

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL – GUARAPUAVA
ENGENHARIA CIVIL**

ALEXANDRE BORGES FILHO

**RETROANÁLISE DA ESCOLHA DO TIPO DA FUNDAÇÃO DO
BLOCO P DA UTFPR CAMPUS GUARAPUAVA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

GUARAPUAVA

2019

ALEXANDRE BORGES FILHO

**RETROANÁLISE DA ESCOLHA DO TIPO DA FUNDAÇÃO DO
BLOCO P DA UTFPR CAMPUS GUARAPUAVA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Guarapuava, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. MSc. Jean Lucas dos Passos Belo.

GUARAPUAVA

2019

AGRADECIMENTOS

Realizou-se no dia **05**, de **Dezembro** de 2019, às **10 h 10 min**, no Campus Guarapuava da UTFPR, a defesa Trabalho de Conclusão de Curso, como requisito parcial para aprovação do aluno **Alexandre Borges Filho**, na disciplina de TCC2 do Curso de Engenharia Civil intitulado: **Retroanálise da escolha do tipo da fundação do bloco P da UTFPR campus Guarapuava**

A Banca foi composta pelo Presidente:

Prof. M.Sc. Jean Lucas dos Passos Belo (Orientador), e pelos seguintes membros:

Prof^a. M.Sc. Marcela Maier Farias
Prof. M.Sc. Rodrigo Scoczynski Ribeiro

Guarapuava, 05 de Dezembro de 2019

“A folha de aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso”

Dedico este trabalho ao meu pai
Alexandre Borges, base para todas as
minhas conquistas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me proporcionar saúde para conseguir chegar até aqui e tornar possível meu sonho e de minha família.

A minha família, por me apoiar com compreensão nos momentos de dificuldade, e com palavras de incentivo sempre que foi necessário, mesmo com a distância que a graduação nos impôs.

Agradeço a minha namorada, Thais, por estar sempre ao meu lado me incentivando de forma incansável nos momentos que mais precisei.

Agradeço ao Professor Jean Lucas dos Passos Belo, pela orientação que me ofereceu durante o trabalho, pela atenção e paciência que foi fundamental para a realização deste trabalho.

Ao Professor Petrônio Rodrigo Mello Montezuma, por todo o conteúdo passado nas disciplinas de Mecânica dos Solos e Fundações que foram indispensáveis para a elaboração deste trabalho.

Agradeço a Universidade Tecnológica Federal, por seu programa de auxílio estudantil, sem ele seria impossível a permanência em Guarapuava para a graduação.

Por fim, agradeço a meus amigos pelas experiências únicas vividas nesses anos.

“Não espere o futuro mudar tua vida, porque
o futuro é a consequência do presente.”
Racionais Mc's

RESUMO

FILHO, A. B. **Retroanálise da escolha do tipo da fundação do bloco P da UTFPR campus Guarapuava**. 2019. 114 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2019.

O presente trabalho consiste no comparativo de diferentes tipos de fundações, direta e indireta, dimensionadas para transmitir as cargas provenientes da estrutura para o solo onde se localiza o bloco P da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – câmpus Guarapuava. O sistema de fundações projetado para a edificação é composto pela utilização de estacas tipo hélice contínua, as quais possuem comprimentos padronizados (constantes) para todas as unidades do sistema. Logo, avalia-se a opção adotada no projeto das fundações da edificação, com o propósito de identificar se essa foi a melhor solução técnica e econômica a obra. Para a avaliação, foram considerados tanto aspectos técnicos, como tempo de execução, quanto econômicos, elaboração de orçamentos utilizando como base o Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), o Sistema Nacional de Pesquisas de Custo e Índices da Construção Civil (SINAPI) e a Tabela de Composições e Preços para Orçamentos (TCPO). Os resultados demonstram que a solução empregada não foi a melhor para a relação entre cargas e capacidade de suporte do solo do local. Ponderando-se sobre os aspectos analisados, conclui-se que a melhor escolha para esse sistema se dá a partir da utilização de estacas escavadas mecanicamente, podendo atingir uma economia maior que 5%. Por fim discute-se sobre a necessidade de alterar uma cultura imediatista que se tem a respeito dos projetos de engenharia, principalmente no que diz respeito às obras de cunho público.

Palavras-chave: Fundações (Engenharia). Estacaria (Engenharia civil). Engenharia geotécnica.

ABSTRACT

FILHO, A. B. **UTFPR campus Guarapuava P building foundation choice type back analysis**. 2019. 114 p. Work of Conclusion Course in Civil Engineering – Federal Technology University – Paraná. Guarapuava, 2019.

The present work consists in comparing different types of foundations, direct and indirect, dimensioned to transmit the loads from the structure to the ground where the P building of the Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Guarapuava campus is located. The foundation system designed for the building consists of the use of continuous propeller piles, which have standardized (constant) lengths for all system units. Therefore, the option adopted in the design of the foundations of the building is evaluated, with the purpose of identifying if this was the best technical and economical solution for the case studied. For the evaluation, both technical aspects, such as execution time, as well as economic aspects were considered, elaboration of budgets using as base the System of Reference Costs of Works (SICRO) and the National System of Costs Research and Indexes of the Construction (SINAPI) and the composition and pricing table for budgets (TCPO). The results show that the solution used was not the best for the relation between loads and soil carrying capacity of the site. Considering the aspects analyzed, it can be concluded that the best choice for this system is based on the use of mechanically dug piles, which can achieve savings of more than 5%. Finally, we discuss the need to change an immediate culture regarding engineering projects, especially with regard to public works.

