



BÁRBARA ESTÉFANY PEREIRA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ANÁLISE DOS CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO DE UMA
OBRA LOCALIZADA EM UBERLÂNDIA/MG – UM ESTUDO DE CASO

BÁRBARA ESTÉFANY PEREIRA

**ANÁLISE DOS CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO DE UMA
OBRA LOCALIZADA EM UBERLÂNDIA/MG – UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

UBERLÂNDIA – MG
2021

BÁRBARA ESTÉFANY PEREIRA

**ANÁLISE DOS CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO DE UMA
OBRA LOCALIZADA EM UBERLÂNDIA/MG – UM ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia
Presidente da Banca - Orientador

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni
UFU - Membro

Ma. Paula Tannús Resende
EGIS Engenharia e Consultoria - Membro

Aluna Bárbara Estéfany Pereira
Orientanda

DEDICATÓRIA

Aos meus pais por serem minha base e me darem a oportunidade e todo o apoio para que eu pudesse alcançar meus objetivos. Por todo amor, carinho, paciência e dedicação ao longo de todo meu trajeto até o presente momento.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre me protegendo, me guiando e me dando forças para ir em busca dos meus sonhos e objetivos.

Aos meus pais, que sempre estiveram ao meu lado me apoiando em minhas escolhas e me dando forças para superar os momentos mais difíceis.

A minha irmã, pela parceria em todas as horas e pelos momentos de descontração.

Ao meu irmão, por todo amor e carinho nos momentos de retorno para casa.

Ao professor Jean Rodrigo Garcia, por todos os ensinamentos, pelo apoio, pela paciência e dedicação, críticas, ideias e orientação tanto neste trabalho como nos outros desenvolvidos ao longo de minha graduação.

A todos os mestres que contribuíram com seus conhecimentos e se dedicaram em nos ensinar e nos orientar para nos tornar bons profissionais.

À equipe Conel Construtora Ltda, pela oportunidade de aprendizado e aos engenheiros Rodrigo Andreatta e Priscilla Vilela por todo o conhecimento e experiência transmitidos.

A todos os meus amigos, por todo apoio e carinho permitindo que os 5 anos de graduação fossem mais leves, em especial aos meus colegas da turma 91ª de Engenharia Civil, aos amigos da empresa Júnior Constru Soluções em Engenharia e Arquitetura e aos que me acompanharam de perto ao longo de todo o trajeto.

À Universidade Federal de Uberlândia, por me proporcionar oportunidades únicas na minha vida acadêmica e ceder suas instalações para a conclusão deste trabalho.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais tipos de fundações superficiais (rasas).....	3
Figura 2 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão ..	4
Figura 3 – Sistema de rebaixamento por ponteiros (Well-points)	17
Figura 4 – Fachada do empreendimento	19
Figura 5 – Levantamento topográfico do terreno.....	20
Figura 6 – Locação dos pontos de sondagem.	21
Figura 7 – Estudo do Terreno com base na sondagem SPT – SP1, SP2, SP3.....	22
Figura 8 – Estudo do Terreno com base na sondagem SPT – SP4, SP5, SP6.....	23
Figura 9 – Projeto inicial de fundação – Tubulão escavado a céu aberto.....	25
Figura 10 – Croqui do posicionamento no terreno dos poços de rebaixamento.....	26
Figura 11 – Perfuração e implantação da bomba submersa no poço perfurado.....	27
Figura 12 – Sistema de rebaixamento em funcionamento.	27
Figura 13 – Início da escavação dos tubulões de periferia.....	28
Figura 14 – Nível do lençol freático após 15 dias de rebaixamento.....	28
Figura 15 – Execução de sondagem rotativa.....	31
Figura 16 – Amostras da rocha encontrada com a sondagem rotativa.....	32
Figura 17 – Projeto de fundação em estaca raiz.....	33
Figura 18 – Detalhe do projeto de fundação que consta os diâmetros a serem executados e as profundidades de embutimento em rocha.	34
Figura 19 – Ensaio de prova de carga em estaca raiz.	35
Figura 20 – Comparativo de Custos – Tubulão X Estaca Raiz.....	36
Figura 21 – Comparativo do custo diluído no tempo de execução – Tubulão X Estaca Raiz	37
Figura 22 – Execução de estaca raiz – Perfuração do solo com água.....	38
Figura 23 – Poço para reuso de água e captação durante a perfuração.	38
Figura 24 – Execução de estaca raiz – Perfuração da rocha.....	39
Figura 25 – Execução de estaca raiz – Introdução da armadura.....	40
Figura 26 – Execução de estaca raiz – Injeção de preenchimento da estaca com argamassa.	41
Figura 27 – Arrasamento das estacas para ligação com o bloco de coroamento.....	41
Figura 28 – Blocos escavados e preparados para concretagem – a) Concreto magro para concretagem contra barranco; b) Uso de formas para concretagem	42
Figura 29 – Bloco armado e preparado para concretagem.....	42

Figura 30 – Concretagem e adensamento de bloco de fundação.....43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limitações de uso.....	10
Tabela 2 – Comparativo de Custos – Tubulão X Estaca Raiz	36

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de um caso real de um edifício comercial em construção, em que, devido a rocha aflorada e ao elevado nível de água vistos no terreno, a opção inicialmente adotada para a fundação foi o uso de tubulões com um sistema de rebaixamento de lençol freático por poços profundos, entretanto após a implantação do sistema foi verificado que o projeto era inexecutável na prática devido as limitações impostas pelo nível de água encontrado no terreno, precisando ser alterado o tipo de fundação em fase de obra. Dada a situação, foram realizados novos ensaios de sondagem sucedidos de estudos técnicos e econômicos, avaliando que outros tipos de fundação seriam passíveis de execução sob as condições observadas no subsolo do terreno, concluindo-se que o uso de estacas raiz seria a opção mais adequada tecnicamente, porém menos viável economicamente, uma vez o custo não havia sido previsto no orçamento da obra. Já em fase executiva, apesar do tempo gasto para execução ser mais elevado do que o previsto em cronograma para a fundação inicial, a solução adotada foi adequadamente aplicável ao terreno, permitindo atender aos critérios técnicos previstos em projeto, que foram validados por ensaios de prova de carga e de controle tecnológico da argamassa de enchimento das estacas.

PALAVRAS-CHAVE: tubulão, estaca raiz, escolha de fundação, viabilidade.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABELAS	7
RESUMO	8
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa.....	2
1.2 Objetivo	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
2.1 Sistemas de Fundação.....	2
2.1.1 Tipos de Fundações Rasas	4
2.1.2 Tipos de Fundações Profundas	5
2.2 Critérios para a escolha do tipo de fundação.....	7
2.2.1 Capacidade de carga das fundações.....	7
2.2.2 Características do subsolo.....	9
2.2.3 Características do local da obra	10
2.2.4 Limitações de cada tipo fundação.....	10
2.2.5 Características das construções vizinhas	12
2.3 A Importância da Inspeção Geotécnica.....	13
2.4 Elementos necessários para o projeto de fundações.....	14
2.4.1 Topografia da área	14
2.4.2 Características Geológicos-Geotécnicos.....	14
2.4.3 Dados da Estrutura a Construir.....	15
2.4.4 Dados sobre Construções Vizinhas.....	15
2.5 Presença de lençol freático elevado.....	15
2.5.1 Métodos de controle de água subterrânea.....	16
2.5.2 Fatores que Influenciam na Escolha do Sistema de Rebaixamento do Lençol d'água	18
3. CASO DE OBRA.....	18
3.1 Caracterização da Obra.....	18
3.2 Caracterização geológico-geotécnicas.....	20
3.3 Interferências	24
3.4 Projeto de Fundações Inicial.....	24
3.5 Problemas encontrados no momento da execução	28
3.6 Escolha do novo tipo de fundação.....	29

3.7	Novo projeto de fundações	32
3.8	Fundação em tubulão X Fundação em estaca raiz.....	35
3.9	Processo executivo	37
4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	45
	APÊNDICE A	47
	APÊNDICE B	50
	APÊNDICE C	51

1. INTRODUÇÃO

Desde a antiguidade, por instinto de sobrevivência, sempre foi comum o homem buscar por abrigos onde pudesse ficar em segurança das intempéries da natureza. Com o passar dos anos e com a evolução da espécie humana, o homem deixou de lado o uso de cavernas e passou a construir seus abrigos, aprendendo que para construir uma estrutura estável e com risco reduzido de colapso, era necessário que sua edificação estivesse apoiada em uma base resistente e que permitisse transmitir adequadamente os esforços da superestrutura para o solo. Com isso, o homem continuou ano a ano aprimorando seus conhecimentos até chegar nas práticas que utilizamos até os dias de hoje.

As fundações podem ser classificadas de acordo com sua profundidade, sendo elas classificadas primeiramente como diretas (rasas) e indiretas (profundas).

Assim como boa parte das estruturas, todas as fundações apresentam algum tipo de limitação no seu emprego. Dentre essas limitações podemos citar algumas situações recorrentes, como a presença de uma rocha aflorada ou com matacões na extensão do terreno favorecendo o uso de fundações com resistência de base e inviabilizando algumas com resistência lateral. Outra situação limitante, é quando temos a existência do nível de água elevado no terreno, impossibilitando desta forma, trabalhar com o solo seco e conseqüentemente limitando o uso de fundações com bases alargadas, cuja execução é inadequada para situações abaixo do nível de água, assim necessitando de métodos economicamente mais elevados para o rebaixamento do curso de água e que pode acabar sendo insuficiente em algumas situações. O tipo de solo que é um fator importante na definição da fundação, uma vez que alguns tipos de solos podem se apresentar mais resistentes e outros menos, favorecendo ou inviabilizando a escolha de uma fundação específica. Desta forma, é possível verificar que para cada obra existe uma fundação mais eficiente no processo de interação e transferência de carga, sendo imprescindível um estudo adequado para a sua implantação.

Neste contexto, analisa-se neste trabalho, um caso real de um edifício a ser construído, em que a opção inicialmente adotada para a fundação necessitou ser alterada devido as limitações impostas pela presença de rocha sã encontrada a poucos metros de profundidade e pela presença do lençol freático com grande vazão de água.

1.1 Justificativa

Na engenharia geotécnica, é comum encontrarmos problemas e limitações na escolha e no emprego das fundações, sejam qual for o tipo, todas elas podem apresentar dificuldades tendo em vista o processo executivo, as características do subsolo, regionalidade e viabilidade econômica. Neste contexto, ao longo deste trabalho serão expostos os problemas encontrados para a definição do tipo de fundação em uma obra localizada em uma das principais avenidas da cidade de Uberlândia, quais foram os métodos de investigação utilizados, os resultados obtidos e qual o tipo de fundação definido para a execução da obra.

1.2 Objetivo

Analisar os problemas encontrados durante a execução da fundação inicialmente adotada, os critérios utilizados para alteração do tipo de fundação e a análise técnica da solução de projeto de fundação de um caso real. Para tanto, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Expor os conceitos e tipos de fundações frisando suas vantagens e limitações executivas;
- Expor o caso de obra e destacar quais características do empreendimento e do terreno a ser construído influenciaram na escolha da estrutura de fundação;
- Apresentar quais foram os ensaios, estudos e critérios utilizados para troca do tipo de fundação;
- Avaliar técnica e economicamente se a opção escolhida para a nova fundação foi adequada frente as limitações impostas pelo subsolo do terreno.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A base teórica necessária para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso será abordada nas próximas seções. São elas: os tipos de fundação, alguns critérios para a escolha do tipo de fundação, a importância da execução de inspeção geotécnica e os elementos necessários para a concepção do projeto de fundações.

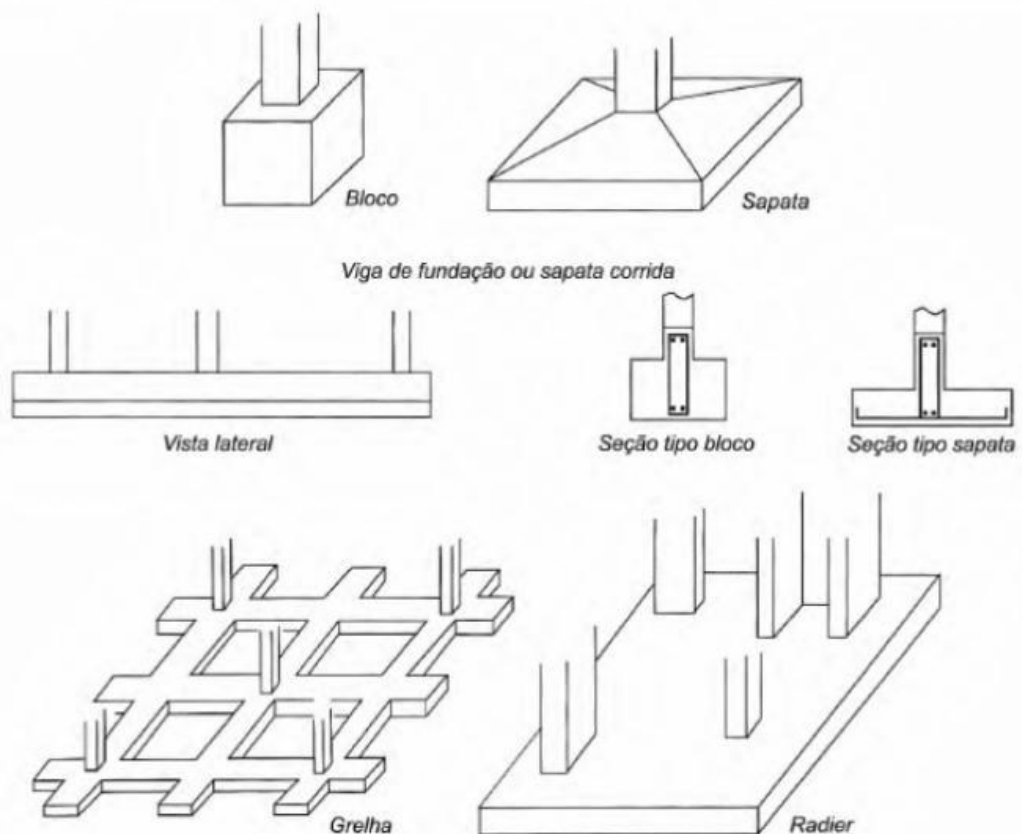
2.1 Sistemas de Fundação

Segundo Freitas Neto (2013) diferentemente da engenharia de estruturas, a qual a fundação de uma obra é constituída de elementos estruturais que tem como principal função transmitir as cargas oriundas da superestrutura para o solo, para a engenharia geotécnica, o termo “fundação”

se refere tanto aos elementos estruturais que quanto ao solo ou rocha que compõe o subsolo de uma obra de engenharia. Ou seja, a fundação é composta por um sistema constituído pelas sapatas, radier, blocos, estacas e tubulões e pelo material constituinte do subsolo, que em geral é o elemento que governa a capacidade de carga de um “sistema” de fundação.

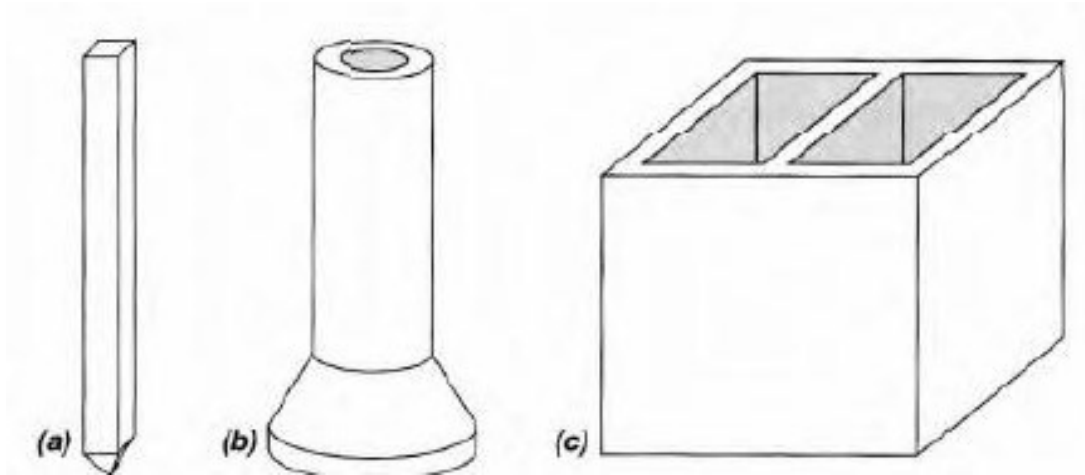
Por definição da ABNT NBR 6122: 2019, fundações rasas ou diretas (Figura 1) tratam-se de elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Enquanto fundações indiretas ou profundas (Figura 2) se referem a elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno, ou pela base (resistência de ponta), ou por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,00 m.

