armadura e a concretagem. Primeiro é colocada a armadura e em seguida a concretagem é lançada no interior do revestimento. Por fim, é feita a retirada do revestimento com a ajuda manual do guincho da máquina de forma lenta para evitar a subida da armadura, como pode ser visto na Figura 22.

Figura 22: a) Armadura utilizada e b) revestimento onde é lançado o concreto

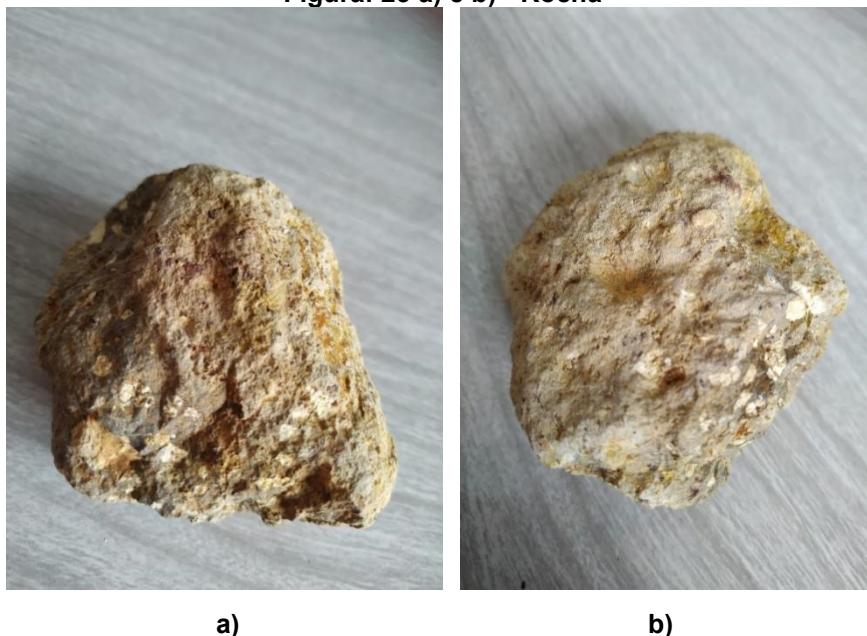
a)

b)

Fonte: Autoria própria (2023)

Na Figura 23, pode ser visto o tipo de rocha encontrada nas camadas onde a fundação dava-se como terminada pelos operadores, pois a sonda não cortava esse material visto que se trata de uma rocha de difícil ruptura.

Figura: 23 a) e b) - Rocha



Fonte: Autoria própria (2023)

7.4 Capacidade de carga axial das estacas

A primeira camada do solo apresentava uma baixa capacidade de carga para suportar as estacas. Desta forma, foi feita a sua retirada e, portanto, não foi considerada no estudo de caso.

Utilizaram-se os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para a definição das cargas admissíveis das estacas, procurando obter uma melhor análise do solo estudado.

Buscando a sistematização dos valores de SPT encontrados em cada camada do solo estudado, realizou-se o cálculo de um NSPT médio correspondente a cada camada do perfil apresentado no ANEXO B, descartando-se os valores discrepantes. Os resultados obtidos foram utilizados nos cálculos das cargas admissíveis e estão detalhados no Quadro 1.

Quadro 1: Correção do SPT pela média

| Nível (m) | SPT | | | | | NSPT corrigido pela média |
|-----------|------|-----|------|------|------|---------------------------|
| | SP1 | SP2 | SP3 | SP4 | SP5 | |
| -1,45 | 3 | 3 | 5 | 5 | 3 | 3,80 |
| -2,45 | 4 | 5 | 6 | 6 | 5 | 5,20 |
| -3,45 | 10 | 12 | 34 | 36* | 9 | 20,20 |
| -4,45 | 15* | 10 | 34* | 36** | 38* | 26,60 |
| -5,45 | 15** | 13 | 34** | 36** | 38** | 27,20 |
| -6,45 | 15** | 36 | 34** | 36** | 38** | 31,80 |
| -7,45 | - | - | - | - | - | - |

Fonte: Autoria própria (2023)

Foram feitas as seguintes considerações para a realização dos cálculos dos métodos investigados:

(*) últimos valores de spt obtidos das sondagens;

(**) repetição dos últimos valores para cada sondagem até as cotas em estudo (cota máxima de 6,45 m).

7.5 Dimensionamento da estaca Strauss pelo método Aoki-Velloso (1975)

Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica foi utilizado o método de Aoki-Velloso, citado no item 6.1 e o método de Décourt Quaresma, citado no item 6.2. Com os valores de NSPT médios definidos, calculou-se as resistências de ponta e lateral para cada camada apresentada no relatório de sondagem, até chegar à profundidade de 6,45 metros (profundidade máxima encontrada). O cálculo realizado para estaca Strauss foi com diâmetro de 32 cm, definido em projeto.

Conforme o Quadro 1, observa-se que, para a primeira camada do solo a ser considerada, será:

$$L = 1,45 \text{ m}$$

$$N_{SPT} = 3,80$$

Em todos os furos nessa camada do solo prevalece a presença de argila siltosa (ANEXO A). Desta forma, os coeficientes K e α , presentes na Tabela 4 são:

$$k = 220 \text{ (Mpa)}$$

$$\alpha = 4,0 \text{ (\%)}$$

Para o diâmetro de 32 cm temos perímetro da estaca:

$$U = \pi * 0,32$$

$$U = 1,005 \text{ m}$$

E a área de ponta:

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

Equação 19

$$A_p = 0,0804 \text{ m}^2$$

Para a estaca Strauss, que é um tipo de estaca escavada, apresentado na tabela 5, obtive-se os seguintes valores para F1 e F2:

$$F1 = 3,00$$

$$F2 = 6,00$$

Na sequência, foram encontrados os valores das resistências unitárias de ponta e lateral pelas equações 20 e 21

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1}$$

Equação 20

$$r_p = \frac{220 * 3,80}{3,0}$$

$$r_p = 278,66 \text{ kN}$$

$$r_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2}$$

Equação 21

$$r_L = \frac{0,04 * 220 * 3,80}{6}$$

$$r_L = 5,57 \text{ kN}$$

A partir das equações 22 e 23, calcularam-se as resistências de ponta e lateral da camada analisada:

$$R_p = r_p * A_p$$

Equação 22

$$R_p = 278,66 * 0,0804$$

$$R_p = 22,41 \text{ kN}$$

$$R_L = r_L * U * L \quad \text{Equação 23}$$

$$R_L = 5,57 * 1,005 * 1,45$$

$$R_L = 8,12 \text{ kN}$$

Logo, foi possível definir a resistência total e a resistência admissível da estaca, pelas equações 24 e 25:

$$R_t = R_p + R_l \quad \text{Equação 24}$$

$$R_t = 22,41 + 8,12$$

$$R_t = 30,53 \text{ kN}$$

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2} \quad \text{Equação 25}$$

$$R_{adm} = \frac{30,53}{2}$$

$$R_{adm} = 15,26 \text{ kN}$$

Os cálculos foram feitos com o auxílio do SMATH. SMATH Studio é um software computacional para solução de equações matemática de uso livre (freeware) de código fechado, semelhante ao Mathcad.

Assim o método de cálculo realizado para a primeira camada seguiu os mesmos critérios para toda as camadas até a profundidade de 6,45 metros. Os resultados de resistência, para cada camada, de acordo com o tipo de solo, SPT, coeficientes (K), razão de atrito (α) e fatores de correção (F1 e F2), podem ser verificados na Tabela 10.

Tabela 10 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada camada

| MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|----------------|-----------|---------|--------------|----|----|---------|---------|--------------|---------|-----------|
| Prof. (m) | Tipo de Solo | SPT Médio | k (kpa) | α (%) | F1 | F2 | Rp (kN) | RI (kN) | RI acumulada | Rt (kN) | Radm (kN) |
| 1,45 | Argila Siltosa | 3,80 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 22,41 | 8,12 | 8,12 | 30,53 | 15,27 |
| 2,45 | Argila Siltosa | 5,20 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 30,66 | 18,78 | 26,90 | 57,56 | 28,78 |
| 3,45 | Silte Argiloso | 20,20 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 124,54 | 91,31 | 118,21 | 242,75 | 121,38 |
| 4,45 | Silte Argiloso | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 155,09 | 273,30 | 437,30 | 218,65 |
| 5,45 | Silte Arenoso | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 273,21 | 546,51 | 947,53 | 473,77 |
| 6,45 | Silte Arenoso | 31,80 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 468,84 | 378,03 | 924,54 | 1393,38 | 696,69 |

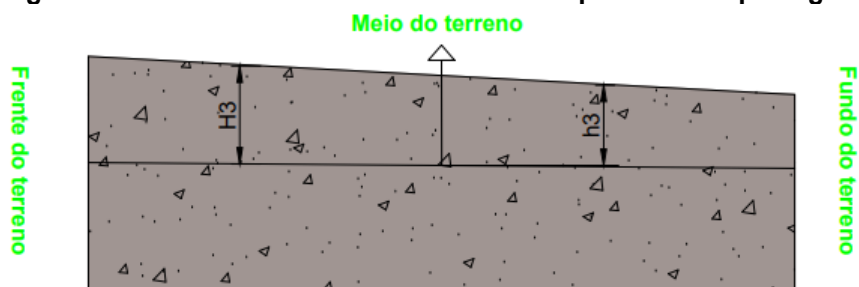
Fonte: Autoria própria (2023)

Vale ressaltar que quando foi realizado o estudo de sondagem (SPT), no local da obra, o terreno não possuía nenhuma alteração. Porém, quando foram iniciadas as fundações para as estacas, esse local do terreno teve algumas mudanças em seus perfis.

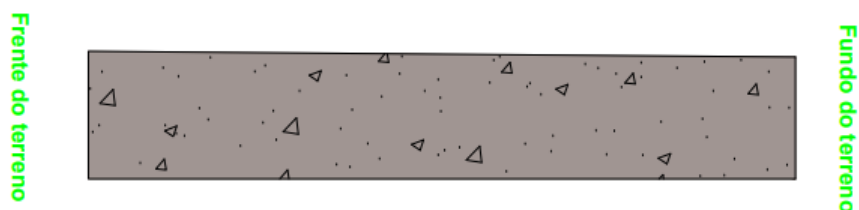
Na parte da frente até a metade foi rebaixada a cota do terreno em aproximadamente 2,2 metros de terra e da metade para trás, um corte de 1,7 metros, como pode ser visto na Figura 24. Nesta figura, pode se observar a nomenclatura H3 que representa a face ou frente do terreno até a metade deste e h3 que representa a dimensão do fundo do terreno até a metade deste.

Na Figura 25, pode se demonstrar como ficou a seção da estaca depois da mudança de perfil.