Keywords: Foundations. Piling (Civil engineering). Geotechnical engineering.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sondagem SPT executada pela empresa Rocha Sondagens.....	7
Figura 2 – Amostrador padrão bipartido utilizado no SPT.....	8
Figura 3 – Exemplo de estaqueamento.....	19
Figura 4 – Exemplo de estaqueamento simétrico.....	20
Figura 5 – Estaqueamento com duas estacas.....	21
Figura 6 – Estaqueamento com três estacas.....	22
Figura 7 – Parcelas de resistências que compõem a capacidade de carga.....	23
Figura 8 – Localização do bloco P.....	33
Figura 9 – Dimensões bloco de uma estaca.....	34
Figura 10 – Dimensões bloco de duas estacas.....	34
Figura 11 – Dimensões bloco de três estacas.....	35
Figura 12 – Detalhe das estacas da fundação.....	35
Figura 13 – Localização dos pontos de sondagem.....	36
Figura 14 – Perfil médio do solo.....	37
Figura 15 – Consumo de concreto nas opções de estaca hélice contínua.....	40
Figura 16 – Custo das opções de estaca hélice contínua.....	41
Figura 17 – Consumo de concreto nas opções de estaca.....	42
Figura 18 – Custo das opções de fundações analisadas.....	44
Figura 19 – Tempo de execução das opções de fundações analisadas.....	45
Figura 20 – Tempo de execução X custo das opções de fundações analisadas...	47
Figura 21 – Custo de mobilização fundação por estacas.....	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.....	18
Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos.....	18
Tabela 3 – Coeficiente K e razão de atrito α	26
Tabela 4 – Fatores de correção F_1 e F_2	27
Tabela 5 – Coeficiente K e α (Laprovitera, 1998).....	27
Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2 (Laprovitera, 1998).....	28
Tabela 7 – Coeficiente K e α (Monteiro, 1997).....	28
Tabela 8 - Fatores de correção F_1 e F_2 (Monteiro, 1997).....	29

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
2	OBJETIVOS	5
2.1	OBJETIVO PRINCIPAL	5
2.1.1	<i>Objetivos Secundários</i>	5
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
3.1	SONDAGEM SPT	6
3.2	TIPOS DE FUNDAÇÕES	8
3.2.1	<i>Estaca Tipo Franki</i>	10
3.2.2	<i>Estaca Escavada</i>	11
3.2.3	<i>Estaca hélice contínua</i>	13
3.2.4	<i>Estaca raiz</i>	14
3.2.5	<i>Estaca pré-moldada de concreto</i>	15
3.3	CORRELAÇÃO COM OS PARÂMETROS DO SOLO	16
3.4	CÁLCULO DO ESTAQUEAMENTO	18
3.4.1	<i>Método de Nökkentved</i>	19
3.5	DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA	22
3.5.1	<i>Método semi-empírico – Aoki-Velloso (1975)</i>	24
3.6	DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO RASA	29
3.7	BASES DE DADOS NA CONFEÇÃO DE ORÇAMENTOS	30
4	METODOLOGIA	33
4.1	ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÃO	34
4.2	ANÁLISE GEOTÉCNICA	36
4.3	DIMENSIONAMENTO E ORÇAMENTO	37
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	40
5.1	COMPARATIVO ENTRE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA COM PROFUNDIDADE CONSTANTE E VARIÁVEL	40
5.1.1	<i>Comparativo entre o consumo de concreto entre a estaca hélice contínua com profundidade constante e variável</i>	40
5.1.2	<i>Comparativo entre o custo da estaca hélice contínua com profundidade constante e variável</i>	41
5.2	COMPARATIVO ENTRE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA E OUTROS TIPOS DE ESTACAS	41
5.3	COMPARATIVO ENTRE FUNDAÇÃO PROFUNDA E FUNDAÇÃO RASA	43
5.4	COMPARATIVO ENTRE O TEMPO DE EXECUÇÃO	44
5.5	COMPARATIVO TEMPO DE EXECUÇÃO X CUSTO	46
5.6	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO FUNDAÇÕES PROFUNDAS	48
		48
6	CONCLUSÃO	49
7	REFERÊNCIAS	51
	APÊNDICE A - Dimensionamento das fundações profundas	53

APÊNDICE B - Resumo do dimensionamento da fundação rasa.....	66
APÊNDICE C – Orçamento sintético.....	72
ANEXO A – Planta de carga dos pilares.....	91
ANEXO B – Relatório de sondagem.....	95

1 INTRODUÇÃO

Segundo Velloso (2016), o projeto e execução de fundações requer conhecimento de geotecnia e cálculo estrutural. Em geral as estruturas são calculadas por engenheiros estruturais que supõem apoios indeslocáveis, resultando em um conjunto de cargas que é informado ao projetista de fundações. Dentre os diversos sistemas de fundações existentes, a determinação do tipo mais adequado em cada situação se dá através de uma análise mais detalhada, a qual busca avaliar o maciço de solo no qual será empregado, obtendo suas principais características.

Para Machado (2017), trabalhos de retroanálise são muito significativos, pois funcionam como uma ferramenta para melhor conhecer e analisar o que já foi ocorrido, com o objetivo de avaliar e aperfeiçoar os modelos e metodologias utilizadas. Porém, para que ela possa ser realizada com qualidade é recomendável que os dados sejam os mais semelhantes possíveis, o que em diversas oportunidades é difícil de obter.