Figura 1 – Principais tipos de fundações superficiais (rasas)



Fonte: VELLOSO & LOPES (2010)

Figura 2 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: VELLOSO & LOPES (2010)

2.1.1 Tipos de Fundações Rasas

Quanto aos elementos de fundação superficiais ou rasas, são descritas pela ABNT NBR 6122: 2019, conforme definições abaixo.

➤ Bloco

Elemento 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 a necessidade de armadura.

➤ Sapata

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.

➤ 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. Segundo Velloso e Lopes (2010), também podem ser chamadas de baldrames ou vigas de fundação.

➤ Radier

Elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura.

➤ **Grelha**

Segundo Velloso e Lopes (2010), grelha é um elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares (tipo não citado na norma ABNT NBR 6122: 2019).

2.1.2 Tipos de Fundações Profundas

Quanto aos elementos de fundação profunda ou indiretas, são descritos pela ABNT NBR 6122: 2019, conforme definições abaixo.

➤ **Tubulão**

Elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, faz-se necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.

➤ **Estaca**

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.

➤ **Estaca de reação (mega ou prensada)**

Estaca de concreto ou metálica introduzida no terreno por meio de um macaco hidráulico reagindo contra uma estrutura já existente ou criada especificamente para esta finalidade.

➤ **Estaca escavada com uso de fluido estabilizante**

Estaca moldada *in loco*, sendo a estabilidade da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante (ou água, quando houver também revestimento metálico). Recebe a denominação de estação quando a perfuração é feita por uma caçamba acoplada a uma perfuratriz rotativa, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com a utilização de *clamshell*.

➤ **Estaca escavada mecanicamente**

Estaca executada por perfuração do solo por trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante.

➤ **Estaca Franki**

Estaca moldada *in loco* executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída e pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito. Esta estaca possui base alargada e é integralmente armada.

➤ **Estaca hélice contínua monitorada**

Estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca.

➤ **Estaca hélice de deslocamento monitorada**

Estaca de concreto moldada *in loco* que consiste na introdução no terreno, por rotação, de um trado especial dotado de aletas, sem que haja retirada de material, o que ocasiona um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central, simultaneamente à sua retirada por rotação. A armadura é sempre introduzida após a concretagem da estaca.

➤ **Estaca hélice monitorada com trado segmentado**

Estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de segmentos de trado helicoidal de diâmetro constante. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado, simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

➤ **Estaca metálica ou de aço**

Estaca cravada, constituída de elemento estrutural metálico produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos.

➤ **Estaca mista**

Estaca constituída por dois segmentos de materiais diferentes (madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* etc.)

➤ **Estaca Pré-moldada ou Pré-fabricada de concreto**

Estaca constituída de segmentos de pré-moldado ou pré-fabricado de concreto e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou por

martelo vibratório. Para fins exclusivamente geotécnicos não há distinção entre estacas pré-moldadas e pré-fabricadas, e para os efeitos da norma ABNT NBR 6122: 2019 são denominadas pré-moldadas.

➤ **Estaca raiz**

Estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco* executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho de solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.

➤ **Estaca Strauss**

Estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se gradativamente o lançamento e apiloamento do concreto, com retirada simultânea do revestimento.

➤ **Estaca trado vazado segmentado (*Hollow Auger*)**

Estaca moldada *in loco* executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal constituído por segmentos de pequeno comprimento (aproximadamente 1,0 m), rosqueados, e injeção de argamassa pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada.

➤ **Micro estaca ou estaca injetada**

Estaca moldada *in loco*, armada, executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva e injetada com calda de cimento por meio de um tubo com válvulas (manchete).

2.2 Critérios para a escolha do tipo de fundação

Segundo Hachich e Falconi (1998), para a escolha do tipo de fundação não existe uma regra básica a ser seguida, entretanto existem alguns itens que podem ser considerados para a adoção do tipo de fundação mais adequado, conforme apresenta-se a seguir.

2.2.1 Capacidade de carga das fundações

No momento de escolha de qualquer tipo de estrutura, o primeiro critério a ser levado em consideração tem relação direta com a capacidade de carga que tal estrutura irá suportar. Com as fundações não é diferente, visto que é de grande importância saber a magnitude e a forma com que os carregamentos chegam até elas. Logo, busca-se distinguir qual o nível de carga que os pilares irão direcionar para a fundação e se existirá outros fatores provenientes do meio externo, neste caso o solo, como esforços além dos de compressão (tração e flexão).

Na maioria das situações, anteriormente a concepção do projeto estrutural, são elaboradas estimativas preliminares do potencial tipo de fundação para a obra em questão e as características geométricas básicas que esta terá, permitindo, assim, estimar quantidades e custos para a execução do projeto. Para tais considerações, o projetista necessita realizar uma estimativa das cargas dos pilares, em função do tipo de empreendimento que a obra comportará, baseando-se no projeto arquitetônico. Segundo Albuquerque e Garcia (2020), existem alguns critérios de estimativa dessas cargas, que podem ser em função dos números de pavimentos (n) da edificação destinada a moradias e escritórios, conforme indicado na equação 1, onde $Q_{pilar(i)}$ é a carga estimada aplicada a determinado pilar, n é o número de pavimentos da edificação, A_i é a área de influência relativa do pilar i e σ_{tip} é a tensão média típica para esse tipo de construção, podendo ser considerada 12 kN/m² por pavimento.

$$Q_{pilar(i)} = n \times A_i \times \sigma_{tip} [kN] \quad (\text{Eq. 1})$$

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), em situações em que a edificação foi constituída por 2 pavimentos (sobrados) ou térrea, consideram as cargas distribuídas da parede que incidem na sapata corrida como sendo da ordem de 40 kN/m e 20kN/m, respectivamente.

No momento da escolha da fundação, levando em consideração as condições do subsolo e dos carregamentos, avalia-se o emprego de soluções mais econômicas, que na maioria das vezes acabam sendo as fundações rasas, devido ao menor consumo de materiais como aço e concreto, a menor quantidade de escavação e por não necessitarem de empresas especializadas para a execução do serviço. Desta forma, para facilitar a verificação da solução mais econômica de fundação, Albuquerque e Garcia (2020) consideram que a solução é aceitável quando for atendida a relação apresentada na equação 2, em que, como citado anteriormente, (n) da edificação destinada a moradias e escritórios e σ_{tip} é a tensão média típica para esse tipo de construção, podendo ser considerada 12 kN/m² por pavimento.

$$\frac{\sigma_{prédio}}{\sigma_{adm}} \leq \frac{2}{3} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\sigma_{prédio} = n \times \sigma_{tip} \quad (\text{Eq. 3})$$

Enquanto a tensão admissível mínima $\sigma_{adm(mín)}$ pode ser estimada conforme a equação 4.

$$\sigma_{adm(mín)} \geq 1,5 \times n \times \sigma_{tip} \quad (\text{Eq. 4})$$

Albuquerque e Garcia (2020) ainda complementam que mesmo sendo possível o emprego das fundações rasas, deve-se analisar o emprego das fundações profundas, em função do critério econômico, sendo, neste caso, importante verificar a viabilidade de determinados elementos estruturais de fundação profunda aplicáveis no local, levando em consideração os efeitos de vibração, ruído, disponibilidade de máquinas e diâmetros em mercado, profundidade de embutimento aceitável, posicionamento do lençol freático, etc.

2.2.2 Características do subsolo.

A verificação do subsolo em que as fundações serão implantadas é de extrema importância, pois é através dessa análise que se torna possível avaliar se existe na região materiais que podem prejudicar a adoção de alguns tipos de fundação, como por exemplo os listados abaixo:

- Argilas muito moles podem dificultar a execução de estacas de concreto moldadas *in loco*;
- Solos muito resistentes (compactos ou com pedregulhos) que devem ser atravessados, dificultam ou mesmo impedem a cravação de estacas de concreto pré-moldadas;
- Os solos que apresentam grande quantidade de matacões, dificultam ou mesmo impedem a adoção de estacas cravadas de qualquer tipo;
- A presença do lençol de água elevado, dificulta a execução de estacas de concreto moldadas *in loco* sem revestimento ou com o uso de lama. Além disso, o elevado nível de água também impossibilita a adoção de fundações do tipo tubulão e de sapata uma vez que para a escava manual é necessário que o solo esteja estável e seco possibilitando o trabalho de um operário.
- Regiões que foram aterradas recentemente sobre camadas moles, possuem um período de adensamento que indicam a possibilidade de atrito negativo e neste caso, as estacas mais lisas ou com tratamento betuminoso são as mais indicadas.
- Regiões que possuem rocha sã aflorada em pequenas profundidades favorecem a adoção de fundações com suporte por resistência de base, como sapatas e tubulões e inviabilizam as do tipo com suporte predominantemente por atrito lateral, uma vez que a área de contato, dependendo da edificação a ser construída, se torna pouca para a distribuição de cargas. Além disso, muitos métodos de escavação não perfuram a rocha sã, como por exemplo as estacas hélice contínua, Strauss e Franki.

2.2.3 Características do local da obra

A região em que a obra está inserida também é um fator a ser analisado para a escolha, visto que:

- Terrenos acidentados, dificultam o acesso de equipamentos pesados como por exemplo bate-estacas, dessa forma inviabilizando o uso de estacas cravadas;
- Locais em que já existem edificações que apresentem um pé-direito limitado com a presença de telhados e lajes que podem dificultar o acesso de equipamentos altos, uma vez que a região de movimentação pode estar obstruída;
- Obras muito distantes de grandes centros econômicos, podem encarecer o transporte de equipamentos pesados, inviabilizando economicamente a adoção de fundações que requerem o uso destes;
- A existência de lâminas d'água próximos ou na região das fundações, prejudicam o uso de equipamentos pesados uma vez que estes podem atolar com maior facilidade.

2.2.4 Limitações de cada tipo fundação

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), todas as fundações apresentam alguma limitação no seu emprego, sendo do ponto de vista executivo, econômico, regional ou devido as características do solo, sendo apresentadas abaixo de acordo com cada tipo de fundação (Tabela 1).

Tabela 1 – Limitações de uso

Sapatas, sapatas corridas, blocos de fundação, <i>radiers*</i>	- Em solos potencialmente colapsíveis e com possibilidade do aumento do teor de umidade, o que pode ser um fator impeditivo para adoção desta solução; - Abaixo do N.A. necessitam de esgotamento e/ou rebaixamento do lençol; - Aterros não controlados e/ou de materiais não convencionais (resíduos).
Tubulões a céu aberto	- Estabilidade das paredes da escavação, necessitando de revestimentos; - Abaixo do N.A.; - Operários não habilitados para a atividade (NR 18).
Tubulões a ar comprimido	- Custo elevado; - Limitados em profundidades elevadas abaixo do N.A. por causa da pressão de ar interna da câmara (campânula); - Operários não habilitados para a atividade (NR 18); - Doenças de compressivas.
Estacas brocas (trado manual)	- Abaixo do N.A.; - Para estabilidade das paredes da escavação é recomendável sua execução em solos coesivos;

	<ul style="list-style-type: none"> - Alívio da escavação (redução da resistência) pela demora na concretagem; - Limitação da profundidade da escavação e no diâmetro do fuste em razão da resistência do solo; - Limitação no emprego em vista da reduzida capacidade de carga geotécnica.
Estaca escavadas a seco (trado mecânico)	<ul style="list-style-type: none"> - Abaixo do N.A.; - Para estabilidade das paredes da escavação é recomendável sua execução em solos coesivos;
Estaca escavadas com fluido estabilizante	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada geração de resíduos da escavação; - Destinação adequada dos resíduos; - Disponibilidade de área no canteiro de obras para instalação dos equipamentos; - Custo elevado; - Demandam cuidados com a concretagem.
Estaca <i>Strauss</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Limitação no comprimento; - Revestimento obrigatório; - Demanda cuidados na concretagem; - Presença de solos moles.
Estaca <i>Franki</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada vibração; - Presença de matacões; - Presença de solos moles; - Construções vizinhas em estado precário; - Limitação no comprimento; - Baixa velocidade de execução.
Estaca <i>hollowauger</i>	<ul style="list-style-type: none"> - Torque da máquina; - Limitação no comprimento e diâmetro; -Custo Elevado
Estaca raiz	<ul style="list-style-type: none"> - Elevado consumo de água; - Elevada geração de resíduos da escavação; - Destinação adequada dos resíduos; - Custo elevado.
Estaca hélice continua	<ul style="list-style-type: none"> - Mobilização; - Proximidade de usina de concreto; - Demanda terreno plano e de fácil acesso; - Colocação de armadura; - Comprimento limitado para armadura.
Estaca hélice de deslocamento	<ul style="list-style-type: none"> - Mobilização; - Proximidade de usina de concreto; - Limitação de diâmetro; - Terreno plano e de fácil acesso; - Comprimento limitado para armadura; - Torque da máquina; - Solos resistentes.
Estaca mega	<ul style="list-style-type: none"> - Sistema de reação para cravação; - Custo elevado

Estaca pré-moldada de concreto	- Mobilização; - Transporte dos elementos estruturais (estacas); - Presença de camadas resistentes; - Vibração.
Estaca metálica	- Mobilização; - Vibração reduzida; - Desvio durante a cravação em terreno com presença de matacões (interferências); - Custo
Estaca de madeira	- Não indicada para obras permanentes, exceto se forem realizados estudos para essa destinação.
* Como fundação de edificações de múltiplos andares, por envolver elevado custo de concreto e aço.	

Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

2.2.5 Características das construções vizinhas

Outro fator a ser levado em consideração no momento da escolha do tipo de fundação é o estado em que as construções vizinhas à obra se encontram. Segundo a ABNT NBR 6122: 2019, devem ser considerados os empuxos de terra e empuxos de sobrecargas atuantes no solo e caso estejam previstos aterros contra a estrutura ou na vizinhança da obra, o projetista das fundações deve ser informado, assim como o projetista de estruturas. Além disso, a avaliação deve ser feita a fim de verificar se estas edificações vizinhas apresentam algum problema construtivo anteriormente a implantação da fundação da nova obra, como fissuras, trincas, recalques etc., assim, facilitando ao projetista na definição da melhor solução construtiva, sem que provoque agravamento ou novos problemas a esta vizinhança devido a vibração e a movimentação do solo ao longo da execução.

Verificar a existência de outros elementos construtivos é um outro detalhe a ser observado durante esta avaliação, visto que a existência de fundações já construídas pode inviabilizar algum tipo específico de fundação a ser implantada na obra e interferir direta e indiretamente nas estruturas das edificações vizinhas, como por exemplo:

- O tipo e a profundidade das fundações a serem adotadas podem interferir nas regiões de tensões das fundações vizinhas, em certas situações podendo ocasionar uma sobrecarga nos bulbos de tensões e conseqüentemente gerar recalques inesperados tanto na construção vizinha, como na que será edificada;
- A existência de subsolos em prédio, residências e outros elementos na vizinhança são fatores a serem considerados na escolha da fundação, pois a existência de tirantes, muros de arrimos, entre outros elementos podem influenciar nesta adoção;

- A sensibilidade a vibração pode inviabilizar o uso de estacas cravadas, uma vez que a execução destas provocam grandes vibrações, podendo ocasionar trincas e fissuras nas edificações vizinhas, além dos danos já existentes que podem ter um agravamento.