Figura 24 - Vista lateral do terreno antes e depois da terraplanagem

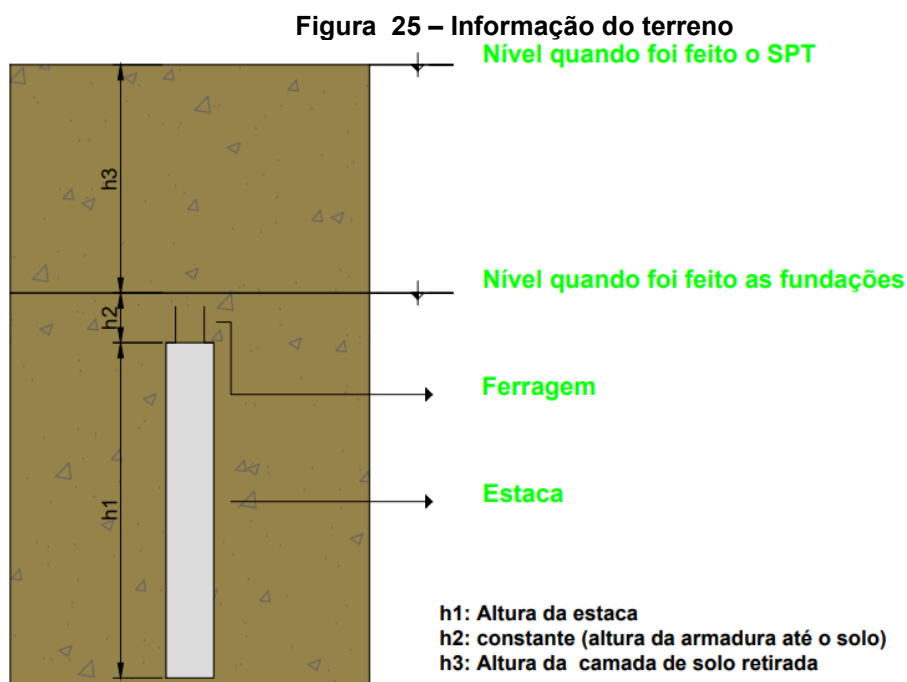


01 Vista lateral do terreno antes da terraplanagem



02 Vista lateral do terreno depois da terraplanagem

Fonte: Autoria própria (2023)



Fonte: Autoria própria (2023)

A capacidade de carga final de cada estaca de acordo com seus parâmetros, pode ser verificado na tabela 11. Apresenta-se algumas explicações de alguns parâmetros utilizados, como:

- Camada retirada: Altura do solo retirado antes da execução das fundações.
- E1/E2: O E1 se refere à estaca 1 e o E2 estaca 2. Como o comprimento das estacas era função da proximidade entre elas, utilizou se adotou se o mesmo comprimento para ambas as estacas. Logo E1/E2 receberão a carga do Pilar 1. Assim, a resistência é multiplicada por dois, para, desta forma ter a resistência admissível final das duas estacas.

Tabela 11- Cálculo da Capacidade de carga geotécnica para cada estaca Strauss

(continua)

| MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|---------|-----------|----------------|-------------------|-------|---------|--------------|----|----|---------|---------|---------|-----------|-------|---------------|------------|
| Camada retirada | Estaca | Prof. (m) | Tipo de Solo | SPT Médio lateral | Np | k (kpa) | α (%) | F1 | F2 | Rp (kN) | RI (kN) | Rt (kN) | Radm (kN) | Pilar | Radm (kN) * 2 | Radm (ton) |
| 2,20m +- | E1/E2 | 2,80 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 154,40 | 555,42 | 277,71 | 1 | 555,42 | 56,64 |
| 2,20m +- | E3/E4 | 2,50 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,00 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 98,05 | 254,92 | 127,46 | 2 | 254,92 | 25,99 |
| 2,20m +- | E5/E6 | 2,50 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,00 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 98,05 | 254,92 | 127,46 | 3 | 254,92 | 25,99 |
| 2,20m +- | E7/E8 | 2,70 | Silte Argiloso | 26,90 | 26,90 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 165,85 | 88,14 | 253,99 | 127,00 | 4 | 253,99 | 25,90 |
| 2,20m +- | E9/E10 | 2,70 | Silte Argiloso | 26,90 | 26,90 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 165,85 | 88,14 | 253,99 | 127,00 | 5 | 253,99 | 25,90 |
| 2,20m +- | E11/E12 | 2,40 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 94,12 | 250,99 | 125,50 | 6 | 250,99 | 25,59 |
| 2,20m +- | E13/E14 | 2,45 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 96,09 | 252,96 | 126,48 | 7 | 252,96 | 25,79 |
| 2,20m +- | E15/E16 | 2,30 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 91,22 | 248,09 | 124,05 | 8 | 248,09 | 25,30 |
| 2,20m +- | E17/E18 | 2,40 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 94,12 | 250,99 | 125,50 | 9 | 250,99 | 25,59 |
| 2,20m +- | E19/E20 | 3,00 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 165,43 | 566,45 | 283,23 | 10 | 566,45 | 57,76 |
| 2,20m +- | E21/E22 | 3,00 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 165,43 | 566,45 | 283,23 | 11 | 566,45 | 57,76 |
| 2,20m +- | E23/E24 | 2,55 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 88,87 | 252,87 | 126,44 | 12 | 252,87 | 25,79 |
| 2,20m +- | E25/E26 | 2,40 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 164,00 | 94,12 | 258,12 | 129,06 | 13 | 258,12 | 26,32 |
| 2,20m +- | E27/E28 | 2,75 | Silte Argiloso | 26,90 | 26,90 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 96,92 | 260,92 | 130,46 | 14 | 260,92 | 26,61 |
| 1,7 m +- | E29/E30 | 3,40 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 187,49 | 588,51 | 294,26 | 15 | 588,51 | 60,01 |
| 1,7 m +- | E31/E32 | 3,50 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 193,00 | 594,02 | 297,01 | 16 | 594,02 | 60,57 |
| 1,7 m +- | E33/E34 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 116,31 | 280,31 | 140,16 | 17 | 280,31 | 28,58 |
| 1,7 m +- | E35/E36 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 116,31 | 280,31 | 140,16 | 18 | 280,31 | 28,58 |
| 1,7 m +- | E37/E38 | 2,70 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 95,16 | 259,16 | 129,58 | 19 | 259,16 | 26,43 |
| 1,7 m +- | E39/E40 | 3,10 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 119,83 | 283,83 | 141,92 | 20 | 283,83 | 28,94 |
| 1,7 m +- | E41/E42 | 2,80 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 97,58 | 261,58 | 130,79 | 21 | 261,58 | 26,67 |
| 1,7 m +- | E43/E44 | 3,50 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 193,00 | 594,02 | 297,01 | 22 | 594,02 | 60,57 |
| 1,7 m +- | E45/E46 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 97,58 | 261,58 | 130,79 | 23 | 261,58 | 26,67 |
| 1,7 m +- | E47/E48 | 3,45 | Silte arenoso | 27,20 | 27,20 | 550 | 2,20 | 3 | 6 | 401,02 | 190,24 | 591,26 | 295,63 | 24 | 591,26 | 60,29 |
| 1,7 m +- | E49/E50 | 2,90 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 102,21 | 266,21 | 133,11 | 25 | 266,21 | 27,15 |

Tabela 11 - Cálculo da Capacidade de carga geotécnica para cada estaca Strauss

(conclusão)

| MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|---------|-----------|----------------|-------------------|-------|---------|--------------|----|----|---------|---------|---------|-----------|-------|---------------|------------|
| Camada retirada | Estaca | Prof. (m) | Tipo de Solo | SPT Médio lateral | Np | k (kpa) | α (%) | F1 | F2 | Rp (kN) | RI (kN) | Rt (kN) | Radm (kN) | Pilar | Radm (kN) * 2 | Radm (ton) |
| 1,7 m +/- | E51/E52 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 116,83 | 280,83 | 140,42 | 26 | 280,83 | 28,64 |
| 1,7 m +/- | E53/E54 | 2,70 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 95,16 | 259,16 | 129,58 | 27 | 259,16 | 26,43 |
| 1,7 m +/- | E55/E56 | 3,20 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 112,78 | 276,78 | 138,39 | 28 | 276,78 | 28,22 |
| 1,7 m +/- | E57E58 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 98,68 | 262,68 | 131,34 | 29 | 262,68 | 26,79 |
| 1,7 m +/- | E59/E60 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 26,60 | 230 | 3,40 | 3 | 6 | 164,00 | 98,68 | 262,68 | 131,34 | 30 | 262,68 | 26,79 |
| 1,7 m +/- | E61/E62 | 2,60 | Argila Siltosa | 26,60 | 26,60 | 220 | 4,00 | 3 | 6 | 156,87 | 103,12 | 259,99 | 130,00 | 31 | 259,99 | 26,51 |

Fonte: Autoria própria (2023)

7.6 Dimensionamento da estaca Strauss pelo método Décourt-Quaresma (1978)

Como citado anteriormente, o método proposto por Décourt e Quaresma (1978) também foi utilizado para o cálculo das cargas admissíveis das estacas. Conforme citado no item 6.2, seguem os cálculos para a capacidade de carga.

O cálculo realizado para estaca Strauss considerou o diâmetro de 32 cm. Além disso, realizou-se o cálculo da carga admissível em todas as camadas do solo até os 6,45 metros de profundidade. O cálculo demonstrado a seguir foi realizado para as três primeiras camadas:

Profundidade de 0,0 a -3,45 metros: Argila Siltosa

N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste.

Para estaca de 32 cm tem se:

$$U = 1,005 \text{ m}$$

$$Ap = 0,0804 \text{ m}^2$$

Para o coeficiente característico do solo C , foi utilizado conforme o tipo de solo.

Para Argila: $C = 120 \text{ Kpa}$

Para silte argiloso: $C = 200 \text{ Kpa}$

Foram utilizados os valores de α e β de acordo com o tipo de estaca e do tipo de solo.

Para argilas, utilizou se:

$$\alpha = 0,85$$

$$\beta = 0,80$$

Para solos intermediários utilizou se:

$$\alpha = 0,60$$

$$\beta = 0,65$$

$$r_l = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

Equação 26

$$N_L = \left(\frac{3,80 + 5,20 + 20,2}{3} \right) = 9,73$$

$$r_l = 10 \left(\frac{9,73}{3} + 1 \right)$$

$$r_l = 42,43 \text{ kN}$$

Calculando a resistência lateral com os demais fatores do solo e da estaca, tem-se:

$$R_L = r_l * \beta * U * L \quad \text{Equação 27}$$

$$R_L = 42,43 * 0,8 * 1,005 * 3,45$$

$$R_L = 4243 * 0,65 * 1,005 * 3,45$$

$$R_L = 117,69 \text{ kN}$$

$$R_P = \alpha * C * N_P * A_P \quad \text{Equação 28}$$

$$R_P = 0,85 * 200 * 17,33 * 0,0804$$

$$R_P = 236,86 \text{ kN}$$

Aplicando se os coeficientes de segurança pelas equações (25) e (16), obteve se:

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2,0}$$

$$R_{adm} = \frac{354,55}{2,0}$$

$$R_{adm} = 177,27 \text{ kN}$$

$$R_{adm} = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4}$$

$$R_{adm} = \frac{117,69}{1,3} + \frac{236,86}{4}$$

$$R_{adm} = 149,77 \text{ kN}$$

Assim, a favor da segurança utiliza-se como carga admissível o menor valor entre os dois:

$$R_{adm} = 70,87 \text{ kN}$$

Tabela 12 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada camada

| MÉTODO DÉCOURT – QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|-------|-------|-----|------------|------------|-------------------|------------|--------------|--------|-------------------------|
| Prof. (m) | Tipo de Solo | Np | NI | C | Rp (kN) | RI (kN) | RI (acumulada) | Rt (kN) | Qadm (kN) | R/2 | (RL/1,3) + (RP/4) |
| 1,45 | Argila Siltosa | 3,80 | 3,80 | 200 | 51,95 | 26,42 | 26,42 | 78,4 | 33,31 | 39,19 | 33,31 |
| 2,45 | Argila Siltosa | 9,73 | 4,50 | 200 | 133,02 | 49,24 | 75,66 | 208,7 | 71,13 | 104,34 | 71,13 |
| 3,45 | Silte Argiloso | 17,33 | 9,73 | 200 | 236,86 | 117,69 | 193,36 | 430,2 | 149,74 | 215,10 | 149,74 |
| 4,45 | Silte Argiloso | 24,66 | 13,95 | 200 | 421,42 | 202,14 | 395,50 | 816,9 | 260,85 | 408,46 | 260,85 |
| 5,45 | Silte arenoso | 28,5 | 16,6 | 250 | 780,09 | 286,27 | 681,77 | 1461,9 | 415,23 | 730,93 | 415,23 |
| 6,45 | Silte arenoso | 31,8 | 19,13 | 250 | 869,50 | 382,53 | 1064,30 | 1933,8 | 511,629 | 966,90 | 511,63 |