Parâmetros importantes para o estudo podem ser obtidos através de ensaios laboratoriais, ensaio *in situ* e outras retroanálises de casos reais com características semelhantes. Gomes (2003) destaca que quando se trata de solos muito conhecidos e estudados, seus principais parâmetros de resistência podem ser obtidos através de correlações empíricas, contidas em bibliografia especializada. Em geral, quando se trata do solo brasileiro, em particular solos tropicais lateríticos e saprolíticos, as informações disponíveis para uso em casos práticos não atingiram um nível desejado.

O presente trabalho pretende realizar a retroanálise do projeto de fundações, ou seja, estudar o que motivou a escolha da fundação de um dos blocos da Universidade Tecnológica Federal do Paraná localizada no município de Guarapuava – PR, o bloco P, com base na documentação resgatada da época de construção do bloco, nos relatórios de sondagem do ensaio de SPT – *Standart Penetration Test*, no custo dos diferentes métodos construtivos e no tempo de execução da obra.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar a retroanálise dos estudos geotécnicos utilizados para o desenvolvimento do projeto e execução da fundação do bloco P, uma das edificações existentes no câmpus da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, no município de Guarapuava, a fim de verificar se foram adotadas as melhores soluções do ponto de vista técnico e econômico.

2.1.1 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- Verificar as técnicas aplicadas durante a concepção do projeto estrutural do bloco P;
- Identificar as propriedades do solo através dos relatórios de sondagem;
- Comparar aspectos técnicos e econômicos que influenciam na execução da fundação;
- Apresentar possíveis alternativas para as fundações utilizadas, avaliadas em função do preço e tempo de execução.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 SONDAGEM SPT

Folle (2002) afirma que a sondagem com o simples objetivo de reconhecimento do solo de fundação teve sua primeira aparição em relatos no ano de 1902, com o engenheiro Charles R. Gow. Inicialmente, buscava-se uma técnica com o objetivo de melhorar a exploração do subsolo para aplicação na engenharia de fundações, a qual, até aquele momento, era executada por processo de circulação de água. Então, Gow desenvolveu um método de amostragem a seco, empregando o primeiro amostrador de 25,4 mm de diâmetro e 30 cm de comprimento. O amostrador era cravado no solo de forma dinâmica, com o auxílio de um peso de 50 quilogramas.

Peixoto (2001) destaca que a falta de padronização na realização do ensaio deu origem a diversos equipamentos e procedimentos. Esse fato causou uma grande diversidade dos resultados encontrados na época, tornando-se quase impossível o emprego de correlações para a estimativa de alguns parâmetros do solo, tendo como base os resultados dos ensaios. Dessa forma, durante certo período, a sondagem caiu em desuso, devido à discrepância obtida entre os resultados.

Segundo Broms e Flodin (1988) citado por Folle (2002, p.16), o termo “*Standart Penetration Test*” foi utilizado pela primeira vez por Terzaghi, em um artigo de 1947, e a primeira normatização surgiu em 1958, a partir da ASTM, na D1586-58T. Na norma era especificada a cravação de um amostrador com assento inicial de 152 mm, porém, o termo “resistência à penetração” não era definido com clareza. Mais tarde, essa deu origem à norma D1586-63T que traz a sua definição como a soma do número de golpes necessários do segundo e terceiro segmento de 152 mm.

No Brasil, segundo Folle (2002), as primeiras sondagens de simples reconhecimento começaram a surgir em 1938, com o amostrador do tipo IPT. Durante a Segunda Guerra Mundial, só existia a disponibilidade de tubos usados no

país, com dimensões de 46 mm de diâmetro externo e 38,2 mm de diâmetro interno, dando origem ao amostrador do tipo IPT, devido a uma exigência do mercado.

O amostrador era cravado no solo, em segmentos de 30 cm, com o auxílio de um martelo de 70 kg (posteriormente o peso utilizado foi reduzido a 60 Kg) em queda livre a uma altura de 75 cm. O índice resultante desse processo recebeu o nome de resistência a penetração.

De acordo com Teixeira (1974) citado por Folle (2002, p.18-19), no final de 1944, a Geotécnica S.A, foi a primeira empresa particular a realizar sondagem introduzindo um amostrador de diâmetro externo de 41,2 mm e interno de 25,4 mm. A resistência a penetração era dada pela soma do número de golpes necessários para cravação de 30 cm do barrilete, sendo os golpes aplicados por um peso de 65 kg em queda livre de uma altura de 75 cm.

Teixeira (1974), citado por Folle (2002, p.19), afirma que a Geotécnica S.A foi responsável, em 1947, por usar no Brasil, o amostrador do tipo Raymond, com 51 mm de diâmetro externo e 35 mm de diâmetro interno, e com um martelo de 65 kg com uma altura de queda livre de 75 cm, sendo este utilizado até os dias de hoje, seguindo a mesma metodologia no sistema de cravação (martelo e altura de queda).

A Figura 1 ilustra um ensaio SPT executado na UTFPR câmpus Guarapuava, enquanto a Figura 2 ilustra o amostrador bipartido, do qual são coletadas as amostras de solo que podem ser analisadas em campo e/ou laboratório.