O custo e o prazo de execução são fatores críticos a serem avaliados no momento da definição da fundação em todas as situações recorrentes. Além desses itens avaliados, ainda existem as situações em que as próprias características da obra impõem um certo tipo de fundação.

2.3 A Importância da Inspeção Geotécnica

A elaboração de projetos geotécnicos e em particular de projetos de fundações, exigem de maneira básica o conhecimento adequado do solo. Segundo Hachich e Falconi (1998) é necessário proceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como à avaliação das suas propriedades de engenharia. Conhecer o meio em que será edificado uma construção torna-se tão importante quanto a própria construção em si, isso porque o conhecimento do solo além de permitir uma escolha mais adequada de fundação para melhor distribuição das cargas, também permitirá ao projetista que dimensione seu projeto de forma mais econômica e atendendo as necessidades da estrutura sem que haja um superdimensionamento devido à ausência de informações.

Para Albuquerque e Garcia (2020), uma obra civil será adequadamente projetada se houver conhecimento adequado da natureza e da estrutura do terreno onde ela será implantada. Além disso, estes ainda complementam que em situações em que não se consideram determinados conceitos de investigação ou mesmo omissão perante a dados do subsolo podem conduzir a ruínas totais ou parciais das obras.

Um projeto de uma edificação deve ser acompanhado por uma campanha preliminar de investigação geotécnica, empregando no mínimo a sondagem de simples reconhecimento com SPT para obtenção da estratigrafia do subsolo, conforme método de ensaio previsto na norma ABNT NBR 6484:2020.

Com a execução do ensaio, torna-se possível analisar e classificar os materiais presentes na composição do solo, verificar a profundidade do lençol freático (N.A) e determinar a resistência a penetração (*NSPT*). De acordo com os resultados obtidos nesta campanha preliminar de investigação, podem-se requerer outros ensaios para melhor definição e aprofundamento da situação do terreno em questão.

Entre os ensaios de campo existentes em todo o mundo, os que apresentam maior destaque são os relacionados abaixo:

- A Sondagem de Simples Reconhecimento;
- O "Standard Penetration Test"- SPT;
- O "Standard Penetration Test" complementado com medidas de torque - SPT-T;
- O ensaio de penetração de cone – CPT;
- O ensaio de penetração do cone com medida das pressões neutras, ou piezocone – CPT-U;
- O ensaio de palheta - "Vane Test";
- Os pressiômetros (de Ménard e auto-perfurantes);
- O dilatômetro de Marchetti;
- Os ensaios de carregamento de placa, comumente conhecidos como provas de carga;
- Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de "Cross-Hole", entre outros.

No Brasil e em boa parte dos países no mundo, o ensaio SPT é, de longe, o mais executado e o mais economicamente viável, entretanto, nem sempre apenas este é suficiente para traçar o perfil geotécnico do solo em questão, necessitando de ensaios complementares.

2.4 Elementos necessários para o projeto de fundações

Para a elaboração de um bom projeto de fundações, além do conhecimento adequado da ABNT NBR 8044:2018 que trata dos procedimentos para elaboração de um projeto geotécnico e do solo no qual será executada a construção, é de extrema importância que o projetista avalie cuidadosamente o local da construção e tenha em mãos informações sobre o terreno em questão. Segundo Hachich e Falconi (1998), dentre os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações podemos destacar alguns, como apresentado a seguir.

2.4.1 Topografia da área

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam, no caso de acidente, atingir o terreno);
- Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia).

2.4.2 Características Geológicas-Geotécnicas

- Investigação do subsolo (preferencialmente em 2 etapas: preliminar e complementar);
- Outros dados geológicos e geotécnicos como mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.

2.4.3 Dados da Estrutura a Construir

- Destinação da nova obra;
- Sistema estrutural que será empregado;
- Cargas que serão aplicadas nas fundações (ações nas fundações).

2.4.4 Dados sobre Construções Vizinhas

- Tipo de estrutura e fundações;
- Número de pavimentos e a carga média por pavimento;
- Desempenho das fundações;
- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências das escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

2.5 Presença de lençol freático elevado.

Quando mencionamos “obras geotécnicas”, é comum correlacionarmos o termo às estruturas que estão diretamente ligadas ao solo e conseqüentemente, é usual avaliarmos as possíveis situações e problemas diretamente ligados ao material presente na região, como por exemplo o tipo, a resistência, a coesão, a presença ou não de rochas etc., entretanto, é muito importante avaliarmos a situação como um todo, indo além do material, propriamente dito, analisando também outros fatores limitantes como por exemplo a posição do nível d’água em relação à fundação.

Segundo Rosa et al. (2020 *apud* Martins et al., 2012) conhecer a profundidade do nível d’água em relação ao terreno onde será executada a obra é uma informação de grande relevância e que garante certa segurança a obra, já que as diversas patologias de engenharia têm suas causas provenientes da presença de águas subterrâneas.

Desta forma, quando o lençol freático se encontra próximo a superfície, adotar uma maneira de controlar a água subterrânea tende a facilitar a construção de estruturas enterradas visto que a presença de água interfere na viabilidade dos processos construtivos e pode ser um fator impeditivo ou de considerável aumento de custos de uma construção enterrada, como por exemplo a execução das fundações.

Além disso, em situações que se faz necessário a escavação de subsolos ou estruturas enterradas, a presença de água diminui a estabilidade dos taludes, aumenta a carga lateral em estruturas de contenção, dificulta as condições de trabalho dos operários, exigindo um cuidado redobrado com a segurança destes.

2.5.1 Métodos de controle de água subterrânea.

Segundo Grandis (1998), há duas maneiras distintas de controlar a água subterrânea. A primeira é através da interceptação e remoção da água de subsuperfície, através de bombeamento apropriado. Este bombeamento pode ser realizado a partir de pontos de coleta localizados na superfície da escavação ou a partir de drenos subsuperficiais, ponteiras filtrantes e/ou poços profundos. A segunda maneira é através da separação entre o fluxo d'água e a escavação, utilizando barreiras físicas que excluam a água da mesma, como estacas pranchas, estacas secantes ou justapostas, cortinas de injeção de cimento, trincheiras impermeáveis, diafragmas, entre outros. Também é possível adotar combinadamente as duas maneiras, visando o aumento da eficácia do sistema.

A principal divergência entre as possíveis maneiras de controle de água subterrânea, consiste na forma em que o lençol será afetado. A primeira tem por objetivo alterar a posição do nível de água, enquanto a segunda implica nas condições hidrológicas do local o que conseqüentemente exige manutenções destas condições.

De acordo com Rosa et al. (2020), os principais métodos de rebaixamento de lençol freático atualmente são: bombeamento direto superficial, sistema a vácuo, ponteiras drenantes (*well - points*), poços profundos e drenagem por eletrosmose.

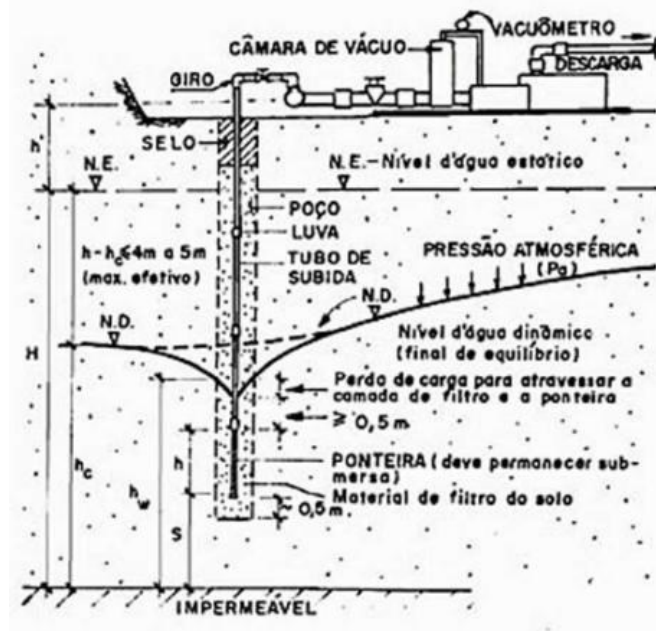
Segundo Alonso (2018), o bombeamento direto superficial é um método que consiste na condução da água através da gravidade até os poços, onde ela será bombeada até o local apropriado para sua correta descarga, podendo ser em cursos de água, coletores de esgoto, dentre outros.

O sistema a vácuo comumente utilizado em solos que apresentam baixa permeabilidade, conforme Alonso (2018), consiste na retirada do ar através de uma bomba, de modo a reduzir a pressão atmosférica no interior da tubulação ou da câmara, sendo as ponteiras filtrantes as principais responsáveis por facilitar a sucção da água do solo.

Conforme Grandis (1998), as ponteiras drenantes, também denominadas por "*well - points*" são sistemas de poços de pequeno diâmetro nos quais são instaladas ponteiras conectadas a um coletor e daí para um conjunto de bomba centrífuga + bomba de vácuo, conforme ilustrado na Figura 3.

Os poços são, em geral, executados através de perfuratrizes que empregam circulação direta, podendo o furo ser revestido ou não, dependendo da estabilidade da parede da perfuração.

Figura 3 – Sistema de rebaixamento por ponteiros (*Well-points*)



Fonte: GRANDIS (1998)

O sistema de rebaixamento por poços profundos, conforme orienta Alonso (2018), é usualmente utilizado quando se deseja atingir grandes profundidades de rebaixamento. A execução dos poços deve considerar um diâmetro equivalente a 40 e 60 cm, sobre os quais se introduz um tubo de aço de diâmetro de 20 a 30 cm, com a base fechada e perfurada até determinada altura, no qual se designa de trecho drenante do poço. A bomba centrífuga é inserida na parte inferior do tubo e anexada junto ao motor elétrico, então, é colocado um sistema de relés. Esse sistema provoca um acionamento quando a bomba alcança seu nível máximo, do mesmo modo, que desliga quando alcança o nível mínimo, assegurando o funcionamento permanente e submerso da bomba.

Por fim temos a drenagem por eletrosmose, que segundo Grandis (1998), serve para aumentar a eficiência em situações com a presença de alguns solos siltsos e argilosos, muito finos, que não são passíveis de uma drenagem eficiente, através de ponteiros filtrantes ou poços profundos, buscando tal eficiência aplicando uma corrente contínua, a qual cria um gradiente adicional de natureza elétrica que acelera o movimento da água contida nos vazios do solo.

Conforme ainda explicado por este, o sistema consiste no emprego de ponteiros filtrantes que apresentam anodos (eletrodos positivos, geralmente uma haste) e catodos (eletrodos com carga negativa, ponteiros filtrantes). O mecanismo ocorre da seguinte maneira: os íons de água com carga positiva são atraídos às partículas de solo que têm carga negativa, constituindo uma camada chamada de "camada dupla". Quando se aplica um gradiente elétrico, os íons positivos

da água são atraídos pelo catodo e no processo transportam a água livre que ocupa os vazios do solo.

2.5.2 Fatores que Influenciam na Escolha do Sistema de Rebaixamento do Lençol d'água

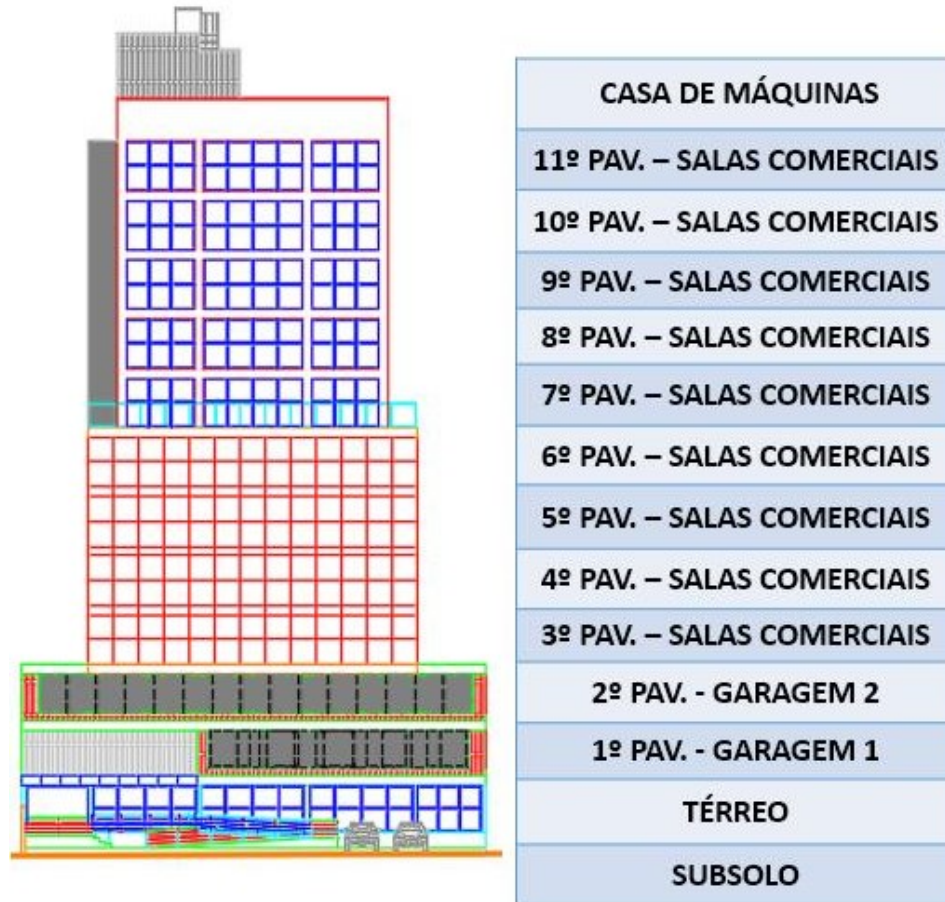
No momento da adoção do tipo de sistema de rebaixamento, além de avaliar o sistema mais eficaz, é extremamente importante que se leve em consideração o dano que o fluxo d'água pode acarretar, caso ele atinja a escavação. Conforme indicado por Grandis (1998) , podemos destacar os seguintes fatores como influenciadores no momento da escolha do sistema:

- **Tipo de obra:** Em qualquer circunstância, é necessário possuir um amplo conhecimento das dimensões em planta da edificação, dos vários níveis e bancadas de escavação.
- **Condições de subsuperfície:** a formação geológica e a natureza do subsolo são determinantes na escolha do sistema de rebaixamento. Exemplificando podemos citar a presença de rocha sã que propicia a formação de grandes “rios subterrâneos” em sua superfície.
- **Altura de rebaixamento x quantidade de água a ser bombeada:** para uma escolha adequada, é essencial a avaliação, com folga, da quantidade de água que fluirá para o interior da escavação e que virá a ser bombeada. Além disso, á medida que se aumenta a altura de rebaixamento, caminha-se, em geral e sucessivamente, da captação superficial para a necessidade do uso de ponteiras e daí para poços profundos.
- **Efeito do rebaixamento em estruturas adjacentes:** Devido a possibilidade de influência em estruturas já existentes, essa escolha de sistema deve ser analisada pelo projetista, a quem caberá a recomendação da colocação de pinos de recalque nos vizinhos, selamento de trincas e fissuras existentes e eventuais medidas jurídicas cabíveis.
- **Natureza do aquífero e fontes de percolação:** O tipo de sistema irá depender também se a formação do aquífero apresenta uma condição artesianiana ou gravitacional.

3. CASO DE OBRA

3.1 Caracterização da Obra

A construção consiste em um edificio comercial composto por 1 subsolo, 1 pavimento térreo, 2 pavimentos de garagem, 9 pavimentos tipo com salas comerciais e casa de máquinas (Figura 4).