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 13 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada estaca

(continua)

| MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|---------|-----------|----------------|-------------------|-------|-------|---------|---------|---------|---------|-----------|--------|-------------------|-------|--------------|------------|
| Camada retirada | Estaca | Prof. (m) | Tipo de Solo | SPT Médio lateral | Np | NI | C (Kpa) | Rp (kN) | RI (kN) | Rt (kN) | Radm (kN) | R/2 | (RL/1,3) + (RP/4) | Pilar | Radm (kN) *2 | Radm (ton) |
| 2,20m +- | E1/E2 | 2,80 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 147,07 | 634,62 | 235,02 | 317,31 | 235,02 | 1 | 470,04 | 47,93 |
| 2,20m +- | E3/E4 | 2,50 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 113,56 | 450,69 | 171,64 | 225,35 | 171,64 | 2 | 343,28 | 35,00 |
| 2,20m +- | E5/E6 | 2,50 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 113,56 | 450,69 | 171,64 | 225,35 | 171,64 | 3 | 343,28 | 35,00 |
| 2,20m +- | E7/E8 | 2,70 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 122,65 | 459,78 | 199,70 | 229,89 | 178,63 | 4 | 399,40 | 40,73 |
| 2,20m +- | E9/E10 | 2,70 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 122,65 | 459,78 | 199,70 | 229,89 | 178,63 | 5 | 399,40 | 40,73 |
| 2,20m +- | E11/E12 | 2,40 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 109,02 | 446,15 | 168,14 | 223,08 | 168,14 | 6 | 336,28 | 34,29 |
| 2,20m +- | E13/E14 | 2,45 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 111,29 | 448,42 | 169,89 | 224,21 | 169,89 | 7 | 339,78 | 34,65 |
| 2,20m +- | E15/E16 | 2,30 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 104,47 | 441,60 | 164,64 | 220,80 | 164,64 | 8 | 329,29 | 33,58 |
| 2,20m +- | E17/E18 | 2,40 | Silte argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 109,02 | 446,15 | 168,14 | 223,08 | 168,14 | 9 | 336,29 | 34,29 |
| 2,20m +- | E19/E20 | 3,00 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 157,84 | 645,39 | 243,30 | 322,70 | 243,30 | 10 | 486,61 | 49,62 |
| 2,20m +- | E21/E22 | 3,00 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 157,84 | 645,39 | 243,30 | 322,70 | 243,30 | 11 | 486,61 | 49,62 |
| 2,20m +- | E23/E24 | 2,55 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 115,83 | 452,96 | 173,38 | 226,48 | 173,38 | 12 | 346,77 | 35,36 |
| 2,20m +- | E25/E26 | 2,40 | Argila Siltosa | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 109,02 | 446,15 | 168,14 | 223,08 | 168,14 | 13 | 336,29 | 34,29 |
| 2,20m +- | E27/E28 | 2,75 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 421,42 | 124,92 | 546,34 | 201,45 | 273,17 | 201,45 | 14 | 402,89 | 41,08 |
| 1,7 m +- | E29/E30 | 3,40 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 178,59 | 666,14 | 259,26 | 333,07 | 259,26 | 15 | 518,53 | 52,88 |
| 1,7 m +- | E31/E32 | 3,50 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 183,84 | 671,39 | 263,30 | 335,70 | 263,30 | 16 | 526,61 | 53,70 |
| 1,7 m +- | E33/E34 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 149,90 | 487,03 | 199,59 | 243,52 | 199,59 | 17 | 399,18 | 40,71 |
| 1,7 m +- | E35/E36 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 149,90 | 487,03 | 199,59 | 243,52 | 199,59 | 18 | 399,18 | 40,71 |
| 1,7 m +- | E37/E38 | 2,70 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 122,65 | 459,78 | 178,63 | 229,89 | 178,63 | 19 | 357,26 | 36,43 |
| 1,7 m +- | E39/E20 | 3,10 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 140,82 | 477,95 | 192,61 | 238,98 | 192,61 | 20 | 385,21 | 39,28 |
| 1,7 m +- | E41/E42 | 2,80 | Argila Siltosa | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 127,19 | 464,32 | 182,12 | 232,16 | 182,12 | 21 | 364,24 | 37,14 |
| 1,7 m +- | E43/E44 | 3,50 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 183,84 | 671,39 | 263,30 | 335,70 | 263,30 | 22 | 526,61 | 53,70 |
| 1,7 m +- | E45/E46 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 127,19 | 464,32 | 182,12 | 232,16 | 182,12 | 23 | 364,24 | 37,14 |

Tabela 13 - Cálculo da Capacidade de carga da estaca Strauss para cada estaca

(conclusão)

| MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|---------|-----------|----------------|-------------------|-------|-------|---------|---------|---------|---------|-----------|--------|-------------------|-------|--------------|------------|
| Camada retirada | Estaca | Prof. (m) | Tipo de Solo | SPT Médio lateral | Np | NI | C (Kpa) | Rp (kN) | RI (kN) | Rt (kN) | Radm (kN) | R/2 | (RL/1,3) + (RP/4) | Pilar | Radm (kN) *2 | Radm (ton) |
| 1,7 m +- | E47/E48 | 3,45 | Silte arenoso | 27,20 | 28,53 | 16,60 | 250 | 487,55 | 181,22 | 668,77 | 261,29 | 334,39 | 261,29 | 24 | 522,58 | 53,29 |
| 1,7 m +- | E49/E50 | 2,90 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 131,73 | 468,86 | 185,61 | 234,43 | 185,61 | 25 | 371,23 | 37,85 |
| 1,7 m +- | E51/E52 | 3,30 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 149,90 | 487,03 | 199,59 | 243,52 | 199,59 | 26 | 399,18 | 40,71 |
| 1,7 m +- | E53/E54 | 2,70 | Argila Siltosa | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 122,65 | 459,78 | 178,63 | 229,89 | 178,63 | 27 | 357,26 | 36,43 |
| 1,7 m +- | E55/E56 | 3,20 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 145,36 | 482,49 | 196,10 | 241,25 | 196,10 | 28 | 392,20 | 39,99 |
| 1,7 m +- | E57/E58 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 127,19 | 464,32 | 182,12 | 232,16 | 182,12 | 29 | 364,24 | 37,14 |
| 1,7 m +- | E59/E60 | 2,80 | Silte Argiloso | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 400 | 337,13 | 127,19 | 464,32 | 182,12 | 232,16 | 182,12 | 30 | 364,24 | 37,14 |
| 1,7 m +- | E61/E62 | 2,60 | Argila Siltosa | 26,60 | 24,66 | 13,95 | 200 | 337,13 | 118,10 | 455,23 | 175,13 | 227,62 | 175,13 | 31 | 350,26 | 35,72 |

Fonte: Aatoria própria (2023)

7.7 Cálculo para estimativa da capacidade de carga dos pilares

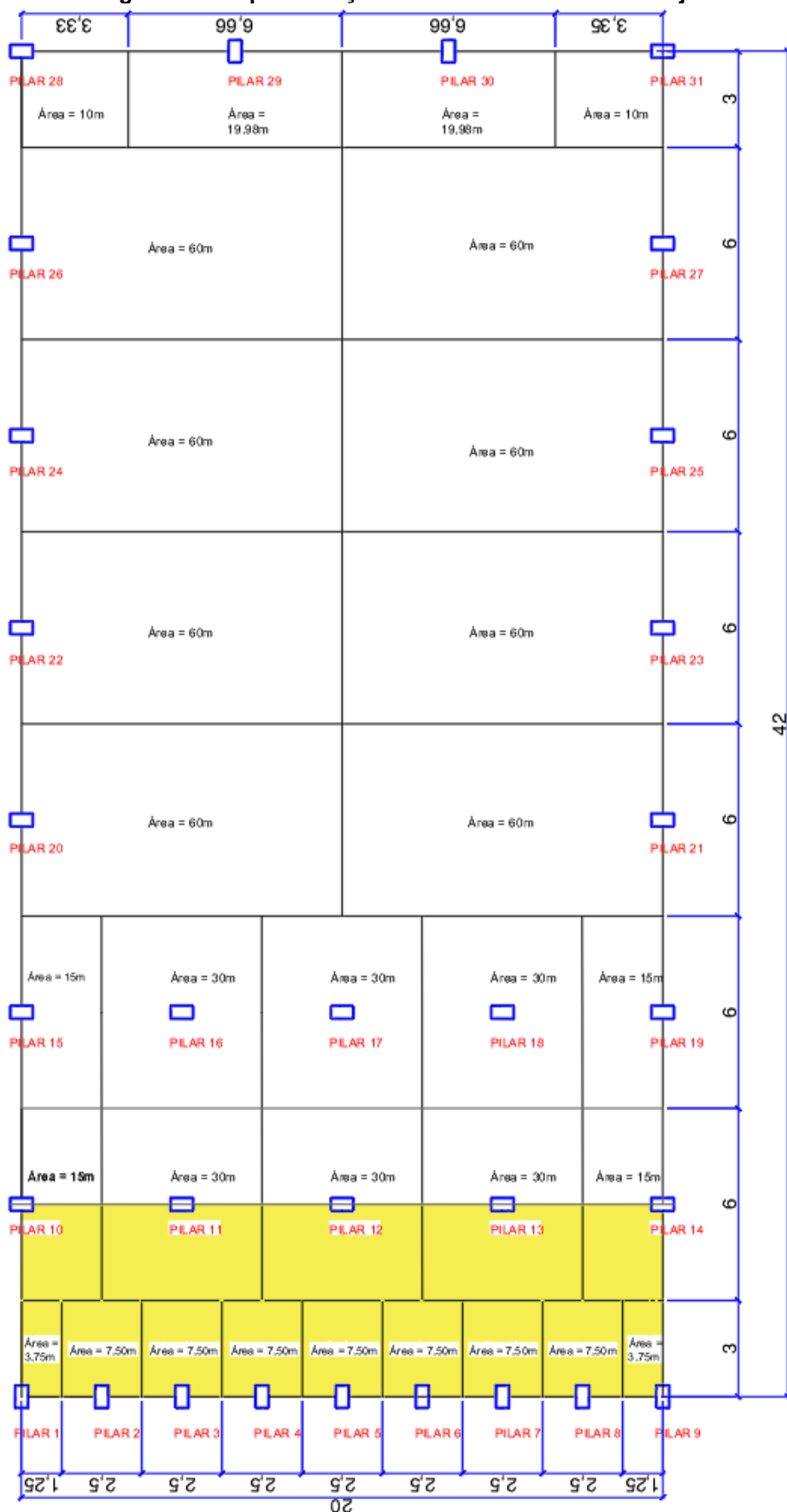
A empresa responsável pela execução da estrutura não forneceu o acesso à planta de cargas dos pilares da estrutura. Desta forma, através de contato com o engenheiro responsável pela obra, foram obtidas informações relevantes, incluindo dados sobre os dimensionamentos dos elementos estruturais, o tipo de material utilizado e imagens do software utilizado na construção. Esses dados facilitaram a visualização e entendimento do processo de cálculo. Além disso, a empresa nos forneceu a planta de localização das estacas e as respectivas distâncias entre elas, conforme o Anexo A. Com isso, foi possível, a realização dos cálculos estruturais para a laje, pilar, viga, placa e cobertura. Por fim, obteve-se a informação necessária para determinar a carga total que cada pilar recebe da estrutura.

Como pode ser visualizado na Figura 26, a planta de projeto tem 20 metros de largura por 42 de comprimento. Definiu-se, também a área de influência de acordo com a distância de capa pilar e o total de pilares que contem no projeto.