Figura 1 – Sondagem SPT executada pela empresa Rocha Sondagens



Fonte: Rocha Sondagens (2012)

Figura 2 – Amostrador padrão bipartido utilizado no SPT



Fonte: Rocha Sondagens (2012)

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1998) NBR 6484, N_{spt} é a abreviatura do índice de resistência a penetração, determinada pelo número de golpes correspondente a cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm. A cravação do amostrador é interrompida antes de alcançar os 45 cm quando houver umas das seguintes situações:

- Em qualquer um dos segmentos de 15 cm, o número de golpes do martelo ultrapassar 30;
- Ter sido aplicado um total de 50 golpes durante toda a cravação;
- Não ser observado o avanço do amostrador após ser aplicado cinco golpes sucessivos do martelo.

3.2 TIPOS DE FUNDAÇÕES

De acordo com Falconi et al., (2016) fundações rasas ou diretas são denominadas dessa forma por se apoiarem em uma pequena profundidade em relação ao solo circundante. Com essa definição, uma fundação direta para um

prédio com dois subsolos, será considerada rasa mesmo que esteja com a cota de apoio 7 m abaixo do nível da rua.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2019) NBR 6122, os tipos de sapata podem ser:

- Sapata: elemento de fundação confeccionado de concreto armado de modo que as tensões de tração nele resultante sejam resistidas pela armadura, que é disposta para esse fim;
- Sapata associada: sapata comum a dois pilares, essa denominação também se aplica a sapata comum a mais de dois pilares, quando não alinhados, desde que represente menos de 70% das cargas provenientes das estrutura;
- Sapata corrida: sapata sujeita a ação de carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares no mesmo alinhamento, desde que represente menos de 70% das cargas provenientes das estrutura.

Segundo Velloso; Lopes (2010), a fundação profunda é aquela que está assentada em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo a três metros da superfície. Nesse tipo de definição se enquadram estacas, tubulões e os caixões, as estacas se diferenciam das outras por sua execução ser realizada apenas por ferramentas ou equipamentos, sem a descida em fase alguma de algum operário.

Ainda conforme Velloso; Lopes (2010) as fundações por estacas podem ser classificadas de acordo com seu processo construtivo. Por exemplo, são separadas segundo o efeito que provocam no solo ao serem executadas e suas classificações são da seguinte forma:

- De deslocamento: onde estão as estacas cravadas de forma geral, uma vez que o solo que ocupa o espaço onde a estaca vai ocupar é deslocado horizontalmente, e
- De substituição: onde estão as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo que ocupa o espaço onde a estaca vai ocupar é retirado, causando alguma redução nas tensões horizontais.

Existem alguns processos de estacas escavadas onde não existe praticamente nenhuma remoção de solo e, na ocasião da concretagem, são tomadas medidas para que as tensões geostáticas não sejam alteradas. Estas estacas são classificadas em uma categoria intermediária, chamada de “sem deslocamento”.

3.2.1 Estaca Tipo Franki

Falconi et al. (2016) afirma que a estaca tipo franki foi introduzida como um tipo de fundação há mais de 85 anos por Edgard Frankignoul na Bélgica. Ele desenvolveu a ideia do método cravando um tubo no terreno por meio do impacto de golpes de um pilão de queda livre em um plug metálico, até atingir o solo de apoio conveniente.

A simplificação do método foi considerada sorte e aconteceu em 1925, durante a realização de uma estaca pelo diretor de obras Paul Jourdain. Na ocasião, o plug metálico ficou bloqueado e, para que o trabalho não fosse interrompido, o diretor decidiu substituir o plug de metal por um de concreto seco e compactado, com isso obteve sucesso instantâneo (FALCONI et al., 2016).

Segundo Velloso; Lopes (2010) a estaca tipo franki possui as seguintes etapas de execução:

- Cravação do tubo: colocar o tubo verticalmente ou segundo a inclinação prevista no projeto, derrama-se nela uma quantidade de areia e brita que, em seguida, é socada ao terreno por um pilão que pode ter seu peso variando de 1 a 4 toneladas, (depende do diâmetro da estaca), sendo solto de vários metros de altura. Com os golpes do pilão, a areia e a brita se misturam e formam na parte inferior do bulbo uma “bucha” estanque, que não permite que a água do terreno entre no tubo. Assim, aplicando os golpes do pilão, o tubo penetra no solo.
- Execução da base alargada: quando a cravação do tubo alcança a

profundidade indicada no projeto, é dada como encerrada, e inicia-se a fase de execução da base alargada da estaca. Para que isso ocorra, o tubo é ligeiramente suspenso e mantido nessa condição pelos cabos do bate estaca, expulsando a bucha por meio de golpes aplicados pelo pilão. Logo após a expulsão da bucha, é introduzido concreto seco que, com a aplicação dos golpes penetram no terreno e formam a base alargada.

- Colocação da armadura: quando a confecção da base alargada se encerra, é introduzida a armadura no tubo. Caso o projeto de fundações preveja essa colocação é feita de uma forma que a armadura fique entre o tubo e o pilão, o que permite o trabalho livre no interior da armadura. Quando as estacas vão ser expostas ao esforço de tração, a armadura é inserida antes do término do alargamento da estaca, com o intuito de ancorá-la na base.
- Concretagem: após a armadura posicionada, inicia-se a concretagem do fuste da estaca, apiloando-se o concreto. Geralmente, esse possui relação de fator água/cimento entre 0,40 a 0,45, o material é inserido em camadas com espessuras variáveis, simultaneamente é retirado o tubo, sempre se precavendo para deixar uma quantidade suficiente de concreto para que a água contida no terreno não entre.