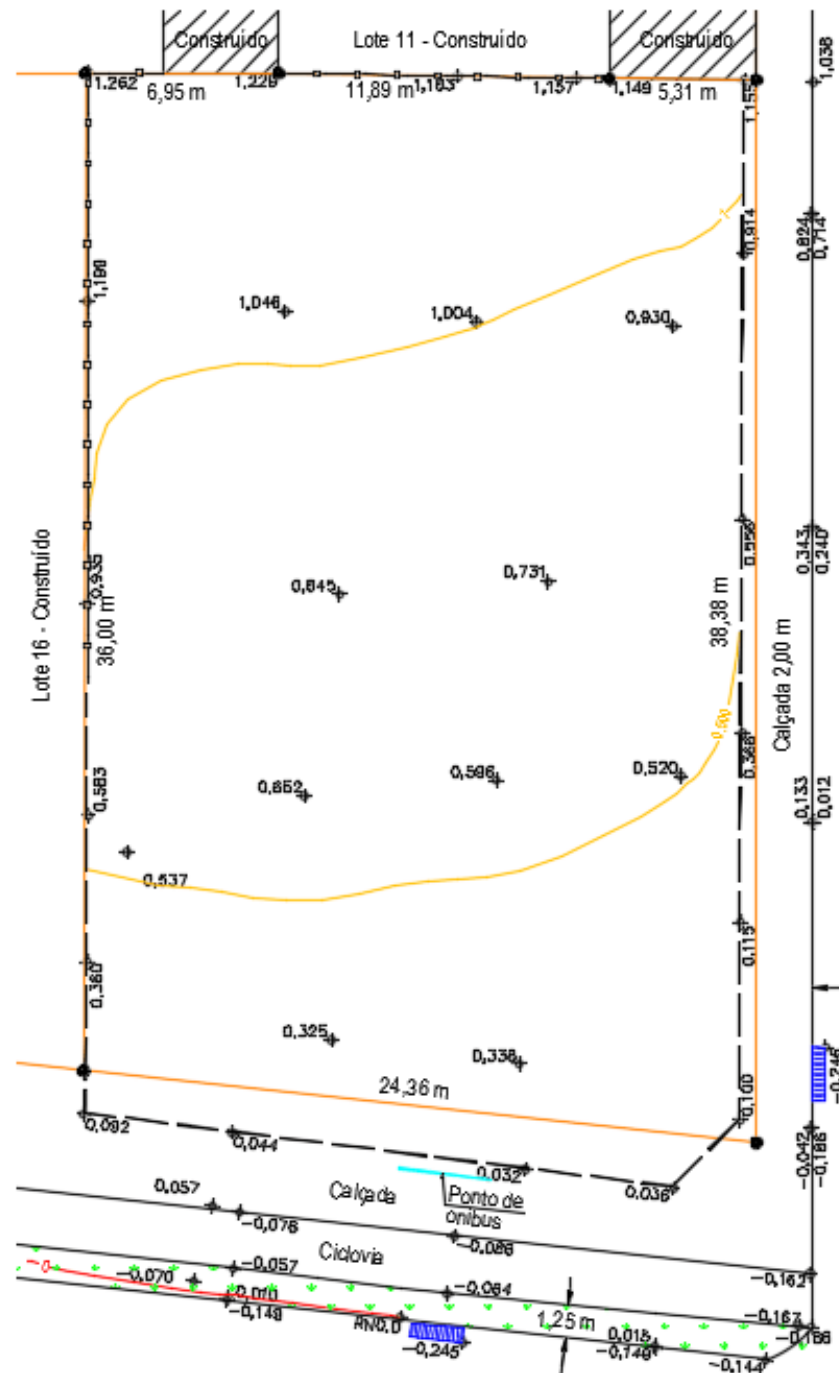
Figura 4 – Fachada do empreendimento

Fonte: Autora (2021).

Avaliando o projeto arquitetônico do empreendimento, verificou-se que o nível do piso do subsolo foi locado a 1,85 m abaixo do nível do passeio, enquanto o nível do térreo na fachada frontal encontrava-se 1 metro acima do nível deste. Tal situação se deve ao fato de que esse edifício está sendo construído em uma avenida da cidade em que as diretrizes municipais exigem que o desnível do térreo em relação ao passeio seja de 1 metro, isso porque em épocas passíveis de alagamento desta região, tal desnível evita que a água atinja o interior dos empreendimentos.

Considerando o levantamento topográfico do terreno apresentado na figura 5, é possível perceber que o terreno sofre um desnível de aproximadamente 1,15 m ao longo de seu maior comprimento, nos permitindo concluir que a escavação do subsolo ao fundo terá um desnível de aproximadamente 3,00 metros, enquanto na frente esse valor fica em torno de 1,85m.

Figura 5 – Levantamento topográfico do terreno



Fonte: Autora (2021).

3.2 Caracterização geológico-geotécnicas

A caracterização do solo, envolve o reconhecimento do tipo de material que o compõe, os parâmetros de resistência e deformabilidade visando compreender o seu comportamento em termos de capacidade de suporte e deformabilidade quando submetido aos carregamentos e o nível de água apresentado no terreno. Dessa forma, evitam-se problemas patológicos futuros e facilitar ao projetista a adoção do tipo mais adequado de fundação.

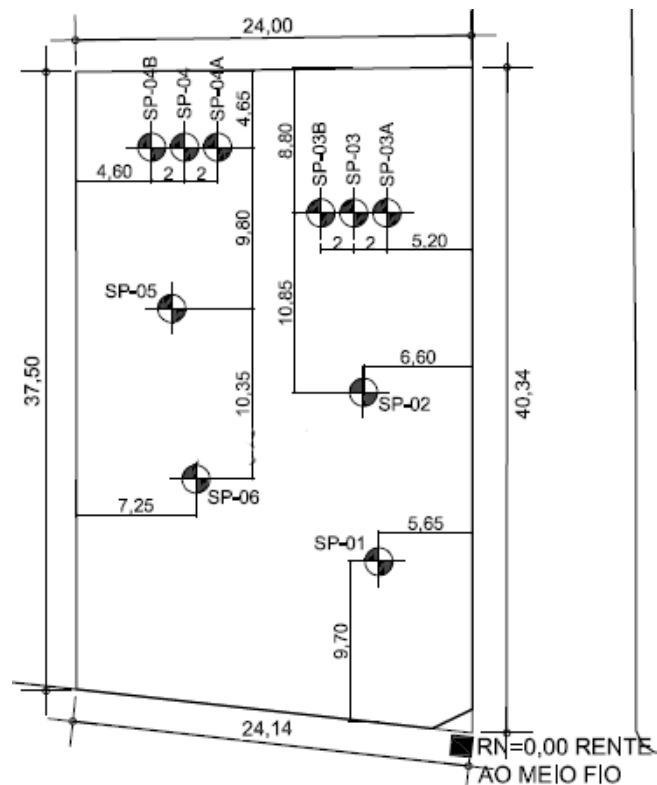
Segundo a ABNT NBR 8036:1983, as sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200m² de área. Entre 1200m² e 2400m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Ainda complementa que, em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

No caso da obra apresentada, o terreno possui área de 933,40 m², sendo aproximadamente 800 m² ocupada pela projeção em planta do edifício. Desta forma, conforme as diretrizes da norma, seriam necessários pelo menos 4 furos para a execução de sondagem. No caso citado, foram realizados no total 6 furos de sondagem SPT dispostos no terreno conforme mostrado abaixo (Figura 6).

É possível verificar que dois furos apresentados na planta de locação foram deslocados 2 metros para cada lado do furo inicial, isto porque segundo a ABNT NBR 6484:2020, caso não ocorra o avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo antes da profundidade de 3 m, a sondagem deve ser deslocada no mínimo duas vezes para posições diametralmente opostas, a 2 m da sondagem inicial, ou conforme orientação do cliente ou seu preposto.

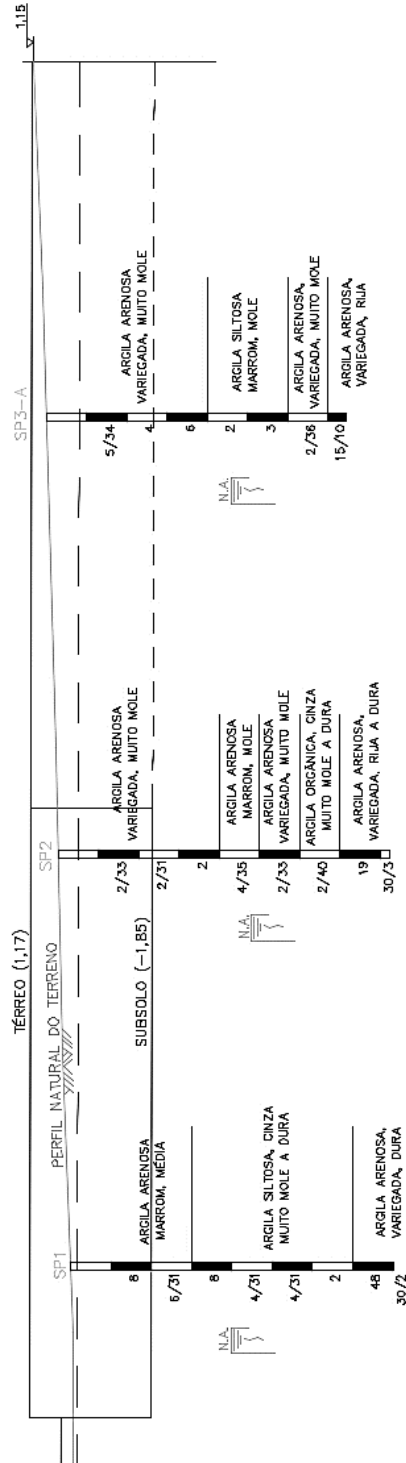
Figura 6 – Locação dos pontos de sondagem.



Fonte: Autora (2021).

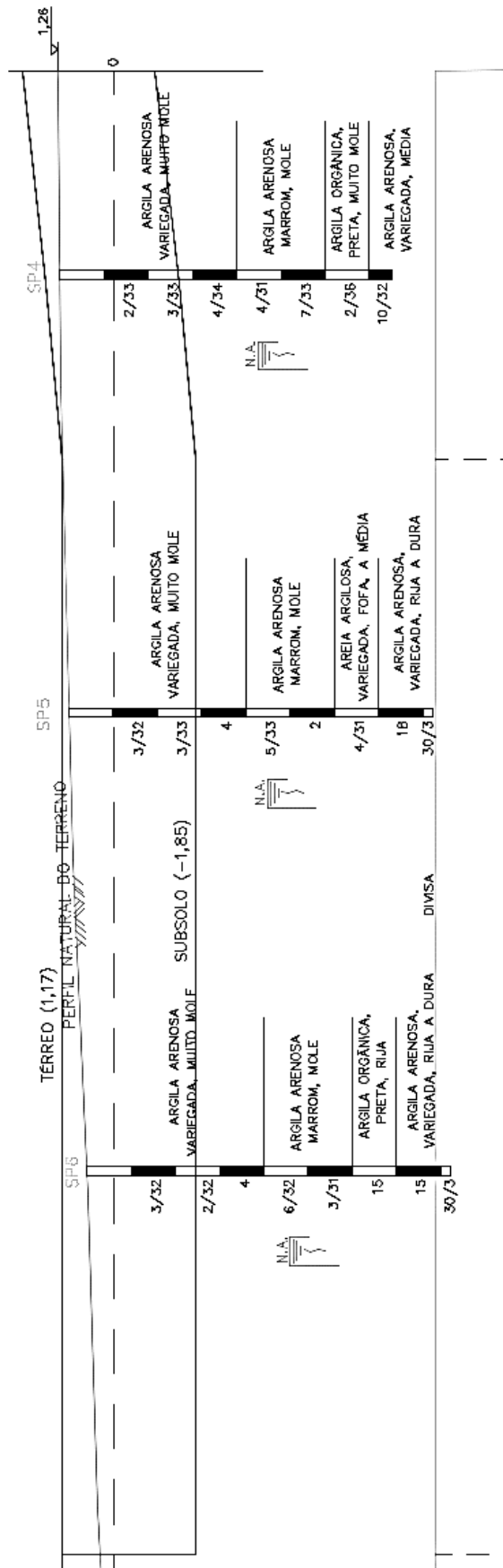
Com base no relatório de sondagem, foi possível notar que camada com profundidade em torno de 6 metros é formada por argila arenosa média a muito mole e a camada subjacente é composta por argila arenosa rija a dura até atingir o topo do impenetrável composto por rocha são encontrada em profundidade entre 7,20 a 8,20 metros. Com base no perfil do terreno apresentado no estudo das figuras 7 e 8, foi possível observar que o nível de água variou entre 4 e 5 metros de profundidade considerando o nível de referência rente ao meio fio.

Figura 7 – Estudo do Terreno com base na sondagem SPT – SP1, SP2, SP3.



Fonte: Autora (2021)

Figura 8 – Estudo do Terreno com base na sondagem SPT – SP4, SP5, SP6.



Fonte: Autora (2021)

3.3 Interferências

A palavra interferência pode ser caracterizada como sendo o ato ou efeito de intervir no desenvolvimento de algo. Ou seja, pode-se considerar que uma interferência é todo aquele elemento ou situação externa a construção que pode prejudicar ou impedir a execução desta, como por exemplo a existência de fundações antigas de uma edificação demolida, um curso de água e/ou uma área de preservação ambiental no terreno, tubulações da rede pública ou de edificações vizinhas etc.

Neste estudo de caso, o nível do lençol freático foi considerado como a principal limitação (interferência) executiva, pois seu nível (-4,00m) encontra-se elevado, dificultando a execução de alguns tipos de fundações nessas condições, uma vez que serão executadas abaixo do subsolo que apresenta profundidade de 3,00 metros abaixo do nível do passeio.

3.4 Projeto de Fundações Inicial

Levando em conta o projeto arquitetônico, o levantamento topográfico e o estudo do solo realizado com a sondagem, foram inicialmente previstos pelo projetista de fundações um projeto considerando o emprego de tubulões encamisados escavados a céu aberto com o uso de quatro bombas funcionando em sistema de poços semiartesianos para rebaixamento do lençol freático elevado durante o processo de escavação e concretagem destes elementos (Figuras 9 e 10).

O projeto de tubulões empregado inicialmente contava com 102 tubulões sendo 96 com diâmetro do fuste com 0,80 m, 4 com diâmetro de 0,90 m, 1 com diâmetro de 1,00 m e 1 com diâmetro de 1,20 m. O alargamento das bases dos tubulões da torre variou entre 1,00 e 3,20 m, sendo muitos deles alargados em falsa elipse com raio variando entre 0,75 a 1,10m, enquanto alguns dos tubulões da contenção (tubulões de divisa) não precisariam ter suas bases alargadas ou seriam alargadas em falsa elipse com raio de 0,40m.