7.7.1 Laje

A edificação terá laje na seção dos pilares 1 ao 14, como pode ser visto na Figura 26, a região destacada em cor amarela.

Figura 26- Representação do local onde vai estar a laje



Fonte: Autoria própria (2023)

A laje será do tipo alveolar com seção de 20 cm de altura e o peso próprio 2,80kN/m², segundo o catálogo da Lajes Alveolares Tatu.

Figura 27 - Laje Alveolar



Fonte: catálogo da Lajes Alveolares Tatu

Para determinar o peso total que cada pilar irá receber, foi utilizado o seguinte cálculo:

$$P_{laje,pilar1} = \text{Peso proprio} * \text{área de influência}$$

$$P_{laje,pilar1} = \frac{2,80kN}{m^2} * 3,75m$$

$$P_{laje,pilar1} = 10,5 KN/m$$

O cálculo será repetido de acordo com a área de influência de cada laje. A tabela 14, contém todos os valores de cada laje.

Tabela 14 - Peso total de cada laje de acordo com sua área

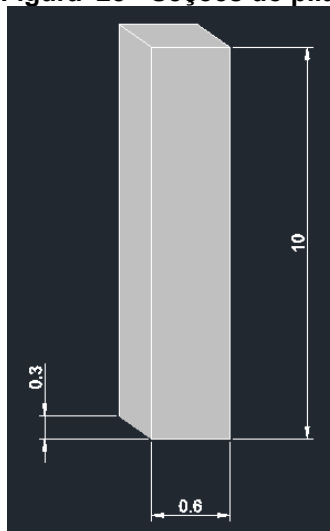
| Lajes | | | |
|-------|-----------------------------------|----------|-------------------|
| Pilar | Peso Próprio (kN/m ²) | Área (m) | Peso total (kN/m) |
| 1 | 2,8 | 3,75 | 10,50 |
| 2 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 3 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 4 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 5 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 6 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 7 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 8 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 9 | 2,8 | 3,75 | 10,50 |
| 10 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |
| 11 | 2,8 | 15,00 | 42,00 |
| 12 | 2,8 | 15,00 | 42,00 |
| 13 | 2,8 | 15,00 | 42,00 |
| 14 | 2,8 | 7,50 | 21,00 |

Fonte: Autoria própria (2023)

7.7.2 Pilar

Os pilares terão seções com lado menor 0,3 m e lado maior 0,6 m. A altura será de 10 metros para os pilares externos (laterais, frente e fundo) do projeto e 5 metros para os pilares internos, que estarão recebendo o peso da laje. A seguir, um detalhamento das dimensões dos pilares:

Figura 28 - Seções do pilar



Fonte: Autoria própria (2023)

Para o cálculo do peso do pilar, viga e placa foi adotada a massa específica apresentada na ABNT NBR 6118/2014. Esta Norma se aplica aos concretos de massa específica normal, que são aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica (γ) compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³.

Para os elementos estruturais dessa obra (pilar, viga e placa) foi utilizado concreto armado, logo adotou-se a massa específica de 2500 kg/m³. Desta forma, para os pilares com 10 metros:

$$P_{pilar} = \gamma_{concreto\ armado} * lado\ maior * lado\ menor * altura$$

$$P_{pilar} = 25kN * 0,60m * 0,30m * 10m$$

$$P_{pilar} = 45kN$$

Para os pilares com 5 metros:

$$P_{\text{pilar}} = \gamma_{\text{concreto armado}} * \text{lado maior} * \text{lado menor} * \text{altura}$$

$$P_{\text{pilar}} = 25 \text{ kN} * 0,60 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 5 \text{ m}$$

$$P_{\text{pilar}} = 22,5 \text{ kN}$$

O cálculo será repetido de acordo com a altura de cada pilar. A tabela 15, contém todos os valores de cada pilar.

Tabela 15 - Peso total de cada pilar de acordo com sua altura

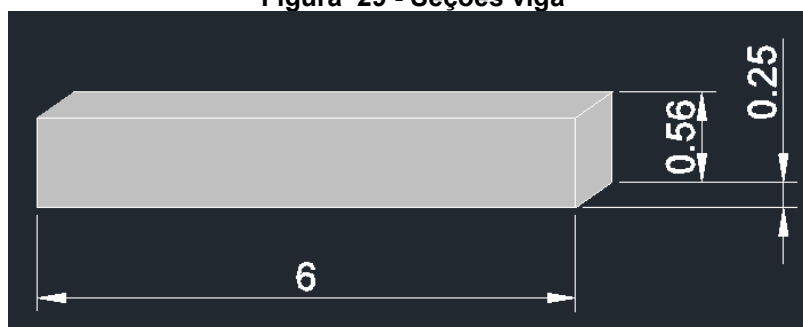
| Pilar (30 X60 cm) | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|------------|--------------------------------|-----------------|
| Pilar | Lado menor (m) | Lado maior (m) | Altura (m) | γ concreto armado 25 kN | Peso total (kN) |
| Externos | 0,3 | 0,6 | 10 | 25,00 | 45,00 |
| Internos | 0,3 | 0,6 | 5 | 25,00 | 22,50 |

Fonte: Aatoria própria (2023)

7.7.3 Viga

As vigas terão seções de lado menor 0,25 m e lado maior 0,56 m. O comprimento será de 6 metros para os vãos laterais e os vãos no fundo e 2,5 metros para os vãos na frente da edificação. O cálculo da massa específica do concreto será o mencionado no item 7.2.2.

Figura 29 - Seções viga



Fonte: Aatoria própria (2023)

Cálculo, para as vigas com vão de 6 metros:

$$P_{\text{viga}} = \gamma_{\text{concreto armado}} * \text{lado maior} * \text{lado menor} * \text{vão}$$

$$P_{\text{viga}} = 25 * 0,56 * 0,25 * 6$$

$$P_{viga} = 21 \text{ kN}$$

Para as vigas com vão de 2,5 metros:

$$P_{viga} = \gamma_{\text{concreto armado}} * \text{lado maior} * \text{lado menor} * \text{vão}$$

$$P_{viga} = 25 * 0,56 * 0,25 * 2,5$$

$$P_{viga} = 8,75 \text{ kN}$$

O cálculo será repetido de acordo com distancia de cada vão. A tabela 16, contém todos os valores de cada viga de acordo com seu vão.

Tabela 16 - Peso total de cada viga de acordo com o seu vão

| Viga | | | | | |
|----------------|----------------|----------------|---------|--------------------------------|-----------------|
| Viga | Lado menor (m) | Lado maior (m) | Vão (m) | γ concreto armado 25 kN | Peso total (kN) |
| Laterais/Fundo | 0,25 | 0,56 | 6 | 25,00 | 21,00 |
| Frente | 0,25 | 0,56 | 2,5 | 25,00 | 8,75 |

Fonte: Aatoria própria (2023)

7.7.4 Placas de concreto usadas para vedação lateral

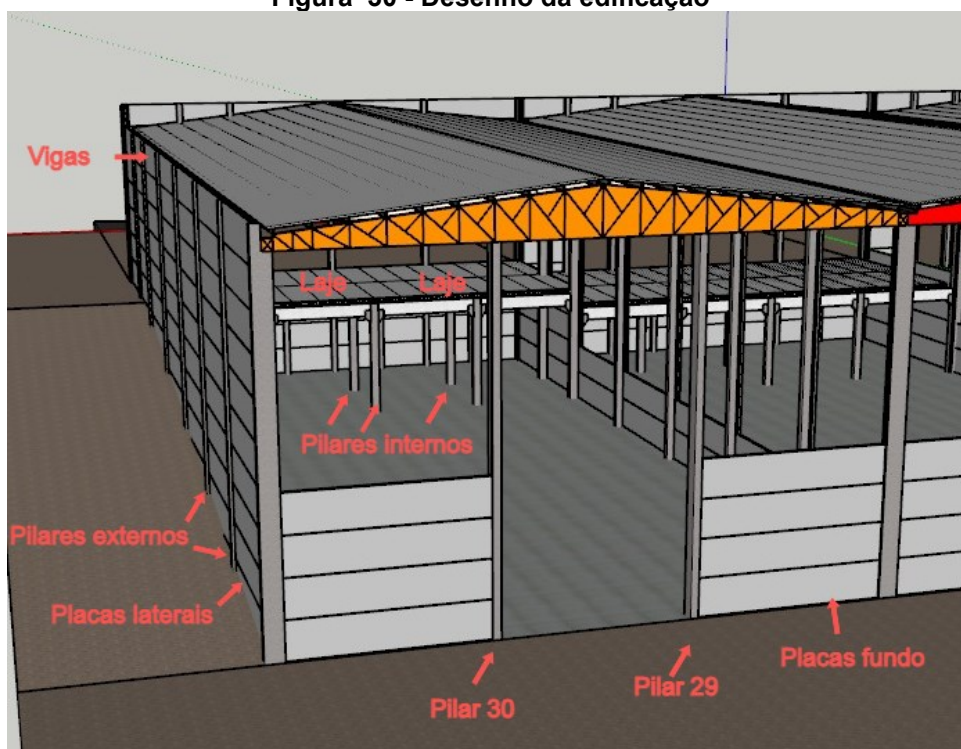
As placas terão seções com lado menor 0,1 m e lado maior 1,25 m. O comprimento será de 6 metros para os vãos laterais e os vãos do fundo. Os vãos na frente da edificação terão 2.5 metros.

Conforme citado anteriormente, para as placas de concreto, foi adotado uma massa especifica de 2 500 kg/m³.

Para cada vão lateral serão colocadas 9 placas, fechando o vão por completo. Para os vãos da frente serão colocadas 5 placas de baixo pra cima, (até a altura da laje). Nos fundos da edificação, os pilares 29 e 30 receberão apenas a metade do peso, pois o vão do meio não receberá placas.

Os pilares internos não receberão placas, logo a carga devida a essas placas será nula. A Figura 27 mostra cada elemento estrutural da edificação.

Figura 30 - Desenho da edificação



Fonte: NARMENTO, adaptado (2023)

Figura 31 - Seções placas



Fonte: Autoria própria (2023)

Cálculo, para as placas com vão de 6 metros:

$$P_{placa} = \gamma_{concreto\ armado} * lado\ maior * lado\ menor * vão$$

$$P_{placa} = 25 * 1,25 * 0,1 * 6$$

$$P_{placa} = 18,75\ kN$$

Para as placas com vão de 2,5 metros:

$$P_{placa} = \gamma_{concreto\ armado} * lado\ maior * lado\ menor * vão$$

$$P_{placa} = 25 * 1,25 * 0,1 * 2,5$$

$$P_{placa} = 7,81\ kN$$

O cálculo será repetido de acordo com distancia de cada vão. A tabela 17, contém todos os valores de cada placa de acordo com seu vão.

Tabela 17 - Peso total de cada placa de acordo com o seu vão

| Placa | | | | | |
|----------------|----------------|----------------|---------|--------------------------------|-----------------|
| Placa | Lado menor (m) | Lado maior (m) | Vão (m) | γ concreto armado 25 kN | Peso total (kN) |
| Laterais/Fundo | 0,1 | 1,25 | 6 | 25,00 | 18,75 |
| Frente | 0,1 | 1,25 | 2,5 | 25,00 | 7,81 |

Fonte: Autoria própria (2023)

7.7.5 Cobertura

Para o cálculo da cobertura foi levado em consideração algumas normas brasileiras como: NBR 8800(2008), NBR 14672 (2013) e NBR 6123 (2013). E também alguns parâmetros:

- Velocidade Básica do Vento = 45 m/s
- Terreno Plano, em região urbana
- Pé direito 10m, distância entre pórticos = 6 m
- Telha de aço trapezoidal simples espessura 0,50 mm
- 2 águas com Pilares treliçados e Vigas Treliçadas
- Inclui placas de base, chapas de ligação, terças, correntes e contraventamento.
- Sobrecarga de Utilização = 25 kgf / m² (Cobre: Luminárias e Utilidades até 5 kgf / m²)

Com esses parâmetros chegou se a um peso estimado de 0,14 kN/m². A tabela 18 mostra o peso total de que cada pilar irá receber da cobertura de acordo com sua área de influência.