3.2.2 Estaca Escavada

Falconi et al. (2016) caracteriza as estacas escavadas por serem aquelas moldadas *in situ*, logo após a escavação do solo. Podem ser executadas por sondas específicas para a retirada do solo, perfuratrizes rotativas ou ainda com trado mecânico ou manual, este último com a possibilidade de atingir apenas pequenas profundidades.

As estacas escavadas mecanicamente são executadas com trado em espiral, as mais atuais são compostas por torres metálicas que se apoiam em chassis metálicos ou caminhões. Em qualquer uma das opções são empregados guinchos, um conjunto de tração e hastes de perfuração que pode ser helicoidal em

toda sua extensão ou constituída de segmentos de 2 a 6 m de comprimento. Existem equipamentos que permitem perfurar até à profundidade 40 m (Falconi et al., 2016).

Segundo Falconi et al. (2016) a estaca escavada mecanicamente possui as seguintes etapas de execução:

- **Perfuração:** após o equipamento nivelado e instalado, posiciona-se a ponta do trado sobre o piquete de locação e é iniciada a perfuração. Quando o procedimento ocorre com um equipamento que possui o trado totalmente helicoidal, a perfuração deve ser executada até a cota projetada seguindo três etapas: introdução do trado no solo (por rotação), retirada da haste sem rotação e inversão do sentido de giro, fora do furo, para a retirada do material aderido à lâmina (pode ser auxiliada com uma pá manual). Essas etapas são realizadas a cada dois metros de perfuração. Por outro lado, quando o processo ocorre com equipamento que possui apenas um trecho do trado sendo helicoidal, o procedimento de retirada da haste deve ser repetido mais vezes (trechos menores do que dois metros) para atingir a profundidade desejada.
- **Colocação da armadura e concretagem:** quando se atinge a profundidade desejada e confirma-se as características do solo, pode-se iniciar a concretagem da estaca. Antes disso, o fundo da mesma é apiloado. Quando o projeto estrutural prevê a necessidade de armadura, esta é inserida logo após o apiloamento, e o concreto utilizado deve ter no mínimo um consumo de cimento de 300 kg/m³. O concreto é lançado através de um funil, que deve ter o comprimento igual a cinco vezes o seu diâmetro interno. A concretagem é realizada até atingir, a altura de um diâmetro acima da cota de arrasamento da estaca. O excesso deve ser executado em todas as estacas moldadas *in loco*.
- **Adensamento:** terminada a concretagem, pode-se utilizar um vibrador de imersão nos dois metros superiores da estaca. Quando o projeto não prevê área de aço, é inserida uma armadura de ligação, sendo ela somente colocada no concreto fresco, devendo-se deixar esperas de 50

cm (acima da cota de arrasamento), não possuindo função estrutural.

3.2.3 Estaca hélice contínua

O início da estaca hélice contínua se deu na década de 50, nos Estados Unidos da América, e depois se espalhou por toda Europa na década de 70, chegando ao Japão na década de 80. A inovação da monitoração do processo executivo de uma estaca surgiu na metade da década de 90, máquinas com torque mais elevado que possibilitava escavação de até 24 m de profundidade e 1 m de diâmetro. No Brasil, a primeira fundação com esse tipo de estaca foi realizada em 1987, com equipamentos adaptados, com diâmetros de 275 mm, 350 mm e 425 mm, que possibilitava a execução de elementos com no máximo 15 m de profundidade, ainda sem monitoramento algum (Falconi et al., 2016).

Segundo Velloso; Lopes (2010) existe uma discussão técnica sobre como classificar a estaca hélice contínua. Devem ser consideradas como estacas escavadas convencionais, “de substituição”, ou como estacas “sem deslocamento”? Quando a execução da estaca é com trado tradicional, dependendo da relação entre a velocidade de rotação e a descida vertical, pode-se ter uma grande remoção de material ou não.

Ainda, de acordo com Velloso; Lopes (2010) este tipo de estaca é feito com um trado de grande comprimento, composto por chapas metálicas em espiral que circundam um tubo central. A extremidade inferior do trado possui garras que facilitam a penetração no terreno, e uma tampa que tem a função de impedir a entrada de qualquer material no tubo central durante a escavação. O procedimento de execução é composto por:

- Perfuração: que consiste em inserir o trado helicoidal no terreno, por meio do movimento de rotação gerado por motores hidráulicos localizados no superior da hélice, até a cota de assentamento prevista para a estaca, sem que a hélice seja retirada do furo em qualquer momento.
- Concretagem: quando a profundidade desejada é alcançada, o concreto

é bombeado de forma ininterrupta através do tubo central, ao mesmo tempo em que a hélice é retirada, sem ou com rotação de forma lenta no sentido contrário a perfuração. A velocidade de extração do trado deve ser uma que garanta que a pressão no concreto introduzido se mantenha sempre positiva. Existem evidências que uma maior pressão no bombeamento do concreto gera uma melhoria no atrito lateral, ponto muito importante visto que a resistência de ponta nesse tipo de estaca é muito pequena e deve ser considerada com cautela.

- Armadura: o processo executivo da estaca hélice obriga que a armadura seja colocada após o término da concretagem. Ela é introduzida manualmente pelos operários ou com o auxílio de um peso.