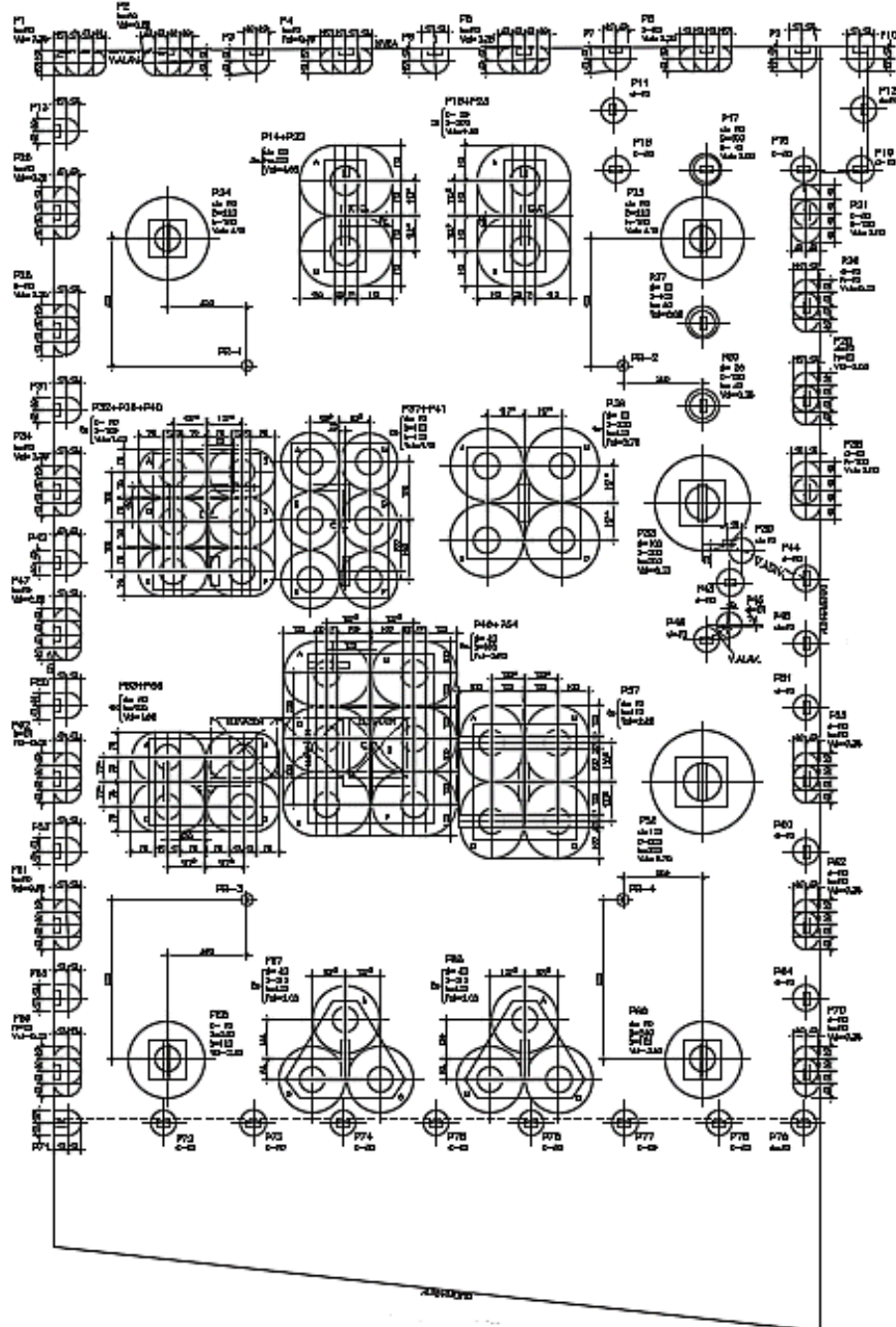
Para o assentamento das bases foram consideradas cotas de apoio variando de 7,00 a 8,00 metros de profundidade, apoiando na superfície da rocha conforme visto na sondagem. A altura das bases oscilou entre 1,00 a 2,00m, sendo estimado para a execução do projeto um volume de escavação de aproximadamente 460 m³ e um volume de concreto com resistência de 25 MPa em torno de 410 m³. Com base no dados obtidos pelo relatório de sondagem na região da cota de assentamento dos tubulões em profundidade de 7 a 8 metros conforme previsto em projeto, foi possível estimar a tensão admissível dos tubulões utilizando a equação 5 de Alonso (1983), visto que o N_{SPT} médio na área é de 15, inferior a 20.

$$\sigma_{adm} \leq 33,33 \times \bar{N}_{SPT} \rightarrow \sigma_{adm} \leq 33,33 \times 15 = 499,95 \approx 500 \text{ kPa} = 0,5 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 5})$$

Portanto, concordante com o projeto a tensão admissível do solo estimada pelo projetista para os tubulões foi $\sigma_s \geq 0,50 \text{ MPa}$.

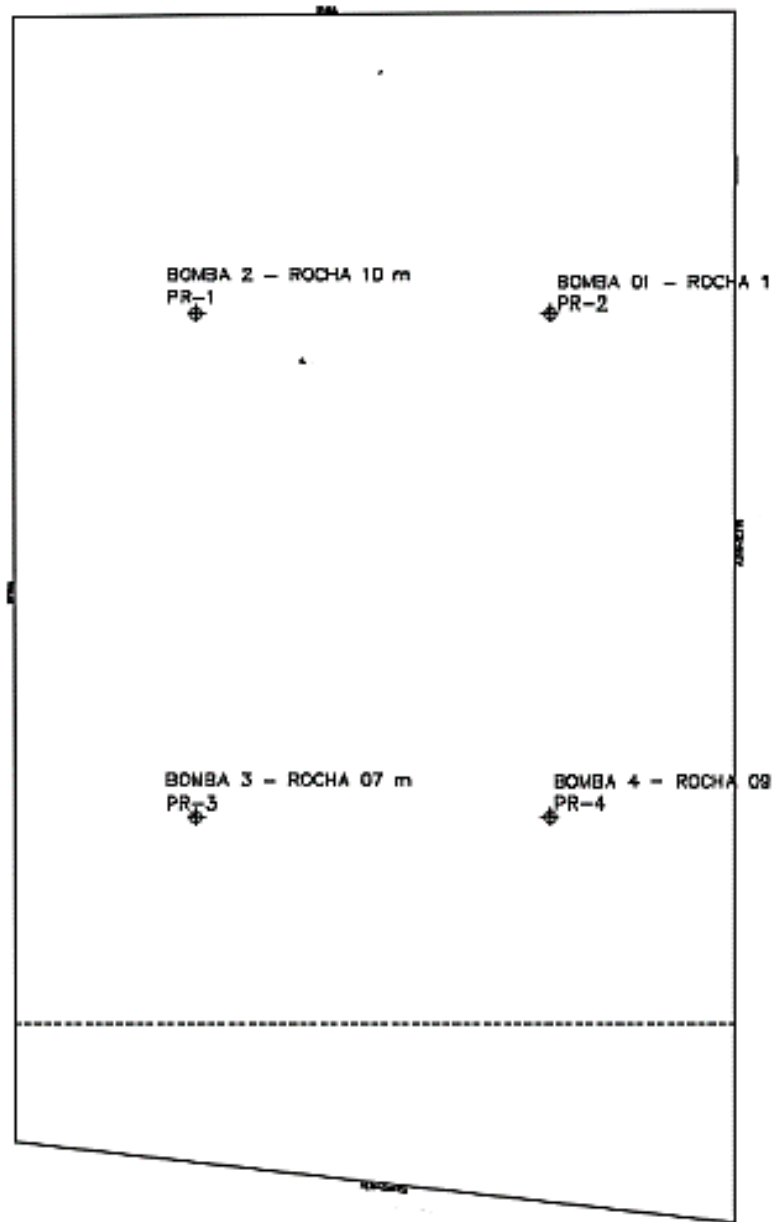
Conforme mostrado no projeto, foram utilizados tubulões isolados e associados. Para os tubulões associados foi previsto pelo projetista uma folga de 5 cm entre as bases alargadas destes, entretanto a literatura sugere que esta folga seja de pelo menos 10 cm, não sendo alterada em projeto devido a impossibilidade executiva deste que será citada ao longo deste trabalho.

Figura 9 – Projeto inicial de fundação – Tubulão escavado a céu aberto.



Fonte: Autora (2021).

Figura 10 – Croqui do posicionamento no terreno dos poços de rebaixamento.



Fonte: Autora (2021).

Conforme mencionado acima, o sistema adotado para o rebaixamento foi o tipo por poços profundos do tipo semiartesianos em que foi realizada a perfuração de poços e a implantação de bombas centrífugas com um sistema de relés que permitia o acionamento automático garantindo o funcionamento permanente e submerso de cada bomba (Figuras 11 e 12), como apresentado anteriormente no tópico 2.5.1. Os poços foram perfurados com 20 metros de profundidade, utilizando tubo perfurado com diâmetro de 6” a certa altura de solo acima da rocha, estando as 4 bombas do tipo submersas de no mínimo 0,5 HP instaladas com

profundidade entre 15 e 16 metros, conforme diretrizes repassadas pelo projetista de fundações do projeto inicial com o uso de tubulões.

Figura 11 – Perfuração e implantação da bomba submersa no poço perfurado.



Fonte: Autora (2020)

Figura 12 – Sistema de rebaixamento em funcionamento.



Fonte: Autora (2020)

Após 15 dias de bombeamento contínuo, para verificar se o sistema estava sendo eficiente ou não, foi dado início da escavação do fuste dos tubulões de periferia paralisando a escavação ao encontrar o nível de água, uma vez que este impedia o avanço dos escavadores (Figura 13).

Figura 13 – Início da escavação dos tubulões de periferia.



Fonte: Autora (2020)

3.5 Problemas encontrados no momento da execução

Durante a escavação dos tubulões de periferia, com o sistema funcionando por 15 dias continuamente, foi verificado que o lençol freático teve um rebaixamento de aproximadamente 50 centímetros, encontrando-se em profundidade variando de 4,70 a 5,50 metros (Figura 14), não sendo suficiente para assentamento da base dos tubulões na superfície da rocha sã, que deveria estar a uma profundidade de aproximadamente 7 a 8 metros.

Figura 14 – Nível do lençol freático após 15 dias de rebaixamento.



Fonte: Autora (2020)

Verificando a ineficácia do sistema em suprir a demanda de água encontrada no lençol freático, buscou-se avaliar as possíveis causas para essa situação.

Conjuntamente com o projetista das fundações, uma possível tentativa adotada para melhorar a eficácia do sistema foi instalar as bombas em um nível mais elevado, posicionando-as pouco acima do início da camada de rocha. Tal tentativa se deu pelo fato de que existia uma camada de solo argiloso muito coesivo acima da rocha e, portanto, acreditou-se que esse solo estava dificultando percolação da água até o nível de bombeamento implantado inicialmente, imaginando que a bomba estava captando apenas a água que corria diretamente acima da camada de rocha e não a que estava no solo.

Após a elevação das bombas, foi medido o nível de água nos fustes e aguardou-se um período de mais 8 dias de bombeamento contínuo a fim de verificar a eficácia da nova disposição do sistema. Em seguida, realizou-se novamente a medição do nível de água e percebeu-se que este não teve variação, confirmando a hipótese de que o sistema não estaria sendo eficaz para a quantidade de água encontrada no subsolo. Desta forma, optou-se por desligar o sistema de rebaixamento e devido a impossibilidade executiva do projeto de fundações do tipo tubulão, decidiu-se alterar o projeto para outro tipo de fundação.

3.6 Escolha do novo tipo de fundação

Dada a impossibilidade executiva do projeto de fundações em tubulão foi necessário realizar um estudo visando uma nova opção de fundação considerando as características do carregamento da estrutura, do subsolo e as questões econômicas e executivas para a obra.

Apesar de economicamente mais barato que outros tipos de soluções, o uso de fundações rasas foi descartado logo de início pois, após a sondagem, foi verificado no terreno uma camada inicial de aterro de aproximadamente 4 metros de profundidade com solo do tipo argila arenosa com resíduos de materiais não convencionais que, mesmo após a escavação do subsolo, ainda estariam presentes na região das fundações rasas, assim não garantindo uma resistência adequada para a fundação e com riscos de recalque devido ao tipo de solo.

Sem a possibilidade de implantar as fundações rasas e ainda pensando em uma fundação viável economicamente, o uso de tubulões permitiria ultrapassar as camadas de solo inadequadas para uso, sendo possível realizar o assentamento da base em superfície rochosa aflorada, entretanto outro fator limitante ao projeto estava relacionado ao nível de água elevado, que conforme o relatório de sondagem foi verificado em profundidades variando de 4 a 5 metros do terreno natural o que necessitaria de esgotamento ou rebaixamento do lençol. Tal solução foi adotada inicialmente pelo projetista e em tentativa de implantação na obra atestamos no

tópico 3.5 ser inviável e insuficiente para a quantidade de água vista no local. Com isso, nesta etapa, o primeiro passo foi avaliar quais as opções de fundação profunda que seriam aplicáveis ao tipo da obra e executáveis em solo com presença de água.

O uso de tubulão com ar comprimido seria a primeira opção que poderia ser aplicada ao projeto inicial sem que houvesse a necessidade de alteração, entretanto para tal execução seria necessário atender algumas normas que impõem cuidados específicos com os operários neste tipo de trabalho e na forma executiva do sistema, elevando o custo executivo, imprevisto no orçamento da obra, tornando o fator econômico um limitante para execução. Além disso, outros fatores que podem ser citados são o alto grau de dificuldade em encontrar mão de obra capacitada e habilitada para essa atividade, a necessidade de atendimentos aos critérios executivos e trabalhistas da NR 18 e o risco elevado de desenvolvimento de doenças compressivas que essa fundação pode ocasionar aos operários. Desta forma, o uso dos tubulões com ar comprimido foram descartados imediatamente, nos direcionando para o uso de estacas.

Conforme visto no item 2.2.4, devido a presença de água as opções de estaca escavada sem fluido estabilizante e a trado acabaram sendo descartadas. Além da água, a presença de solos moles argilosos impediu o uso de estacas *Strauss* e do tipo Franki, sendo inviável também pela não disponibilidade desses equipamentos na região da obra.

Comumente executada na região teríamos a opção de estaca hélice contínua, entretanto, devido a existência de rocha a poucos metros de profundidade, não seria possível executá-la, pois este tipo de fundação não é indicado para perfuração em rocha, o que poderia danificar o equipamento. Essa mesma limitação foi atribuída a opção de estacas pré-moldadas em concreto, que também teriam como limitante a elevada vibração no terreno, podendo prejudicar as construções vizinhas. Visando a situação, foi sugerida pelo projetista um possível estudo com aplicação de duas opções de estacas, as metálicas cravadas e as do tipo raiz, ambas tendo embutimento dentro da rocha.

Analisando do ponto de vista técnico, as estacas metálicas sugeridas pelo projetista não seriam adequadas devido a camada rochosa existente, não sendo possível garantir que o perfil fosse embutido nesta, mesmo apresentando seção mais “fina”, além de gerar uma vibração igual, senão maior do que a ocasionada na cravação de estacas pré-moldadas. Avaliando do ponto de vista econômico, foram realizados alguns estudos de viabilidade que permitiu verificamos que devido a pandemia, a fabricação de perfis metálicos estavam baixa e conseqüentemente o custo estava bem mais elevado, além disso a disponibilidade para produção e entrega desses materiais levariam pelo menos 3 meses, o que paralisaria a obra.

Como segunda opção executiva para as estacas metálicas, foi sugerido pelo projetista o emprego de trilhos de trem usados. Essa opção facilitava a demanda pelo material, entretanto para a implantação desse sistema seria preciso montar uma central de caldeiraria no canteiro de obras para unir dois perfis de trilho, soldados pela mesa menor, garantindo assim uma seção “I” maior para execução da cravação, o que aumentaria mais o custo e dificultaria o serviço uma vez que a projeção da edificação ocupa todo o terreno, não tendo espaço livre disponível para armazenamento dos perfis e conseqüentemente não sobrando espaço para essa central.

Conjuntamente com o estudo do uso de estacas metálicas foi feita uma análise de viabilidade do uso das estacas raiz. De início esta possibilidade não seria viável economicamente, pois sua execução possui um custo muito elevado, entretanto, considerando os pontos levantados para a execução das estacas metálicas, e levando em conta que havia equipamentos para execução de estaca raiz disponíveis nas proximidades, optou-se por esta solução tecnicamente viável, porém de alto custo em relação a primeira.

Após a definição do novo tipo de fundação foi necessário realizar uma sondagem rotativa no terreno a fim de verificar se a rocha sã encontrada atenderia a capacidade de carga com a profundidade de embutimento necessária para as estacas (Figuras 15 e 16).

Figura 15 – Execução de sondagem rotativa.



Fonte: Autora (2020)

Figura 16 – Amostras da rocha encontrada com a sondagem rotativa.



Fonte: Autora (2020)

Conforme visto no boletim de sondagem rotativa apresentado no Apêndice A, foi possível a confirmação pelo projetista que a rocha encontrada no terreno teria capacidade de carga adequada para implantação do projeto com embutimento na rocha, visto que um dos parâmetros de análise, o grau de coerência ficou entre C2 (Resistente) e C3 (Medianamente resistente) com profundidades de embutimento acima de 2 metros. Com isso, validou-se a possibilidade executiva da fundação.