Tabela 18 - Peso total da cobertura de acordo com sua área de influência

| Cobertura | | | |
|------------------|--|-----------------------------------|----------------------------------|
| Pilar | Peso Próprio (kN/m²) | Área de influência (m) | Peso total (kN/m) |
| 1,0 | 0,14 | 3,75 | 0,53 |
| 2,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 3,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 4,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 5,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 6,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 7,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 8,0 | 0,14 | 7,50 | 1,05 |
| 9,0 | 0,14 | 3,75 | 0,53 |
| 10,0 | 0,14 | 15,00 | 2,10 |
| 11,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 12,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 13,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 14,0 | 0,14 | 15,00 | 2,10 |
| 15,0 | 0,14 | 15,00 | 2,10 |
| 16,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 17,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 18,0 | 0,14 | 30,00 | 4,20 |
| 19,0 | 0,14 | 15,00 | 2,10 |
| 20,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 21,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 22,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 23,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 24,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 25,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 26,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 27,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 28,0 | 0,14 | 60,00 | 8,40 |
| 29,0 | 0,14 | 10,00 | 1,40 |
| 30,0 | 0,14 | 19,89 | 2,78 |
| 31,0 | 0,14 | 19,89 | 2,78 |
| 32,0 | 0,14 | 10,00 | 1,40 |

Fonte: Autoria própria (2023)

Com todos os elementos estruturais calculados, foi obtido o peso total que cada pilar recebera de esforço, como pode ser visto na tabela 19.

Tabela 19 - Peso total dos elementos estruturais

| Peso total dos elementos estruturais | | | | | | | |
|---|------------------|-------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|
| Pilar | Laje (kN) | Pilar (kN) | Viga (kN) | Placa (kN) | Cobertura (kN) | Total (kN) | Total (Ton) |
| 1 | 10,50 | 45,00 | 14,87 | 103,90 | 0,53 | 174,80 | 17,82 |
| 2 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,06 | 1,05 | 114,86 | 11,71 |
| 3 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 4 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 5 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 6 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 7 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 8 | 21,00 | 45,00 | 8,75 | 39,10 | 1,05 | 114,90 | 11,72 |
| 9 | 10,50 | 45,00 | 14,87 | 103,90 | 0,53 | 174,80 | 17,82 |
| 10 | 21,00 | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 2,10 | 257,85 | 26,29 |
| 11 | 42,00 | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 68,70 | 7,01 |
| 12 | 42,00 | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 68,70 | 7,01 |
| 13 | 42,00 | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 68,70 | 7,01 |
| 14 | 21,00 | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 2,10 | 257,85 | 26,29 |
| 15 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 2,10 | 236,85 | 24,15 |
| 16 | | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 26,70 | 2,72 |
| 17 | | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 26,70 | 2,72 |
| 18 | | 22,50 | 0,00 | 0,00 | 4,20 | 26,70 | 2,72 |
| 19 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 2,10 | 236,85 | 24,15 |
| 20 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 21 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 22 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 23 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 24 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 25 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 26 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 27 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 8,40 | 243,15 | 24,79 |
| 28 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 1,40 | 236,15 | 24,08 |
| 29 | | 45,00 | 21,00 | 84,37 | 2,78 | 153,15 | 15,62 |
| 30 | | 45,00 | 21,00 | 84,37 | 2,78 | 153,15 | 15,62 |
| 31 | | 45,00 | 21,00 | 168,75 | 1,40 | 236,15 | 24,08 |

Fonte: Autoria própria (2023)

8. RESULTADOS E DISCUSSÕES

8.1 Resultados obtidos a partir do Método Aoki-Velloso

Conforme resultados obtidos, percebeu-se que os métodos semi-empíricos propostos apresentaram algumas diferenças entre si. Essas diferenças estão representadas em forma de Gráfico abaixo.

A tabela 20, apresenta de forma reduzido os Valores de tensões admissíveis obtidas através do método Aoki-Velloso e valores das cargas atuantes nos pilares bem como o fator de segurança entre carga admissível e carga aplicada.

Tabela 20 - Análise de dados em relação ao método Aoki-Velloso (1975) e o fator de segurança (Continua)

| Camada retirada | Estaca | Radm (kN) | Pilar | Carga (kN) | Fator de segurança |
|-----------------|---------|-----------|-------|------------|--------------------|
| 2,20m +- | E1/E2 | 555,42 | 1 | 174,8 | 3,18 |
| 2,20m +- | E3/E4 | 254,92 | 2 | 114,86 | 2,22 |
| 2,20m +- | E5/E6 | 254,92 | 3 | 114,9 | 2,22 |
| 2,20m +- | E7/E8 | 253,99 | 4 | 114,9 | 2,21 |
| 2,20m +- | E9/E10 | 253,99 | 5 | 114,9 | 2,21 |
| 2,20m +- | E11/E12 | 250,99 | 6 | 114,9 | 2,18 |
| 2,20m +- | E13/E14 | 252,96 | 7 | 114,9 | 2,2 |
| 2,20m +- | E15/E16 | 248,09 | 8 | 114,9 | 2,16 |
| 2,20m +- | E17/E18 | 250,99 | 9 | 174,8 | 1,44 |
| 2,20m +- | E19/E20 | 566,45 | 10 | 257,85 | 2,2 |
| 2,20m +- | E21/E22 | 566,45 | 11 | 68,7 | 8,25 |
| 2,20m +- | E23/E24 | 252,87 | 12 | 68,7 | 3,68 |
| 2,20m +- | E25/E26 | 258,12 | 13 | 68,7 | 3,76 |
| 2,20m +- | E27/E28 | 260,92 | 14 | 257,85 | 1,01 |
| 1,7 m +- | E29/E30 | 588,51 | 15 | 236,85 | 2,48 |
| 1,7 m +- | E31/E32 | 594,02 | 16 | 26,7 | 22,25 |
| 1,7 m +- | E33/E34 | 280,31 | 17 | 26,7 | 10,5 |
| 1,7 m +- | E35/E36 | 280,31 | 18 | 26,7 | 10,5 |
| 1,7 m +- | E37/E38 | 259,16 | 19 | 236,85 | 1,09 |
| 1,7 m +- | E39/E40 | 283,83 | 20 | 243,15 | 1,17 |
| 1,7 m +- | E41/E42 | 261,58 | 21 | 243,15 | 1,08 |
| 1,7 m +- | E43/E44 | 594,02 | 22 | 243,15 | 2,44 |
| 1,7 m +- | E45/E46 | 261,58 | 23 | 243,15 | 1,08 |
| 1,7 m +- | E47/E48 | 591,26 | 24 | 243,15 | 2,43 |
| 1,7 m +- | E49/E50 | 266,21 | 25 | 243,15 | 1,09 |
| 1,7 m +- | E51/E52 | 280,83 | 26 | 243,15 | 1,15 |
| 1,7 m +- | E53/E54 | 259,16 | 27 | 243,15 | 1,07 |
| 1,7 m +- | E55/E56 | 276,78 | 28 | 236,15 | 1,17 |

Tabela 20 - Análise de dados em relação ao método Aoki-Velloso (1975) e o fator de segurança (conclusão)

| Camada retirada | Estaca | Radm (kN) | Pilar | Carga (kN) | Fator de segurança |
|-----------------|---------|-----------|-------|------------|--------------------|
| 1,7 m +/- | E57E58 | 262,68 | 29 | 153,15 | 1,72 |
| 1,7 m +/- | E59/E60 | 262,68 | 30 | 153,15 | 1,72 |
| 1,7 m +/- | E61/E62 | 259,99 | 31 | 236,15 | 1,1 |

Fonte: Autoria Própria (2023)

Os valores utilizados para os cálculos das estacas foram valores obtidos e coletados durante a execução da obra (comprimento das estacas). Logo, o valor admissível de ruptura da estaca será do método semi-empírico com base de dados a partir do que foi executado na obra.

Já o valor de carga para cada estaca foi obtido a partir dos cálculos do projeto. Dessa forma, foi possível estabelecer um parâmetro, aqui chamado de fator de segurança, onde foi feita a relação entre os valores obtidos pelo método-empírico e o valor calculado de projeto para cada pilar.

$$F_s = \frac{\text{Capacidade de carga método Aoki – Velloso}}{\text{Carga atuante no pilar}} \quad \text{Equação 29}$$

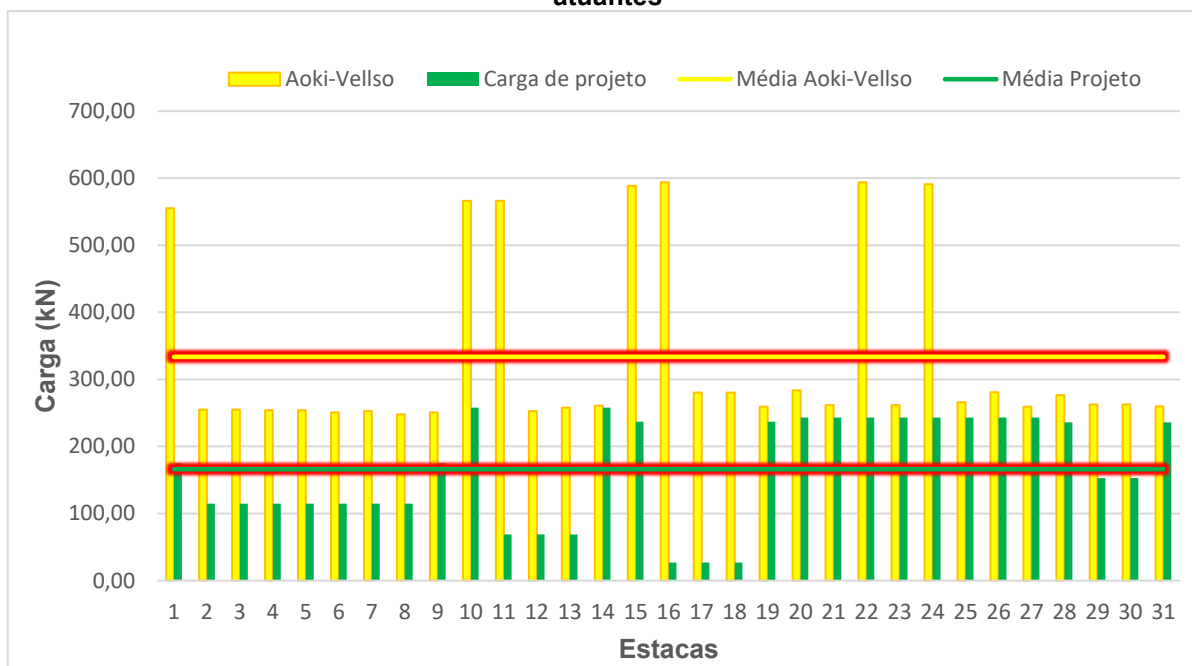
Observou-se que 64,5% das estacas tiveram fator de segurança acima de 1,5 e 35,4% das estacas tiveram fator de segurança entre 1,07 e 1,5.

Os fatores de segurança que ficaram entre 1,07 e 1,5 se deram pelo fato de serem pilares que tiveram uma maior área de influência, porém a laje alveolar projetada não estará atuando sobre esses pilares.