3.2.4 Estaca raiz

Segundo Falconi et al. (2016) o desenvolvimento e utilização de estacas desse tipo se iniciou na década de 50, na Itália, essa técnica construtiva foi criada para ser utilizada em reforço de fundações e melhoramento do solo. O conceito era criar um reticulado com essas estacas, com várias unidades inclinadas em diversas direções, buscando transformar o maciço em um “solo armado”, onde as cargas seriam transmitidas através de blocos dimensionados como uma fundação superficial.

Porém o método foi sendo modificado, e passando a ser encarado como estacas normais com comprimentos mais elevados. Um ponto interessante é que podem ser utilizadas praticamente com a mesma carga de trabalho à tração e a compressão.

Conforme Velloso; Lopes (2010) esse tipo de estaca possui particularidades que permitem ser empregadas em situações onde outras soluções não seriam possíveis, pois essas não produzem choques nem vibrações; suas ferramentas de execução penetram obstáculos como bloco de rocha e peças de concreto; os equipamentos possuem pequeno porte, o que viabiliza o trabalho em lugares restritos; podem ser executadas na vertical ou em qualquer inclinação. Por essas

características as estacas raiz praticamente eliminaram do mercado as estacas prensadas. O processo executivo será descrito abaixo:

- Perfuração: se utiliza o processo rotativo, com circulação de água ou lama bentonítica, que permite a colocação de um tubo de revestimento provisório. Quando é encontrado material resistente, a perfuração prossegue com uma coroa diamantada.
- Armadura: terminada a perfuração, se introduz a armadura que pode ser composta por uma única barra, ou várias, com seus estribos formando uma "gaiola".
- Concretagem: a argamassa utilizada nesse tipo de estaca é composta de areia e cimento, sendo bombeada por um tubo até a ponta do elemento. À medida em que a argamassa sobe no tubo revestido, o mesmo é retirado simultaneamente, e são aplicados golpes de ar comprimido que adensa e promove contato com o solo. Esse processo aumenta o atrito lateral.

3.2.5 Estaca pré-moldada de concreto

Velloso; Lopes (2010) afirmam que a grande vantagem da estaca pré-moldada, quando comparada com as feitas *in loco*, está na qualidade do concreto. Esse é fácil de se obter e, no caso de existir alguma substância com agentes agressivos no solo, esta não terá nenhuma influência na cura do concreto. Uma desvantagem é que ela não se adapta muito as variações nas resistências das várias camadas do solo, o que pode gerar corte ou emenda nos elementos trazendo, prejuízo econômico para a obra.

As seções mais usuais desta estaca são as quadradas, circulares, hexagonais, octogonais e tipo estrela. Normalmente até diâmetros (lados) da ordem de 40 cm costuma-se utilizar estaca de seção maciça, mas acima desse valor, a seção costuma ser vazada a fim de diminuir o peso da estaca. É claro que também se pode utilizar seções vazadas para diâmetros (lados) inferiores a esse valor. (Falconi et al., 2016, p. 386).

Segundo Velloso; Lopes (2010) a estaca possui as seguintes etapas de execução:

- Cravação: essa é uma questão que merece muita atenção, pois as tensões de cravação devem ser sempre inferiores a tensão característica do concreto, recomendado menor que inferior a $0,8 f_{ck}$. As tensões de compressão surgem na cabeça da estaca no momento do impacto e são diretamente proporcionais a altura de queda do martelo. Para evitar o esmagamento, deve-se trabalhar com alturas de queda livre não maiores que 1 m.
- Emendas: em toda obra com estacas pré-fabricadas, deve-se prever a possibilidade de ser necessária emenda de elementos, elas devem ser feitas de modo que a seção emendada suporte todas as solitações que nela ocorram durante a cravação e utilização da mesma. No Brasil, a grande maioria das emendas é feita por solda em luvas ou anéis metálicos já incorporados ao concreto. Essas emendas são de suma importância, pois permitem a transmissão de esforços de compressão, tração e flexão. Estacas que têm previsão de serviço puramente de compressão, e não atravessam solos moles, podem ser emendadas com luvas de encaixe.
- Ligação da cabeça da estaca com o bloco de coroamento: o topo da estaca envolve o processo de corte da estaca na cota de arrasamento, de modo que preserve o concreto e a armadura no trecho onde seja necessário. A orientação é que isso seja feito de forma manual com ponteiros e talhadeiras, ao invés do uso de marteletes. A penetração da estaca no bloco depende do tipo de vínculo que se deseja criar, que deve ser previsto no projeto estrutural.

3.3 CORRELAÇÃO COM OS PARÂMETROS DO SOLO

Segundo Cintra; Aoki; Albiero (2011), em solos saturados, principalmente em argilas, os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) dependem muito

das condições de carregamento, podendo apresentar grandes variações entre o comportamento drenado e não drenado de um mesmo solo.

Nas fundações, se tratando de capacidade de carga, geralmente tem-se que a situação mais crítica estará sempre associada à condição não drenada, pois a capacidade de carga tende a aumentar com a dissipação das pressões neutras. Logo, a determinação da capacidade de carga é realizada, considerando apenas valores de coesão (c) e atrito (ϕ) para essa condição, conforme Cintra; Aoki; Albiero (2011).