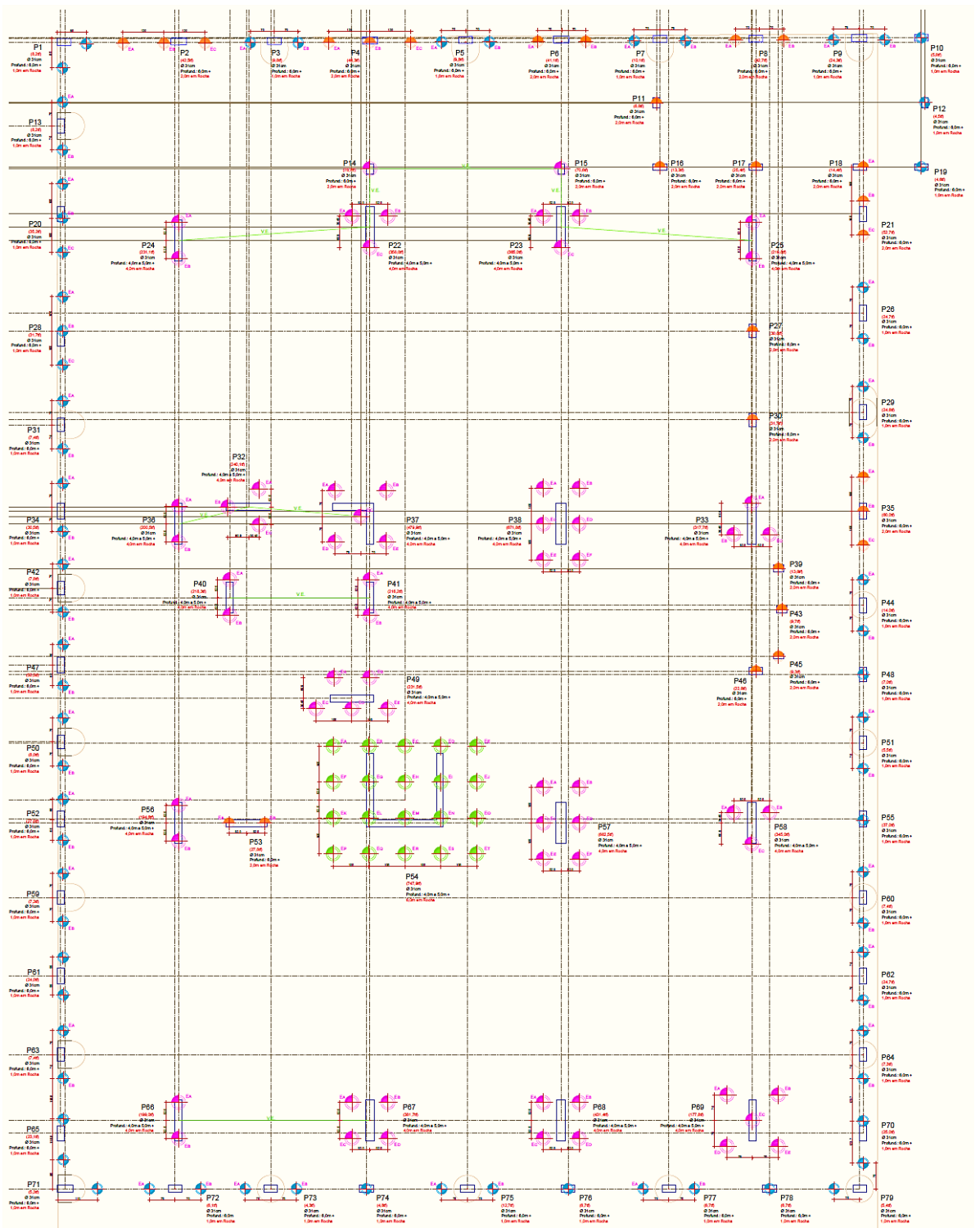
3.7 Novo projeto de fundações

Após um período de 40 dias de estudo, foi definido que o novo projeto de fundações seria em estacas raiz. Tal projeto consiste na execução de 185 estacas sendo 88 de contenção e 97 para fundação dos pilares da torre, com diâmetros de 31 e 41 cm em solo e 25 e 31 cm em rocha (Figuras 17 e 18). É importante ressaltar que as estacas de contenção foram executadas em conformidade com a ABNT NBR 11682:2009 que trata da estabilidade de encostas, sendo perfuradas anteriormente as estacas da torre que foram feitas após a escavação do subsolo. Além disso, estas também foram utilizadas como “pilares de divisa” para a sustentação da primeira laje.

Segundo o item 8.2.1.2 da ABNT NBR 6122:2019, no caso de estacas com ponta embutida em rocha por um comprimento superior a um diâmetro, a carga na ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de fraturamento da rocha. Com base nesses fundamentos e tendo conhecimento que as estacas da

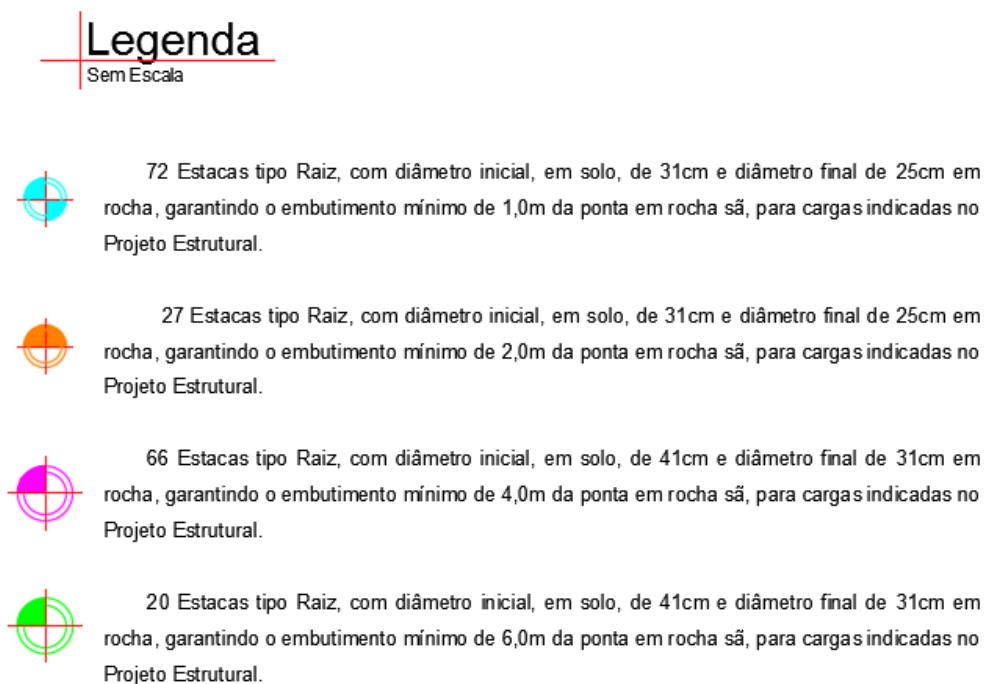
obra em estudo possuem diâmetros de 31 e 41 cm, com embutimento na rocha variando de 1 a 2 metros para as estacas de contenção e valores entre 2, 4 e 6 metros para as da torre, é possível validar que a carga na ponta e o atrito lateral de embutimento são condicionados pela resistência do concreto, ou em nosso caso argamassa, e pela resistência e grau de faturamento da rocha, conforme diretrizes da norma.

Figura 17 – Projeto de fundação em estaca raiz.



Fonte: Autora (2021)

Figura 18 – Detalhe do projeto de fundação que consta os diâmetros a serem executados e as profundidades de embutimento em rocha.



Fonte: Autora (2021)

Conforme a definido no item 9.2.2.1 da ABNT NBR 6122:2019, é necessária a execução de prova de carga, em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 6 da norma mostrada no Apêndice B.

No caso de estacas raiz, obras que possuïrem um número superior a 75 estacas, devem ser realizadas provas de carga sendo a quantidade de ensaios igual a, no mínimo, 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. É importante destacar que segundo a norma, a quantidade de estacas a ser considerada é a soma das estacas de todas as edificações da obra, mesmo que de diferentes tipos. Incluem-se as estacas da periferia e das demais construções da obra, não consideradas as estacas exclusivamente de contenção e de muros de fechamento.

Baseando-se nessas premissas e avaliando a quantidade de estacas da obra em questão, para as 185 estacas, seriam necessárias apenas 2 provas de carga. Entretanto as 88 estacas de periferia são estacas de contenção e, portanto, não entrariam nesta somatória, restando apenas as 97 estacas da torre, garantindo assim que as 2 provas de carga executadas atenderiam aos critérios da norma.

As provas de carga foram executadas exclusivamente para avaliação do desempenho da fundação profunda, sendo feitas em estacas do próprio projeto que servirão de sustentação para o prédio (Figura 19). Desta forma, as estacas ensaiadas não puderam ser levadas a ruptura,

sendo levadas até uma carga que segundo a norma, deveria atingir pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que fosse observado um deslocamento que se caracteriza ruptura. Nos ensaios, as estacas foram levadas a uma carga de 200 toneladas-força, visto que a capacidade de carga esperada era de no mínimo 20 MPa.

Figura 19 – Ensaio de prova de carga em estaca raiz.



Fonte: Autora (2021)

Os resultados apresentaram valores satisfatórios, mostrando recalques médios de -4,59 e -5,06 mm, estando ambos abaixo do valor limite -11,67mm. Os valores e curvas de recalque obtidas nos ensaios estão apresentados no Apêndice C.

3.8 Fundação em tubulão X Fundação em estaca raiz

Segundo Velloso & Lopes (1998), algumas características da obra podem impor um certo tipo de fundação, enquanto outras obras podem permitir uma variedade de soluções, e neste caso é interessante procede-se a um estudo de alternativas e fazer a escolha com base em menor custo e menor prazo de execução.

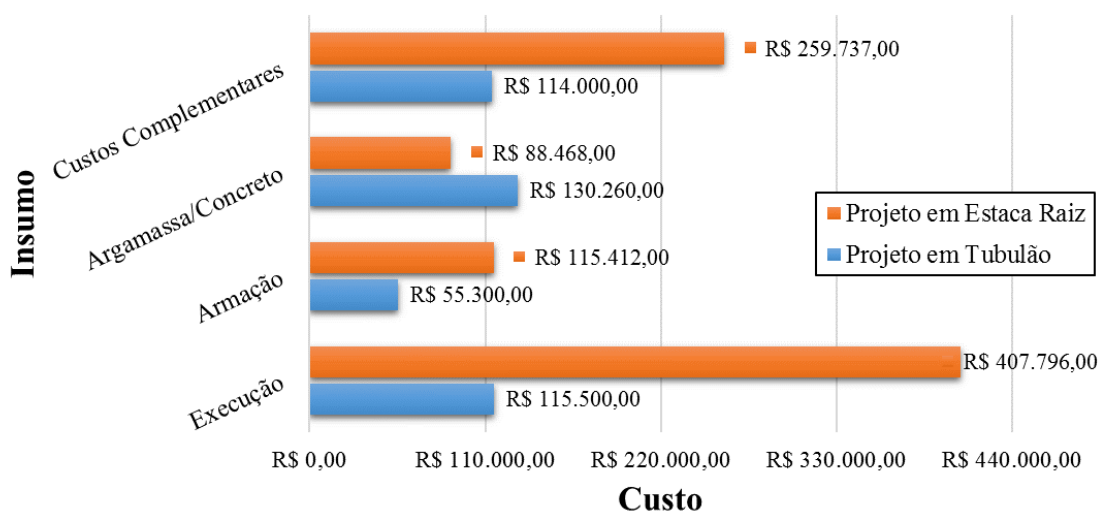
Como citado anteriormente, uso de tubulões além de ser uma fundação de baixo custo econômico por não depender de equipamentos para perfuração também apresenta um tempo de execução mais rápido, uma vez que depende apenas de mão de obra operária, podendo ser controlada pelo quantitativo de funcionários atuando neste serviço de escavação. Em contrapartida, as fundações do tipo estacas raiz apresentam um custo e um tempo executivo bem mais elevado em comparação aos tubulões. Com base nestas premissas, foi elaborado um estudo comparativo dos custos que seriam gastos para execução de cada projeto, conforme apresentado na Tabela 2 e mostrado no gráfico da Figura 20.

Tabela 2 – Comparativo de Custos – Tubulão X Estaca Raiz

COMPARATIVO DE CUSTOS - TUBULÃO X ESTACA RAIZ			
Projeto em Tubulão			
Itens	Custo com Material (R\$)	Custo de Mão de Obra (R\$)	Custo Total do Insumo (R\$)
Escavação Manual	-	R\$ 115.500,00	R\$ 115.500,00
Aço e M.D.O p/armação	R\$ 42.800,00	R\$ 12.500,00	R\$ 55.300,00
Concreto C25	R\$ 130.260,00	-	R\$ 130.260,00
Subtotal	R\$ 173.060,00	R\$ 128.000,00	R\$ 301.060,00
Custos Complementares - Rebaixamento de Lençol Freático	R\$ 114.000,00	-	R\$ 114.000,00
Total	R\$ 287.060,00	R\$ 128.000,00	R\$ 415.060,00
Projeto em Estaca Raiz			
Itens	Custo com Material (R\$)	Custo de Mão de Obra (R\$)	Custo Total do Insumo (R\$)
Escavação Mecanizada + Mobilização de equipamento	R\$ 15.270,00	R\$ 392.526,00	R\$ 407.796,00
Aço e M.D.O p/armação	R\$ 88.180,00	R\$ 27.232,00	R\$ 115.412,00
Argamassa preparada em obra	R\$ 88.468,00	-	R\$ 88.468,00
Subtotal	R\$ 191.918,00	R\$ 419.758,00	R\$ 611.676,00
Custos Complementares - Compressor, gerador, caminhão pipa, container para cimento, prova de carga, diesel, consultoria, revisão de projetos	R\$ 209.937,00	R\$ 49.800,00	R\$ 259.737,00
Total	R\$ 401.855,00	R\$ 469.558,00	R\$ 871.413,00

Fonte: Autora (2021)

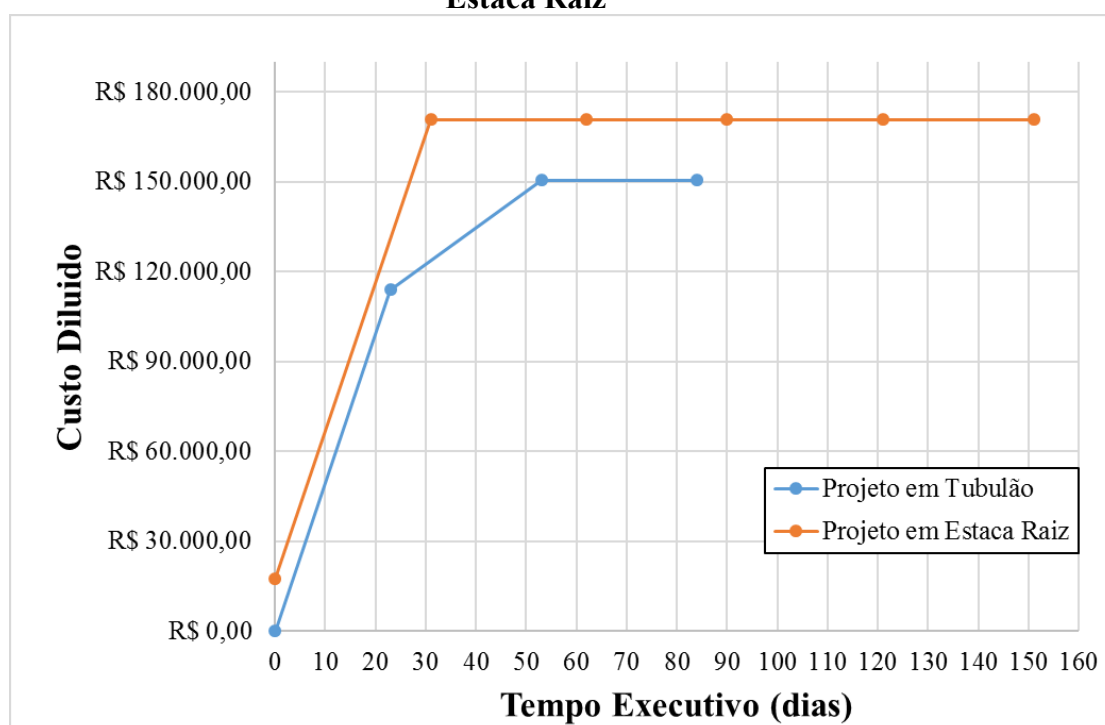
Figura 20 – Comparativo de Custos – Tubulão X Estaca Raiz



Fonte: Autora (2021)

Fazendo uma comparação entre o custo gasto para a execução, diluído no tempo que as fundações levariam para ser executadas, é possível notar a grande diferença entre o cronograma e custo entre elas (Figura 21). Como mencionado anteriormente, o uso de tubulões além de ser viável economicamente também apresentou um cronograma executivo previsto bem inferior ao das estacas raízes. Entretanto, como visto no item 3.5, tecnicamente a solução seria inexecutável a menos que fosse adotado um sistema de rebaixamento de lençol freático bem mais elaborado ou fosse adotado a execução de tubulões com ar comprimido, ambas soluções com um custo maior.