Quanto ao fator de segurança, a ABNT (NBR 6122:2022) estabelece que o F_s a ser utilizado para a determinação da carga admissível é 2, quando a capacidade de carga é calculada por método semi-empírico (de acordo com a definição de fator de segurança global esse mínimo de 2 deve ser respeitado para o valor médio de R , e não para cada valor de R .)

No Gráfico 1, está representado os valores de tensões admissíveis obtidas através do método Aoki-Velloso e valores das cargas atuantes nos pilares bem como a média do método Aoki-Velloso e das cargas atuantes nos pilares.

Gráfico 1- Valores de tensões admissíveis e a média do método Aoki-Velloso e as cargas atuantes



Fonte: Autoria Própria (2023)

Observa-se no Gráfico 1 que, em alguns casos, os valores de FS são superiores a 2, o que iria satisfazer o fator de segurança global mínimo de 2. Porém, alguns valores se mostraram muito abaixo de 2 e, com isso, não atingiram o mínimo necessário.

8.2 Resultados obtidos a partir do Método Décourt e Quaresma

De forma análoga, as mesmas considerações adotadas para o método Aoki Velloso, foram aplicadas ao método de Décourt e Quaresma. Os valores utilizados para os cálculos das estacas foram valores obtidos e coletados durante a execução da obra (comprimento das estacas). Logo, o valor admissível de ruptura da estaca será do método semi-empírico com base de dados a partir do que foi executado na obra.

Já o valor de carga para cada estaca foi obtido a partir dos cálculos do projeto. Dessa forma, foi possível estabelecer um parâmetro, aqui chamado de fator de segurança onde foi feita a relação entre os valores obtidos pelo método-empírico e o valor calculado de projeto para cada pilar.

A tabela 21, apresenta de forma reduzido os Valores de tensões admissíveis obtidas através do método Décourt-Quaresma e valores das cargas atuantes nos pilares bem como o fator de segurança entre carga admissível e carga aplicada.

Tabela 21 - Análise de dados em relação ao método Décourt-Quaresma (1978) e o fator de segurança

| Camada retirada | Estaca | Radm (kN) | Pilar | Carga (kN) | Fator de segurança |
|-----------------|---------|-----------|-------|------------|--------------------|
| 2,20m +- | E1/E2 | 470,04 | 1 | 174,8 | 2,69 |
| 2,20m +- | E3/E4 | 343,28 | 2 | 114,86 | 2,99 |
| 2,20m +- | E5/E6 | 343,28 | 3 | 114,9 | 2,99 |
| 2,20m +- | E7/E8 | 399,4 | 4 | 114,9 | 3,48 |
| 2,20m +- | E9/E10 | 399,4 | 5 | 114,9 | 3,48 |
| 2,20m +- | E11/E12 | 336,28 | 6 | 114,9 | 2,93 |
| 2,20m +- | E13/E14 | 339,78 | 7 | 114,9 | 2,96 |
| 2,20m +- | E15/E16 | 329,29 | 8 | 114,9 | 2,87 |
| 2,20m +- | E17/E18 | 336,29 | 9 | 174,8 | 1,92 |
| 2,20m +- | E19/E20 | 486,61 | 10 | 257,8 | 1,89 |
| 2,20m +- | E21/E22 | 486,61 | 11 | 68,7 | 7,08 |
| 2,20m +- | E23/E24 | 346,77 | 12 | 68,7 | 5,05 |
| 2,20m +- | E25/E26 | 336,29 | 13 | 68,7 | 4,9 |
| 2,20m +- | E27/E28 | 402,89 | 14 | 257,85 | 1,56 |
| 1,7 m +- | E29/E30 | 518,53 | 15 | 236,85 | 2,19 |
| 1,7 m +- | E31/E32 | 526,61 | 16 | 26,7 | 19,72 |
| 1,7 m +- | E33/E34 | 399,18 | 17 | 26,7 | 14,95 |
| 1,7 m +- | E35/E36 | 399,18 | 18 | 26,7 | 14,95 |
| 1,7 m +- | E37/E38 | 357,26 | 19 | 236,85 | 1,51 |
| 1,7 m +- | E39/E40 | 385,21 | 20 | 243,15 | 1,58 |
| 1,7 m +- | E41/E42 | 364,24 | 21 | 243,15 | 1,5 |
| 1,7 m +- | E43/E44 | 526,61 | 22 | 243,15 | 2,17 |
| 1,7 m +- | E45/E46 | 364,24 | 23 | 243,15 | 1,5 |
| 1,7 m +- | E47/E48 | 522,58 | 24 | 243,15 | 2,15 |
| 1,7 m +- | E49/E50 | 371,23 | 25 | 243,15 | 1,53 |
| 1,7 m +- | E51/E52 | 399,18 | 26 | 243,15 | 1,64 |
| 1,7 m +- | E53/E54 | 357,26 | 27 | 243,15 | 1,47 |
| 1,7 m +- | E55/E56 | 392,2 | 28 | 236,15 | 1,66 |
| 1,7 m +- | E57/E58 | 364,24 | 29 | 153,15 | 2,38 |
| 1,7 m +- | E59/E60 | 364,24 | 30 | 153,15 | 2,38 |
| 1,7 m +- | E61/E62 | 350,26 | 31 | 236,15 | 1,48 |

Fonte: Autoria própria (2023)

Desta forma, tem-se:

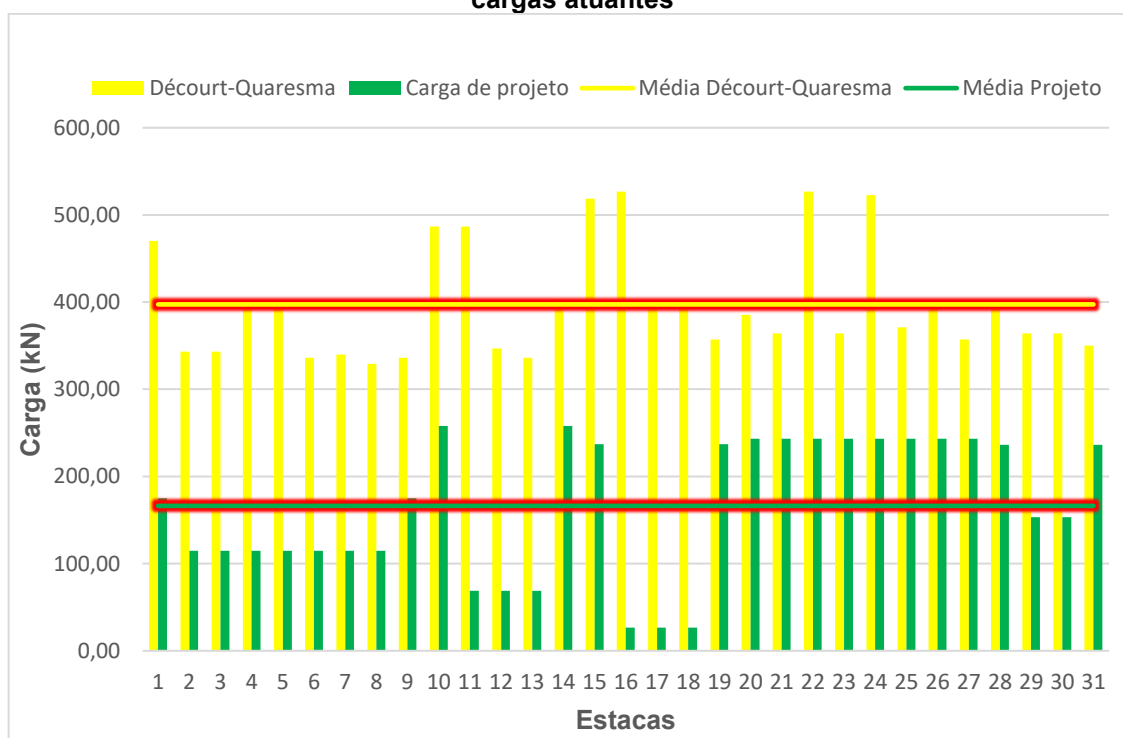
$$F_s = \frac{\text{Capacidade de carga método Aoki – Velloso}}{\text{Carga atuante no pilar}} \quad \text{Equação 30}$$

Observou-se que 93,5% das estacas tiveram fator de segurança acima de 1,5 e 0,65% das estacas tiveram fator de segurança entre 1,47 e 1,5.

Os fatores de segurança que ficaram entre 1,07 e 1,5 se deram pelo fato de serem pilares que tiveram uma maior área de influência, porém a laje alveolar projetada não estará atuando sobre esses pilares.

No Gráfico 2, está representado os Valores de tensões admissíveis obtidas através do método Décourt-Quaresma e valores das cargas atuantes nos pilares bem como a média do método Décourt-Quaresma e das cargas atuantes nos pilares.

Gráfico 2 - Valores de tensões admissíveis e a média do método Décourt-Quaresma e as cargas atuantes



Fonte: Autoria Própria (2023)

Observa-se no Gráfico 2 que, em alguns casos, os valores de FS são superiores a 2, o que iria satisfazer o fator de segurança global mínimo de 2. Porém, alguns valores se mostraram muito abaixo de 2 e, com isso, não atingiram o mínimo necessário.

Assim, pode se complementar que os valores médios obtidos pelo método de Aoki-Velloso são menores do que os valores obtidos pelos métodos de Décourt-Quaresma para o caso em estudo.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como principal objetivo a comparação dos métodos semi-empíricos brasileiros para a determinação da capacidade de carga da estaca Strauss e a capacidade de carga estimada da edificação.

Os Gráficos 1 e 2 apresentam os comparativos dos resultados obtidos pelo cálculo da capacidade de carga para cada método, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), associadamente com os resultados obtidos pelo cálculo de projeto.

Os resultados apresentados indicam que o Método proposto por Décourt-Quaresma apresentou capacidade de carga 2% maior que o de Aoki-Velloso e 7% para o de projeto. O fato que contribuiu diretamente para essa diferença é que existem diferentes considerações de cada método para a medição das resistências laterais e de ponta, influenciando na resistência final que engloba o somatório das resistências laterais e de ponta.

Em síntese, a análise dos fatores de segurança revela um desempenho globalmente positivo nas estacas avaliadas. Notavelmente, no método de Aoki-Velloso 64,5% delas apresentaram fatores de segurança superiores a 1,5. Além disso, 35,4% das estacas registraram fatores de segurança entre 1,07 e 1,5. Já para o método de Décourt-Quaresma, 93,5% das estacas apresentaram fatores de segurança acima de 1,5. Uma minoria de estacas (0,65%) apresentou fatores de segurança entre 1,47 e 1,5. Em geral, os resultados das estacas demonstraram uma performance satisfatória.

A avaliação dos dois métodos semi empíricos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma revelou que ambos apresentam valores médios superiores em comparação com os cálculos simplificados do projeto do galpão industrial,

Observa-se nos Gráfico 1 e 2 que, em alguns casos, os valores de FS são superiores a 2, o que iria satisfazer o fator de segurança global mínimo de 2. Porém, alguns valores se mostraram muito abaixo de 2 e, com isso, não atingiram o mínimo necessário.

A observação de que ambos os métodos superam os cálculos simplificados destaca a importância de escolher métodos de análise mais detalhados e específicos para garantir uma avaliação precisa da segurança estrutural do projeto.

REFERÊNCIAS

ABEF - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE FUNDAÇÃO. **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos**. 3. Ed. São Paulo: Pini, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações — Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR14762 Dimensionamento de estruturas de aço por freis formados a — Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800 Projeto de estruturas de aços e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT MB 3406: Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

BARROS, Carolina. **Apostila de Fundações: Técnicas Construtivas Edificações. Pelotas: IFRS**, 2011. 23 p.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, São Paulo: Oficina de texto, 2011. 142p.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero, São Paulo: Oficina de texto, 2010. 96p.