A partir dos valores de N_{spt} é possível estimar um valor para a coesão não drenada de um material, aplicando-os na Equação 1. Essa correlação deve ser utilizada quando não existir à disposição, resultados de ensaios laboratoriais ou específicos de campo:

$$c = 10N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{Equação (1)}$$

Para a estimativa do ângulo de atrito interno, na condição não drenada, pode-se empregar duas correlações empíricas (Equação 2 e 3), que têm como base o índice de resistência a penetração do SPT:

$$\text{Godoy (1983): } \phi = 28^\circ + 0,4N_{spt} \quad \text{Equação (2)}$$

$$\text{Teixeira (1996): } \phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \quad \text{Equação (3)}$$

Para a determinação do peso específico do solo, quando não houver resultados de ensaios de laboratório, pode-se adotar valores aproximados em função da consistência da argila e da compactidade da areia. Os intervalos de consistência em solos finos, e de compactidade em solos grossos, são obtidos em função do índice de resistência à penetração do SPT. O N_{spt} de acordo com Cintra; Aoki; Albiero (2011), pode ser obtido conforme apresentado nas Tabelas 1 e 2:

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos

N_{spt}	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: Adaptado Cintra; Aoki; Albiero (2011)

Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos

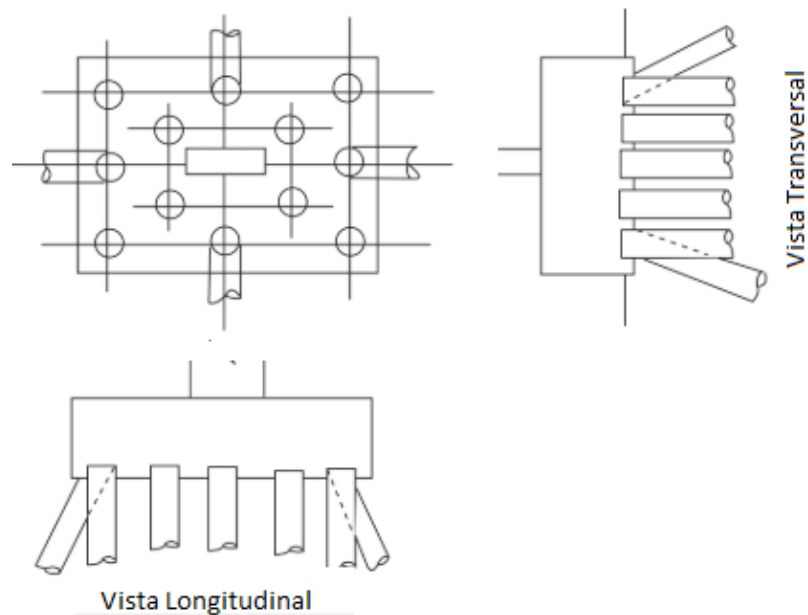
N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia Úmida	Areia Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Adaptado Cintra; Aoki; Albiero (2011)

3.4 CÁLCULO DO ESTAQUEAMENTO

Segundo Alonso (2012), as cargas provenientes das estruturas precisam ser distribuídas para as estacas, através de um bloco de coroamento. Sendo o conjunto de elementos de fundação profunda contidas em um mesmo bloco denominado de estaqueamento, podendo ser constituído por estacas verticais, inclinadas ou ambas, como nota-se na Figura 3:

Figura 3 – Exemplo de estaqueamento



Fonte: Adaptado Alonso (2012)

3.4.1 Método de Nökkentved

De acordo com Alonso (2012), no método de cálculo de Nökkentved é desprezada a contenção lateral do solo, considerando-a como hastes birrotuladas no topo e na cota de assentamento da estaca. Modelos mais sofisticados que levam em consideração a interação do solo e estrutura estão sendo desenvolvidos, porém até o momento não possuem uso prático.

As hipóteses desse método além de não considerar a ação do solo, pois as estacas são admitidas como hastes birrotuladas, pressupõem que:

- O bloco de coroamento é infinitamente rígido, isso quer dizer, todas as suas deformações devem ser desprezadas perante a grandeza da deformação das estacas;
- As estacas são constituídas de material que obedecem à lei de Hooke;
- A carga a qual a estaca é submetida é proporcional à projeção do deslocamento do seu topo sobre o eixo da mesma, antes do deslocamento.

Este método é mais utilizado quando o estaqueamento é simétrico, mas também pode ser aplicado para qualquer estaqueamento. Quando é simétrico, com todas as estacas iguais, a carga em cada uma delas é obtida pela Equação 4:

$$N_i = V \frac{\cos \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} + V \frac{\text{sen} \alpha_i}{\sum \text{sen}^2 \alpha_i} + M \frac{p_i}{\sum p^2} \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

N_i a carga na estaca;