Figura 21 – Comparativo do custo diluído no tempo de execução – Tubulão X Estaca Raiz



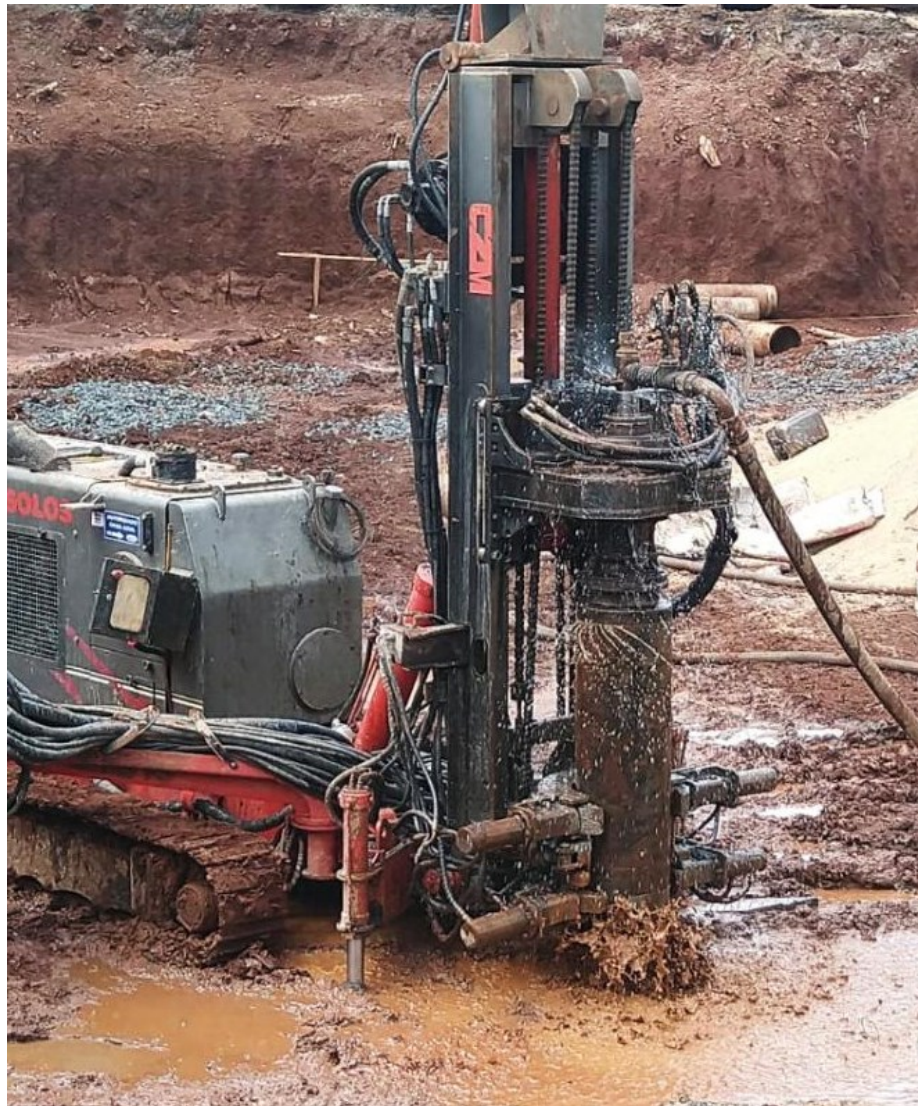
Fonte: Autora (2021)

3.9 Processo executivo

Segundo a ABNT NBR 6122: 2019, o processo executivo da estaca raiz pode ser dividido em duas etapas: a perfuração do solo e a perfuração da rocha.

A primeira etapa consiste na perfuração do solo por meio da rotação de uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva ao revestimento, que desce com o uso da circulação direta de água injetada com pressão pelo seu interior (Figura 22). A água utilizada na perfuração deve ser limpa, entretanto é permitido o reuso inclusive da água já utilizada para a perfuração anterior. Para realizar tal reuso e para instalação dos equipamentos que captaram a água para uso durante a perfuração, são executados poços de armazenamento (Figura 23).

Figura 22 – Execução de estaca raiz – Perfuração do solo com água.



Fonte: Autora (2021)

Figura 23 – Poço para reuso de água e captação durante a perfuração.



Fonte: Autora (2021)

A perfuração do solo cessa quando a perfuratriz rotativa atinge o topo da camada de rocha. Em seguida, para a perfuração da rocha, é introduzido um martelo pneumático por dentro do revestimento utilizado para a perfuração do solo. Com auxílio de um compressor, o martelo aplica golpes contínuos sob a superfície da rocha, quebrando-a e perfurando-a até a profundidade de embutimento desejada (Figura 24). O mesmo procedimento é executado quando necessário atravessar matacões presentes no terreno. É importante ressaltar que esta etapa de perfuração causa, usualmente, uma diminuição do diâmetro da estaca que deve ser considerada no dimensionamento.

Figura 24 – Execução de estaca raiz – Perfuração da rocha.



Fonte: Autora (2021)

Após o término da perfuração é realizada uma limpeza no interior do furo por meio de uma lavagem para em seguida proceder a descida da armadura que é apoiada no fundo do furo (Figura 25). Segundo a norma de execução, a armadura pode ser montada em feixe ou gaiola.

Figura 25 – Execução de estaca raiz – Introdução da armadura.



Fonte: Autora (2021)

Posteriormente a introdução da armadura, o furo é preenchido com argamassa por meio tubo posicionado na ponta da estaca. A argamassa preparada na obra com auxílio de uma argamassadeira é injetada por meio de uma bomba de injeção, sendo o preenchimento da estaca feito de baixo para cima até que toda a água de circulação no interior do revestimento da estaca seja expulsa (Figura 26).

Figura 26 – Execução de estaca raiz – Injeção de preenchimento da estaca com argamassa.



Fonte: Autora (2021)

Após o preenchimento do furo, efetua-se a retirada do revestimento. É relevante destacar que a cada trecho de no máximo 1,5 m de tubo retirado deve ser verificado o nível de argamassa no interior do furo e completado.

Para estacas de diâmetros menores ou iguais a 200 mm, periodicamente, coloca-se a cabeça de injeção no topo do revestimento e aplica-se pressão que pode ser de ar comprimido ou através da bomba de injeção de argamassa. Após a aplicação da pressão e retirada dos tubos de revestimento, o nível da argamassa é completado.

Conforme especificado na norma ABNT NBR 6122: 2019, não se pode executar estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros em intervalo inferior a 12 horas. Esta distância refere-se à estaca de maior diâmetro.

Com as estacas prontas e já endurecidas, realiza-se o preparo da cabeça destas estacas para ligação com o bloco de coroamento (Figura 27) É importante atentar-se em qual cota as estacas devem ser arrasadas e qual o comprimento dos arranques que devem ser deixados para embutimento no bloco.

Figura 27 – Arrasamento das estacas para ligação com o bloco de coroamento.



Fonte: Autora (2021)

Feito o arrasamento da cabeça das estacas, é posicionado a forma do bloco ou preparado o lastro de brita ou concreto magro, para os casos em que o bloco for concretado contra barranco (Figura 28).

Figura 28 – Blocos escavados e preparados para concretagem – a) Concreto magro para concretagem contra barranco; b) Uso de formas para concretagem



Fonte: Autora (2021)

Posteriormente este recebe a armadura, o arranque dos pilares, hastes de SPDA e por fim é concretado (Figuras 29 e 30).

Figura 29 – Bloco armado e preparado para concretagem.



Fonte: Autora (2021)

Figura 30 – Concretagem e adensamento de bloco de fundação.



Fonte: Autora (2021)

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Buscar implantar soluções economicamente viáveis, mas sem realizar os estudos técnicos adequados para verificar se a opção pretendida é apropriada para o caso, pode gerar grandes transtornos com relação ao cronograma e ao orçamento da obra.

Como visto neste trabalho, avaliando do ponto de vista econômico e executivo, realizar um projeto em tubulão seria a solução perfeita para a obra desde que o projeto fosse exequível tecnicamente, entretanto a tentativa do uso deste tipo de fundação com a implantação de um sistema de rebaixamento de lençol freático ineficiente, acabou tornando-se uma estratégia técnica e economicamente inadequada, visto que sem a realização de um estudo prévio para avaliar as características do lençol local como vazão, taxa de bombeamento, tipo de sistema a ser implantado, permeabilidade do solo, entre outros, acabou inviabilizando a execução do projeto sendo necessária uma alteração imediata do tipo de fundação, prejudicando no tempo de execução e no orçamento previstos inicialmente para a obra. É importante destacar que a realização deste estudo prévio do lençol freático na etapa da elaboração do projeto inicial, poderia ter tornado o projeto em tubulões exequível visto que com tal análise seria possível

implantar um sistema de rebaixamento que se demonstraria efetivo para o caso, não impactando de forma inesperada o orçamento e o cronograma da obra em fase executiva.

Com a alteração do projeto, pode-se perceber que a opção em estaca raiz, tecnicamente adequada e que foi adotada para execução, apresentou um custo 2 (duas) vezes maior do que o previsto e um tempo executivo 3 (três) vezes maior do que a solução inicial, o que gerou um custo significativamente superior ao orçado no item “fundação” e alterou todo o cronograma previsto para execução da obra, sendo necessário alterar prazos e programações de serviços.

Além destas questões, foi possível notar o quão relevante é realizar um estudo do solo e da região em que a obra será implantada, visto que tais informações permitiram avaliar qual a melhor opção de fundação levando em consideração as limitações executivas do terreno, a redução ou mitigação de impactos negativos as edificações vizinhas e ao orçamento da obra, uma vez que tais poderiam gerar processos jurídicos por perdas e danos causados as construções vizinhas, gerando um custo inesperado para a construtora e ao cliente.

Ademais, é importante ressaltar que a execução de provas de carga, do controle tecnológico da argamassa de enchimento e a aplicação de outros ensaios realizados durante e após a execução da fundação, são tão importantes quanto aos ensaios prévios realizados para elaboração de um projeto de fundações, visto que estes permitem validar que os critérios técnicos previstos em projeto foram atendidos na prática, garantido a segurança da estrutura como um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. 1ª ed. ed. Rio de Janeiro: [s.n.].

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2ª ed. ed. São Paulo: [s.n.].

ALONSO, U. R. **Rebaixamento Temporário de Aquíferos**. 2. ed. São Paulo: [s.n.].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8036/1983 - Programação de sondagens de simples reconhecimento do solo para fundações de edifícios.pdf**, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 11682:2009 Estabilidade de encostas**, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8044:2018 Projeto geotécnico - Procedimento**Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6122: 2019 Projeto e execução de fundações**Rio de JaneiroABNT, , 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6484:2020 Sondagem de Simples Reconhecimento com SPTR**Rio de JaneiroABNT, , 2020a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6484:2020 Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. [s.l: s.n.].

FREITAS NETO, O. **Tese de Doutorado: Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical**BrasíliaUniversidade de Brasília, , 2013.

GRANDIS, I.; MELLO, L. G. F. . Rebaixamento e Drenagem. In: **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: [s.n.]. p. 581–602.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F. **Fundações - Teoria e Prática**. 2ª Edição ed. São Paulo: Editora Pini, São Paulo, 1998, 1998.

MARTINS, M. DA F. et al. **VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DO LENÇOL**

FREÁTICO EM UMA ÁREA DE CONSTRUÇÃO CIVIL EM PELOTAS-RS Pelotas 21º Congresso de Iniciação Científica, , 2012.

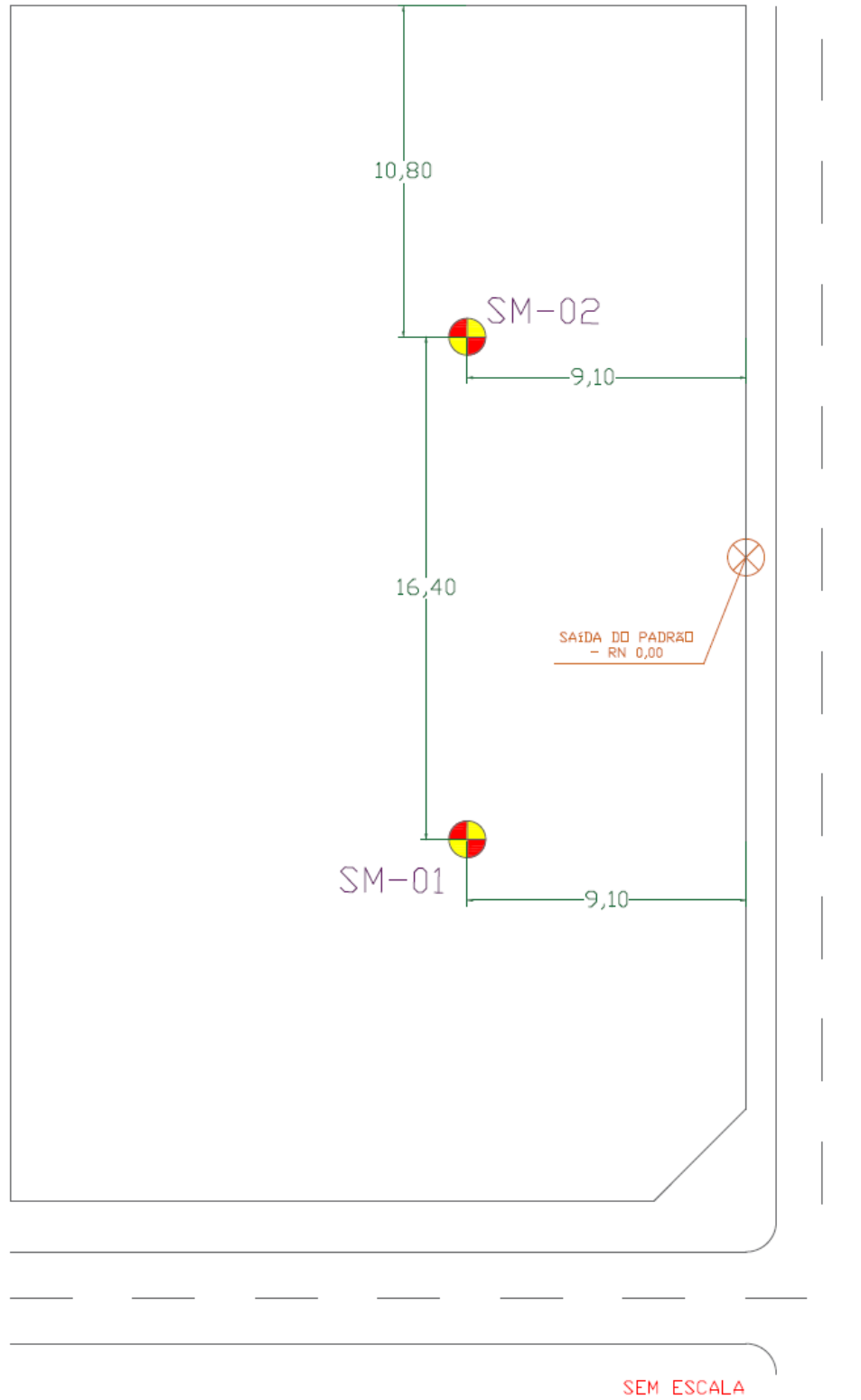
ROSA, D. DA S. et al. REBAIXAMENTO DE LENÇOL FREÁTICO - ANALISE DO METODO EXECUTIVO EMPREGADO NA CONSTRUÇÃO DA ETE SANTINHO EM RIBEIRÃO DAS NEVES. **Revista Paramétrica**, 2020.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F. (Eds.). . **Fundações: teoria e prática**. 2ª Edição ed. São Paulo: Editora Pini, São Paulo, 1998, 1998.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações - Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas**. Volume uni ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 2010.