FERREIRA, Tobias Ribeiro; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Previsão da Capacidade de Carga em Fundações por Estacas**. Goiás: Universidade Federal de Goiás, 2017.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de texto, 2015.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate, 2008.

REGUIM, Luís Gustavo. **Análise Comparativa de Fundações Profundas para Reservatório Metálico Apoiado**: Estaca de concreto pré-fabricado e estaca Strauss – estudo de caso. 2015. 64 p. TCC – Universidade do Sul de Minas UNIS-MG

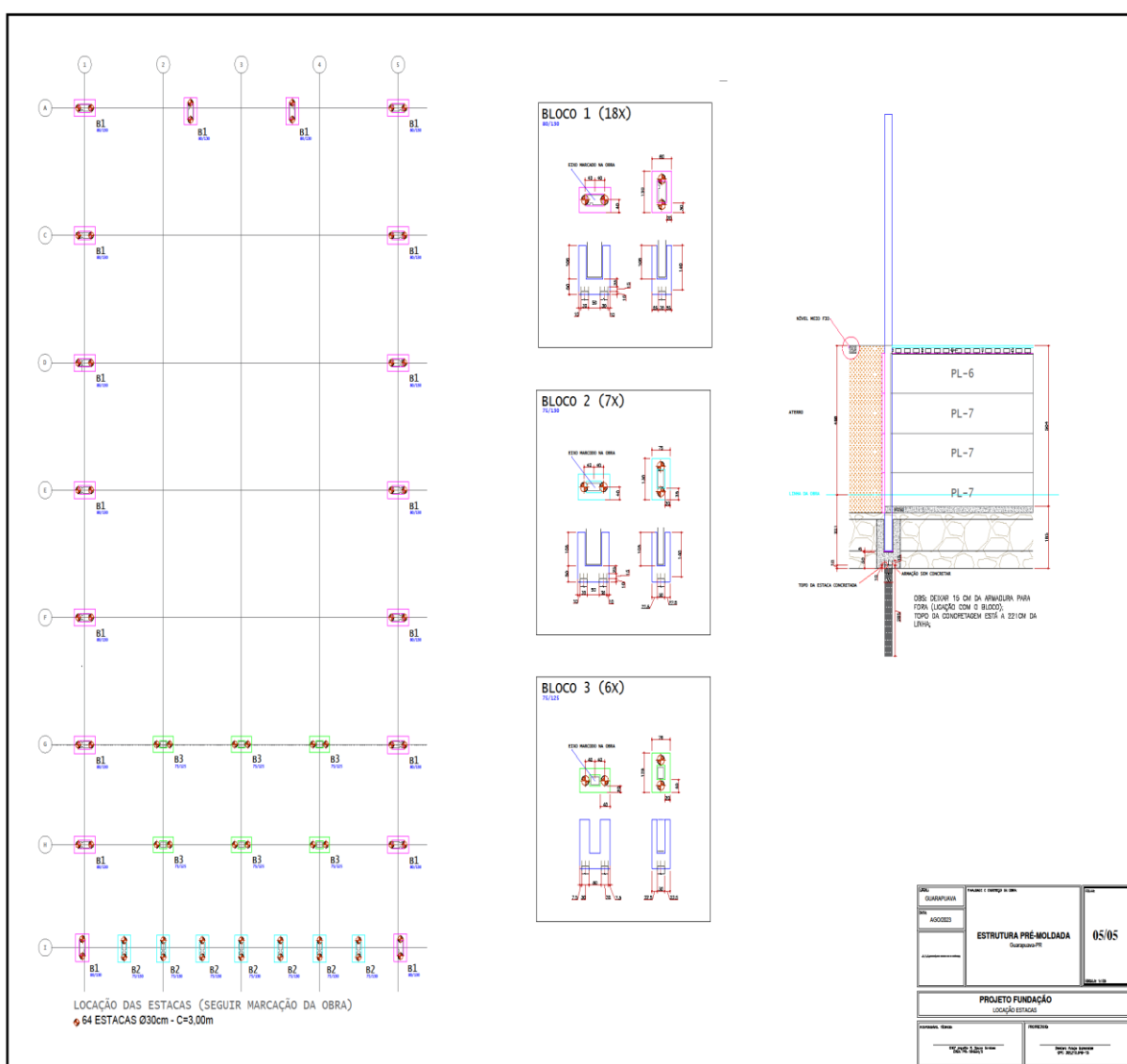
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**: 2ª edição. Oficina de Textos, 2012.

SMATH Studio é um programa de notebook matemático freeware, de código fechado, semelhante ao Mathcad. Disponível em: <https://smath.com/en-US/view/SMATHStudio/download>.

VELLOSO, Dirceu Alencar; LOPES, Francisco de Rezende Waldemar. **Fundações: Critérios de Projeto – Fundações Superficiais**, Nova Edição – São Paulo – 2011. Ed. Oficina de Textos.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais. Vol. I e II. São Paulo: Oficina De Textos, 2004, 708 p.

ANEXO A – Localização das estacas



ANEXO B – Relatório de sondagem



Relatório de Sondagem



Tecne Fundações e Construções Ltda
tecnefundacoes@gmail.com
Fone : (42) 3627 - 5555



Guarapuava, 09 de maio de 2023

CLIENTE: DEODORO ARAUJO MARCONDES
ENDEREÇO: Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N
BAIRRO: Bairro Industrial
CIDADE: Guarapuava - PR CEP: 85042-530

RESULTADOS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO

Estamos apresentando os resultados da sondagem à percussão, executada em terreno situado na **Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N - Bairro Industrial - Guarapuava - PR.**

Foram executados 05 furos de Sondagem à Percussão que obteve um total de **24,75** Metros Lineares

Na Sondagem à percussão S.P.T.T., os resultados considerados são:

- A soma dos golpes para penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão no solo (S.P.T. normal);

- O valor do Torque (Kgfm) obtido através do torquímetro.

Os furos foram paralisados no **IMPENETRÁVEL**.

O nível do lençol freático, consta no gráfico de sondagem em anexo.



Tecne Fundações e Construções Ltda
tecnfundacoes@gmail.com
Fone : (42) 3627 - 5555

Guarapuava, 09 de maio de 2023

A classificação e consistência das argilas e siltes argilosos, bem como a compactidade das areias e siltes arenosos foram feitas de acordo com as tabelas a seguir:

| CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS E SILTES ARGILOSOS | |
|---|---------|
| Classificação | SPT |
| Muito Mole | ≤ 2 |
| Mole | 3 a 5 |
| Média | 6 a 10 |
| Rija | 11 a 19 |
| Muito Rija | 20 a 30 |
| Dura | > 30 |

| COMPACIDADE DAS AREIAS E SILTES ARENOSOS | |
|--|---------|
| Classificação | SPT |
| Fofa | ≤ 4 |
| Pouco Compacta | 5 a 8 |
| Medianamente Compacta | 9 a 18 |
| Compacta | 19 a 40 |
| Muito Compacta | > 40 |

Para maiores esclarecimentos,
colocamo-nos à sua inteira disposição,
atenciosamente,



José Luiz Cieslack
Engenheiro Civil - CREA-PR 29.034/D

| C O T A | | AMOSTRA | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | | | | | CLASSIF. | Z o i l a d o | GRÁFICO | | P e s o | DESCRÇÃO DO SOLO |
|---------|---|---------|--|----|------|-------|-------|----------------|----------|---------------------------------|---------|--|--|---|
| | | | 1° | 2° | 3° | 1°+2° | 2°+3° | | 1° + 2° | | 2° + 3° | | | |
| 0,00 | 0 | | TRADO | | | | | | 0 | 0 | - | | | Solo superficial de argila siltosa, marrom avermelhada. |
| -1,45 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 3 | | Mole | | | | | Argila siltosa, marrom avermelhada. | |
| -2,45 | 2 | 2 | 2 | 2 | 4 | 4 | | Mole | | | | | Idem, marrom e cinza, com pedregulhos. | |
| -3,45 | 3 | 3 | 4 | 6 | 7 | 10 | | Médio | | | | | Amostra não recuperada (provável pedra). | |
| -4,45 | 4 | 15 | 25 | - | 40 | 25/15 | | Duro | | | | | | |
| -5,45 | 5 | 10/0 | - | - | 10/0 | - | | Muito Compacto | | | | | | |
| -6,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -7,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | | |

Limite de sondagem 4,60 m. Impenetrável ao trépano de lavagem (provável rocha ou matacão).

| Trepanação | | |
|------------|------------|--------|
| 1 | 10 minutos | 0,00 m |
| 2 | 10 minutos | 0,00 m |
| 3 | 10 minutos | 0,00 m |

| | | |
|--|------------------------------------|-------|
| CLIENTE : DEODORO ARAUJO MARCONDES | REL: 020/2023 | 88 84 |
| OBRA : COMERCIAL | Nível d'água inicial: 3,90 m | |
| ENDEREÇO : Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N | Nível d'água final: Não encontrado | |
| Bairro: Bairro Industrial Cidade: Guarapuava - PR | Cola do furo: - 1,72 m | |
| Data Inicial: 08/05/2023 Data Final: 08/05/2023 | Revestimento: 2,00 m | |

| C O T A | | AMOSTRA | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | | | | | CLASSIF. | Z o i l a d o | GRÁFICO | | P e s o | DESCRÇÃO DO SOLO |
|---------|---|---------|--|----|------|-------|-------|----------------|----------|---------------------------------|---------|--|--|---|
| | | | 1° | 2° | 3° | 1°+2° | 2°+3° | | 1° + 2° | | 2° + 3° | | | |
| 0,00 | 0 | | TRADO | | | | | | 0 | 0 | - | | | Solo superficial de argila siltosa, marrom avermelhada. |
| -1,45 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 3 | | Mole | | | | | Argila siltosa, marrom avermelhada. | |
| -2,45 | 2 | 2 | 2 | 2 | 4 | 4 | | Mole | | | | | Idem, marrom e cinza, com pedregulhos. | |
| -3,45 | 3 | 3 | 4 | 6 | 7 | 10 | | Médio | | | | | Amostra não recuperada (provável pedra). | |
| -4,45 | 4 | 15 | 25 | - | 40 | 25/15 | | Duro | | | | | | |
| -5,45 | 5 | 10/0 | - | - | 10/0 | - | | Muito Compacto | | | | | | |
| -6,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -7,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | | |

Obs:

Operador : Ednilson

Engº Resp. José Luiz Cieslack

| C O T A | | AMOSTRA | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | | | | | CLASSIF. | Z C O I T A | GRÁFICO | | P E S O | DESCRIÇÃO DO SOLO |
|---------|----|---------|---------------------------------------|-------|----------|----|--|---------|----------------|----------------------------|---------|--|--|---|
| 1° | 2° | 3° | 1°+2° | 2°+3° | 1°+2°+3° | | | 1° + 2° | 2° + 3° | | | | | |
| 0,00 | 0 | | TRADO | | | | | | 0 | 0 | - | | | Solo superficial de argila siltosa, marrom avermelhada. |
| -1,45 | 1 | 2 | 2 | 1 | 4 | 3 | | | Mole | | | | Argila siltosa, marrom avermelhada. | |
| -2,45 | 2 | 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | Mole | | | | Idem, com pedregulhos, vermelha e cinza. | |
| -3,45 | 3 | 3 | 4 | 8 | 7 | 12 | | | Rijo | | | | Silte argiloso, com pedregulhos, marrom e cinza. | |
| -4,45 | 4 | 4 | 4 | 6 | 8 | 10 | | | Médio | | | | Pedregulhos, variegado. | |
| -5,45 | 5 | 4 | 5 | 8 | 9 | 13 | | | Rijo | | | | Amostra não recuperada (provável pedra). | |
| -6,45 | 6 | 8 | 15 | 21 | 23 | 36 | | | Compacto | | | | | |
| -7,45 | 7 | 10/0 | - | - | 10/0 | - | | | Muito Compacto | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | | |


Limite de sondagem 7,00 m. Impenetrável ao trépano de lavagem (provável rocha ou matacão).

| Trepanção | | |
|-----------|------------|--------|
| 1 | 10 minutos | 0,00 m |
| 2 | 10 minutos | 0,00 m |
| 3 | 10 minutos | 0,00 m |

Obs:

| | |
|--------------------|-------------------------------|
| Operador: Ednilson | Engº Resp. José Luiz Cieslack |
|--------------------|-------------------------------|

| C O T A | | AMOSTRA | | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | CLASSIF. | C O T A | GRÁFICO 1° + 2° 2° + 3° | | F E O F | DESCRIÇÃO DO SOLO | | | | | | | | | | | | |
|--|------------|---------|----|--|------|-------------------------------|---|-------------------------------|--|---------|---|------------|--|--|---|------------|--------|---|------------|--------|---|------------|--------|
| CLIENTE : DEODORO ARAUJO MARCONDES OBRA : COMERCIAL ENDEREÇO : Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N Bairro: Bairro Industrial Cidade: Guarapuava - PR Data Inicial: 08/05/2023 Data Final : 08/05/2023 | | | | | | | REL: 020/2023 88 83 Nível d'água inicial: Não encontrado Nível d'água final: Não encontrado Cota do furo: - 3,25 m Revestimento: 2,00 m | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0,00 | 0 | TRADO | | 0 | 0 | - | | | | | Solo superficial de silte argiloso, marrom avermelhado. | | | | | | | | | | | | |
| -1,45 | 1 | 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | Mole | | | | Silte argiloso, marrom avermelhado. | | | | | | | | | | | | |
| -2,45 | 2 | 2 | 3 | 3 | 5 | 4 | Médio | | | | Pedregulhos, cinza e preto. | | | | | | | | | | | | |
| -3,45 | 3 | 8 | 15 | 19 | 23 | 34 | Compacto | | | | Amostra não recuperada (provável pedra). | | | | | | | | | | | | |
| -4,45 | 4 | 10/0 | - | - | 10/0 | - | Mulho Compacto | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -5,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -6,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -7,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Limite de sondagem 4,00 m. Impenetrável ao trépano de lavagem (provável rocha ou matacão). | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Trepanação</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>10 minutos</td> <td>0,00 m</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>10 minutos</td> <td>0,00 m</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>10 minutos</td> <td>0,00 m</td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | | | | | | Trepanação | | | 1 | 10 minutos | 0,00 m | 2 | 10 minutos | 0,00 m | 3 | 10 minutos | 0,00 m |
| Trepanação | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 10 minutos | 0,00 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | 10 minutos | 0,00 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 10 minutos | 0,00 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Obs: | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Operador : Ednilson | | | | | | Engº Resp. José Luiz Cieslack | | | | | | | | | | | | | | | | | |

|  Tecne FUNDAÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA. - ME <small>C.N.P.J.: 01.343.101/0001-99</small> | | Guarapuava, 09 de maio de 2023 | | | | | | | | | | | |
|---|---------|--|-------|----|-------|-------------------------------|----------|----------|------------------|---------|-------|--|---|
| CLIENTE : DEODORO ARAUJO MARCONDES | | REL: 020/2023 | 88 84 | | | | | | | | | | |
| OBRA : COMERCIAL | | Nível d'água inicial: 1,80 m | | | | | | | | | | | |
| ENDEREÇO : Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N | | Nível d'água final: 1,90 m | | | | | | | | | | | |
| Bairro: Bairro Industrial Cidade: Guarapuava - PR | | Cola do furo: - 4,62 m | | | | | | | | | | | |
| Data Inicial: 08/05/2023 Data Final: 08/05/2023 | | Revestimento: 2,00 m | | | | | | | | | | | |
| C O T A | AMOSTRA | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | | | | | CLASSIF. | Z O N A | GRÁFICO | | P R O F | DESCRIÇÃO DO SOLO |
| | | 1° | 2° | 3° | 1°+2° | 2°+3° | 1°+2°+3° | | | 1°+2° | 2°+3° | | |
| 0,00 | 0 | TRADO | | | | | | 0 | 0 | - | | | Solo superficial de argila siltosa, marrom avermelhada. |
| -1,45 | 1 | 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | | | | Argila siltosa, marrom avermelhada. | |
| -2,45 | 2 | 2 | 3 | 3 | 5 | 6 | | | | | | Silte argiloso, com pedregulho, cinza e marrom. | |
| -3,45 | 3 | 13 | 15 | 21 | 28 | 36 | | | | | | Amostra não recuperada (provável pedra). | |
| -4,45 | 4 | 20 | 10/0 | - | 30/15 | 10/0 | | | | | | Limite de sondagem 4,15 m. Impenetrável ao trépano de lavagem (provável rocha ou matacão). | |
| -5,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -6,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -7,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | |
| Obs: | | | | | | | | | | | | | |
| Operador : Ednilson | | | | | | Engº Resp. José Luiz Cieslack | | | | | | | |

| Trepanação | | |
|------------|------------|--------|
| 1 | 10 minutos | 0,00 m |
| 2 | 10 minutos | 0,00 m |
| 3 | 10 minutos | 0,00 m |

| C O T A | | AMOSTRA | NUMERO DE GOLPES (Penetração de 15cm) | | | | | | CLASSIF. | PROFUNDIDADE | GRÁFICO 1° + 2° 2° + 3° | | PROFUNDIDADE | DESCRIÇÃO DO SOLO |
|---------|----|---------|--|-------|------|----|----------------|--|----------|--------------|-------------------------------|--|--|-------------------|
| 1° | 2° | 3° | 1°+2° | 2°+3° | | | | | | | | | | |
| 0,00 | 0 | | TRADO | 0 | 0 | | - | | | | | | Solo superficial de argila marrom avermelhada. | |
| -1,45 | 1 | 2 | 2 | 1 | 4 | 3 | Mole | | | | | | Argila marrom avermelhada. | |
| -2,45 | 2 | 2 | 2 | 3 | 4 | 5 | Mole | | | | | | Silt argiloso, marrom com cinza. | |
| -3,45 | 3 | 3 | 3 | 6 | 6 | 9 | Médio | | | | | | Pedregulhos, cinza e preto. | |
| -4,45 | 4 | 10 | 15 | 23 | 25 | 38 | Compacto | | | | | | Amostra não recuperada | |
| -5,45 | 5 | 10/0 | - | - | 10/0 | - | Muito Compacto | | | | | | | |
| -6,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -7,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -8,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -9,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -10,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -11,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -12,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -13,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -14,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -15,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -16,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -17,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -18,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -19,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -20,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -21,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -22,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -23,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -24,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -25,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -26,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -27,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -28,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -29,45 | | | | | | | | | | | | | | |
| -30,45 | | | | | | | | | | | | | | |

Obs:

| Trepanação | | |
|------------|------------|--------|
| 1 | 10 minutos | 0,00 m |
| 2 | 10 minutos | 0,00 m |
| 3 | 10 minutos | 0,00 m |

Limite de sondagem 5,00 m. Impenetrável ao trépano de lavagem (provável rocha ou matacão).

Operador : Ednilson

Engº Resp. José Luiz Cieslack

CLIENTE : DEODORO ARAUJO MARCONDES

REL: 020/2023

SB 05

OBRA : COMERCIAL

Nível d'agua inicial: 2,10 m

ENDEREÇO : Av. Prof. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N

Nível d'agua final: 2,00 m

Bairro: Bairro Industrial

Cidade: Guarapuava - PR

Cota do furo: - 4,80 m

Data Inicial: 08/05/2023

Data Final: 08/05/2023

Revestimento: 2,00 m

Boletim Fotográfico



SP01



SP02



SP03

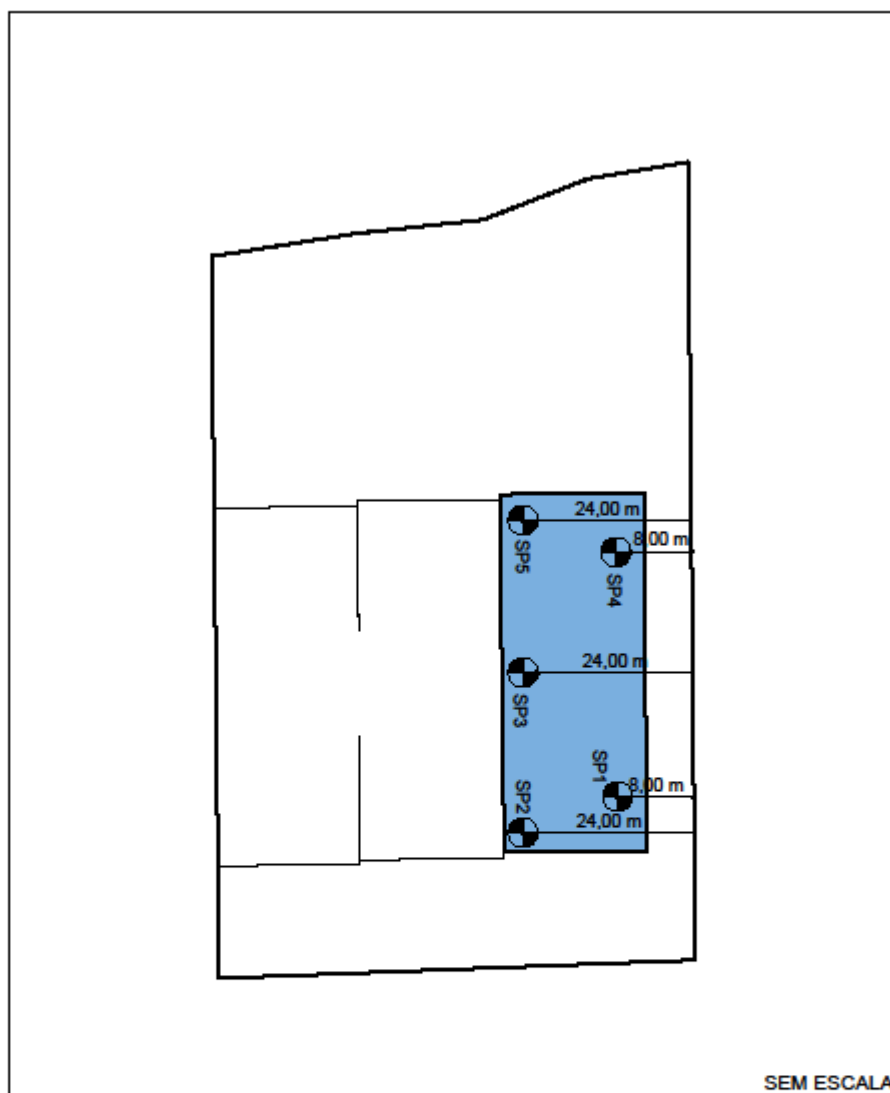
Boletim Fotográfico



SP04



SP05



| | | | | | | |
|--------------------|----------------|----------|----------|---------|----------------|---|
| CLIENTE: | | | | | | DEODORO ARAUJO MARCONDES |
| OBRA: | | | | | | COMERCIAL |
| LOCAL: | | | | | | Av. Pref. Antonio Lustosa de Siqueira (Ant. Sergipe), S/N - Bairro Industrial - Guarapuava - PR |
| REFERÊNCIA: | | | | | | CROQUI DE LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM |
| RESP. TÉCNICO: | OBRA/RESP. OP: | DATA: | NÚMERO: | PROCHA: | DESENHO: | |
| JOSÉ LUIZ CIESLACK | PR 29.034 / D | MAI/2023 | 020/2022 | 01/01 | Maurício Alves | |