APÊNDICE A

Locação dos pontos de sondagem rotativa.



Fonte: Autora (2021)

Boletim de Sondagem Rotativa – Furo SM-01

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA SM-01		CLIENTE:	COTA: 0,59	INC: 90°	DATA: 09/11/20										
		OBRA:	COORDENADAS	DIR.: VERTICAL	FOLHA: 01 / 01										
		LOCAL:	N:	INÍCIO: 28/10/20	REVISÃO:										
			E:	TÉRMINO: 06/11/20	RESP.:										
			FUSO:	REF.:	TÉC.:										
ESCALA - 1:100	DÍAMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise táctil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO 30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS 10 20 30 40	ROCHAS % DE RECUPERAÇÃO 20 40 60 80	SPT N° DE GOLPES INICIAIS FINAIS	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
			1,45	SILTE-ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, MARROM, MUITO MOLE						5	5				
			2,45	ARGILA, COM PEDREGULHOS, MARROM, MUITO MOLE						5	6				
			4,45	ARGILA, CINZA, MUITO MOLE						7	7				
			4,45	SILTE-ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, VARIEGADO, MARROM, MUITO MOLE						5	5				
			7,09	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		7,20				4	7				
			8,00	BASALTO, SOLO DE ALTERAÇÃO, MEDIANAMENTE RESISTENTE, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA		8,00		35,25%		31	43	16,25%	2	1	2
			9,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		9,00		33%				0%	4	4	2
			10,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		10,00		32%				13,5%	2	1	2
			11,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		11,00		61%				33,5%	2	2	2
			12,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		12,00		98%				90%	1	1	1
			13,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MUITO FRATURADA, PLANA, CINZA		13,00		88%				90%	1	1	1
			14,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA		14,00		40%				25%	4	3	2
			15,00	BASALTO, DURA ALTERADA, BRANDA, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA		15,00		60%				44,5%	1	1	1
			16,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MUITO FRATURADA, PLANA, CINZA		16,00		100%				38%	3	4	3
			17,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MUITO FRATURADA, PLANA, CINZA		17,00		67%				29,5%	2	3	3
OBSERVAÇÕES:															
<p>GRAU DE ALTERAÇÃO — A1 - ROCHA Sã • A2 - ROCHA ALTERADA DURA • A3 - ROCHA ALTERADA MOLE • A4 - SOLO DE ALTERAÇÃO</p> <p>GRAU DE COERÊNCIA — C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANDA • C5 - MUITO BRANDA</p> <p>GRAU DE RIGID — D1 - 75 A 100 - BOA/EXCEL. • D2 - 50 A 75 - REGULAR • D3 - 25 A 50 - POBRE • D4 - 0 A 25 - MUITO POBRE</p> <p>GRAU DE FRATURAMENTO — F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANA FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA 11-20 • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA >20</p> <p>ORIENT. DESCONTINUIDADES — H - HORIZONTAL • SH - SUB HORIZONTAL (1° a 20°) • I - INCLINADA (20° a 70°) • SV - SUBVERTICAL (70° a 90°)</p> <p>CARACT. DESCONTINUIDADES — P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRADA • S - SEDOSA • O - OXIDADA</p> <p>N.A. N.F.E — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO</p>															

Fonte: Autora (2021)

Boletim de Sondagem Rotativa – Furo SM-02

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA SM-02		CLIENTE:	COTA: 0,44	INC: 90°	DATA: 09/11/20										
		OBRA:	COORDENADAS	DIR.: VERTICAL	FOLHA: 01 / 01										
		LOCAL:	N:	INICIO: 28/10/20	REVISÃO:										
			E:	TÉRMINO: 06/11/20	RES.P.:										
			FUSO:	REF.:	TEC.:										
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise táctil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO 30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS	ROCHAS % DE RECUPERAÇÃO 20 40 80 80	SPT Nº DE GOLPES INICIAIS FINAIS	TORQUE % R.Q.D.	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
				ARGILA, COM PEDREGULHOS, VERMELHA, MUITO MOLE						15 14					
			3,45	AREIA, CINZA, FOFA						10 13					
			4,45	AREIA, MARROM, FOFA						11 10					
			6,45	SILTE-ARENOSO, COM PEDREGULHOS, MARROM, FOFO						4 5					
			7,10	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA						5 5					
			8,00	BASALTO, DURA ALTERADA, BRANDA, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA						50 27					
			9,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA						50 -					
			10,00	BASALTO, DURA ALTERADA, BRANDA, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			11,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA											
			12,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA											
			13,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			14,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, EXTREMAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			15,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			16,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			17,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			18,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
			19,00	BASALTO, DURA ALTERADA, MEDIANAMENTE RESISTENTE, MEDIANAMENTE FRATURADA, PLANA, CINZA											
OBSERVAÇÕES:															
<p>GRAU DE ALTERAÇÃO — A1 - ROCHA Sã • A2 - ROCHA ALTERADA DURA • A3 - ROCHA ALTERADA MOLE • A4 - SOLO DE ALTERAÇÃO</p> <p>GRAU DE COERÊNCIA — C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANDA • C5 - MUITO BRANDA</p> <p>GRAU DE RQD — D1 - 75 A 100 - BOMEXCEL • D2 - 50 A 75 - REGULAR • D3 - 25 A 50 - POBRE • D4 - 0 A 25 - MUITO POBRE</p> <p>GRAU DE FRATURAMENTO — F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANA, FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA 11:00 • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA > 20</p> <p>ORIENT. DESCONTINUIDADES — H - HORIZONTAL • BH - SUB HORIZONTAL (1° a 20°) • I - INCLINADA (20° a 70°) • SV - SUBVERTICAL (70° a 90°)</p> <p>CARACT. DESCONTINUIDADES — P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRIADA • S - SEDOSAS • O - OXIDADA</p> <p>N.A. N.F.E — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO</p>															

Fonte: Autora (2021)

APÊNDICE B

Tabela 6 da NBR 6122:2019.

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	–	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0	75
	$\geq \varnothing 400$ mm = 13,0	
Microestaca ^e	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100
<p>^a Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.</p> <p>^b Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):</p> <ul style="list-style-type: none"> — áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado. — onde não houver particularidades geológico-geotécnicas. — quando não houver variação do processo executivo padrão. — quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas. <p>^c Quando as condições desta Tabela não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1 % das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.</p> <p>^d As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.</p> <p>^e Diâmetros de perfuração conforme Anexo K.</p>		

Fonte: NBR 6122:2019

APÊNDICE C

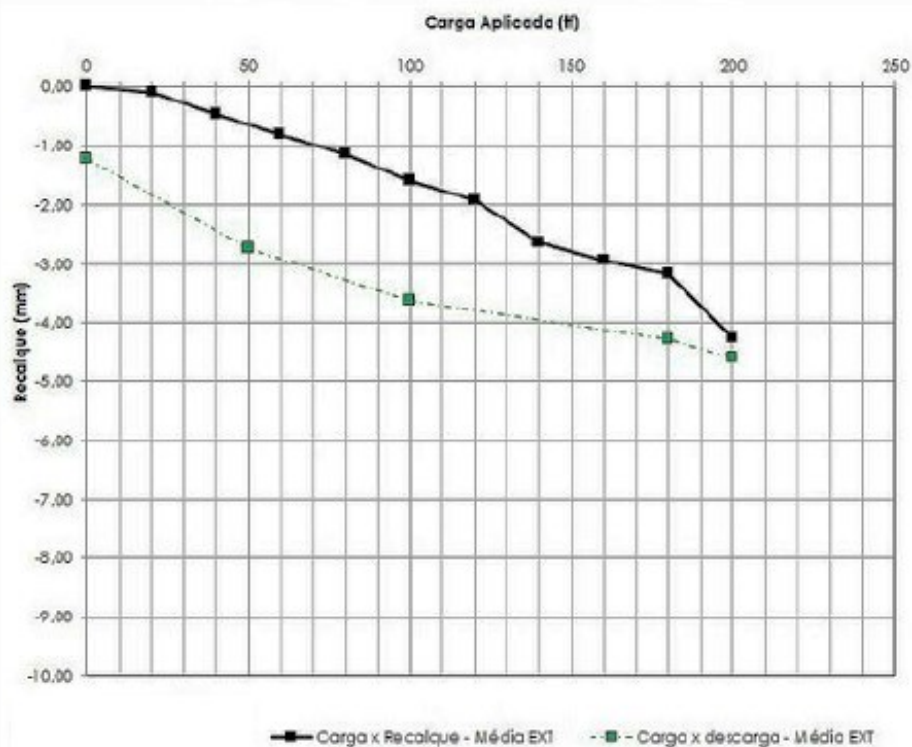
Ensaio de Prova de Carga – Curva Carga X Recalque – Estaca 1

PLANILHA SEQUINDO ISO NBR 9901 | 17025
 ABNT/NBR 12131 - Prova de Carga Estática
 POP 5.7

Obra						Estaca	1
Cliente						Data Medição	16/03/2021
Tipo de estaca	BAIZ	ϕ (cm)	36	Z (m)	10,00	EXT	1 a 4
Qr (tf)	200	Início	30/03/2021	Fim	20/01/2021	fck - Estaca (MPa)	20
Dim Base (mm)	1X1X0,60	Hora	11:00:00	Etapa	C/D	Responsável	

Fase	Carregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,00	-0,10	-0,10	-0,08	-0,05	-0,09
40,00	-0,48	-0,45	-0,38	-0,53	-0,46
60,00	-0,95	-0,80	-0,60	-0,90	-0,81
80,00	-1,28	-1,17	-0,91	-1,21	-1,14
100,00	-1,77	-1,61	-1,28	-1,65	-1,59
120,00	-2,23	-2,02	-1,48	-1,90	-1,92
140,00	-3,11	-2,84	-1,94	-2,65	-2,64
160,00	-3,45	-3,18	-2,19	-2,94	-2,94
180,00	-3,73	-3,33	-2,37	-3,28	-3,18
200,00	-5,80	-4,22	-2,99	-4,33	-4,26

Fase	Descarregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (tf)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-2,12	-1,45	-0,34	-0,94	-1,22
50,00	-4,26	-2,73	-1,15	-2,77	-2,73
100,00	-5,05	-3,32	-2,10	-3,75	-3,62
150,00	-5,65	-4,21	-2,81	-4,45	-4,29
200,00	-5,90	-4,52	-3,20	-4,72	-4,59



Fonte: Autora (2021)

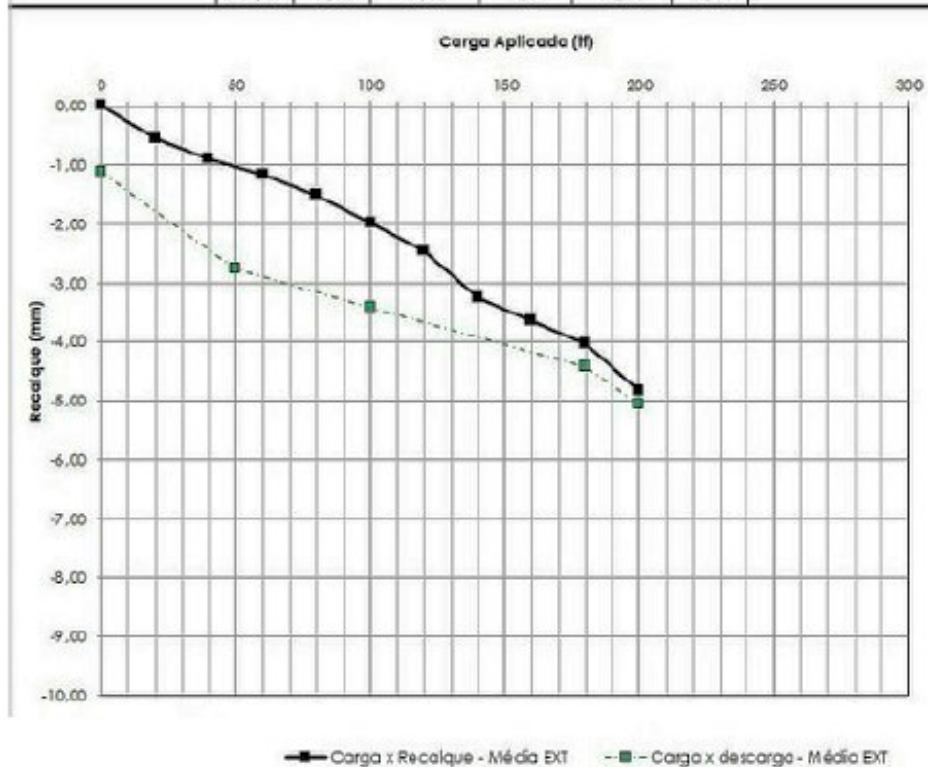
Ensaio de Prova de Carga – Curva Carga X Recalque – Estaca 2

PLANILHA SEGUNDO ISO NBR 9901 | 17025
 ABNT/NBR 12131 - Prova de Carga Estática
 POP 5.7

Obra						Estaca	2
Cliente						Data Moldagem	14/03/2021
Tipo de estaca	RAIZ	ϕ (cm)	35	Z (m)	10,00	EXT	1 a 4
Qt (t)	200	Início	31/03/2021	Fim	28/01/2021	fck - Estaca (MPa)	20
Dim Bloco (mm)	1X1X0,60	Hora	1h00:00	Etapa	C/D	Responsável	

Fase	Carregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (t)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,00	-0,47	-0,47	-0,51	-0,69	-0,54
40,00	-0,59	-0,51	-1,22	-1,29	-0,90
60,00	-0,64	-0,45	-1,48	-1,47	-1,17
80,00	-0,83	-0,73	-2,18	-2,26	-1,51
100,00	-1,08	-0,95	-2,94	-2,99	-1,99
120,00	-1,52	-1,27	-3,45	-3,57	-2,45
140,00	-2,06	-1,81	-4,45	-4,67	-3,25
160,00	-2,31	-2,06	-4,99	-5,18	-3,64
180,00	-2,54	-2,30	-5,52	-5,74	-4,03
200,00	-2,85	-2,56	-6,90	-7,03	-4,84

Fase	Descarregamento				
	Recalque (mm)				
Carga (t)	EXT 01	EXT 02	EXT 03	EXT 04	Média
0,00	-0,05	-0,42	-1,70	-2,29	-1,12
50,00	-1,15	-0,89	-4,37	-4,92	-2,76
100,00	-1,80	-1,29	-4,97	-5,63	-3,42
150,00	-2,49	-2,17	-6,37	-6,69	-4,43
200,00	-2,99	-2,76	-7,29	-7,28	-5,06



Fonte: Autora (2021)