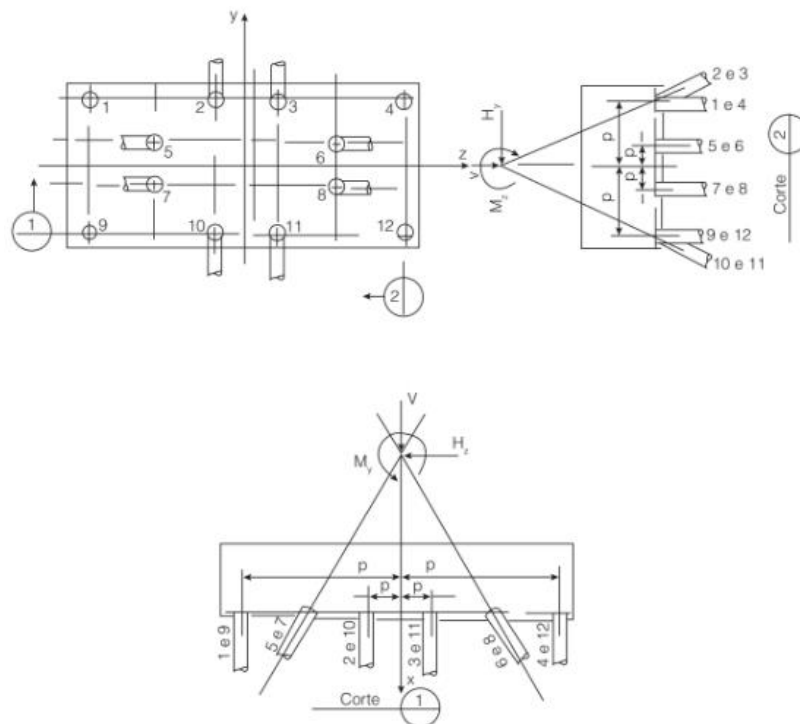
α o ângulo de cravação;

V o esforço normal;

M o momento aplicado.

O cálculo é feito projetando o estaqueamento em dois planos de simetria, Figura 4. A parcela referente a $\sum \cos^2 \alpha$ é obtida para todas as estacas do bloco, ao contrário da parcela $\sum \text{sen}^2 \alpha$, que só se aplica as estacas projetadas.

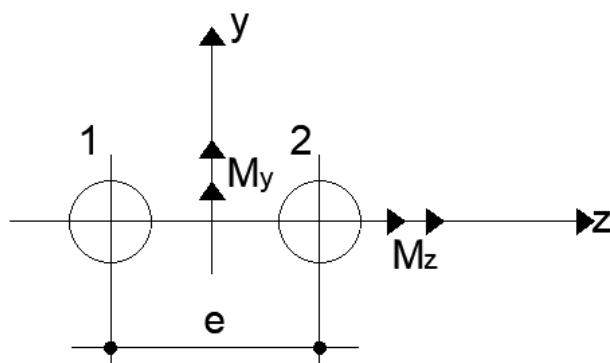
Figura 4 – Exemplo de estaqueamento simétrico



Fonte: Adaptado Alonso (2012)

Baseando-se nas equações elaboradas por Nökkentved, é possível criar formulários que são de grande valor, conforme as Figuras 5 e 6 e as Equações de 5 a 8, indicando que os eixos de simetria são os próprios eixos principais de inércia. Já quando o estaqueamento não é simétrico o mais recomendado é a aplicação do método de Schiel para encontrar as forças em cada estaca (Alonso, 2012).

Figura 5 – Estaqueamento com duas estacas



Fonte: Adaptado Alonso (2012)

$$N_{min} = 1 = \frac{V}{2} - \frac{M_y}{e} \quad \text{Equação (5)}$$

$$N_{m\acute{a}x} = 2 = \frac{V}{2} + \frac{M_y}{e} \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

N_{min} é a carga mínima na estaca;

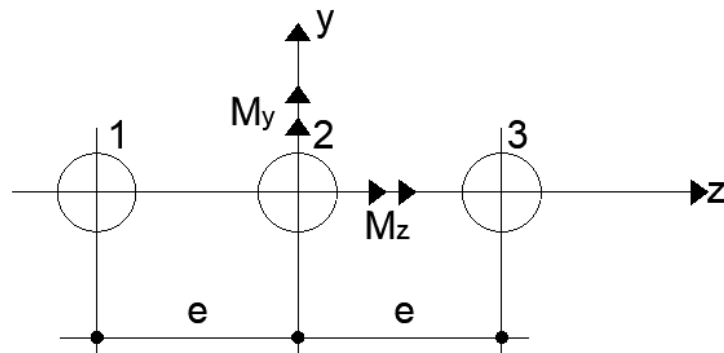
$N_{m\acute{a}x}$ é a carga máxima na estaca;

e representa a excentricidade na estaca;

V é o esforço normal;

M_y é o momento aplicado na direção y .

Figura 6 – Estaqueamento com três estacas



Fonte: Adaptado Alonso (2012)

$$N_{min} = \frac{V}{3} - \frac{M_y}{2e} \quad \text{Equação (7)}$$

$$N_{máx} = \frac{V}{3} + \frac{M_y}{2e} \quad \text{Equação (8)}$$

Onde:

N_{min} é a carga mínima na estaca;

$N_{máx}$ é a carga máxima na estaca;

e representa a excentricidade na estaca;

V é o esforço normal;

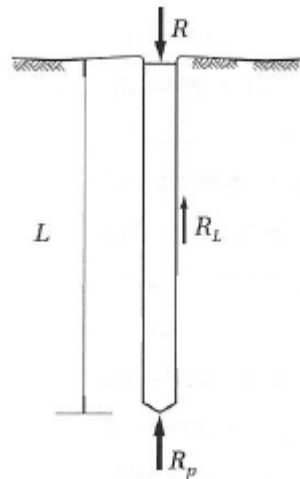
M_y é o momento aplicado na direção y ;

3.5 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA

A capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca se dá com o desenvolvimento de duas parcelas de tensões resistentes: a primeira ocorre ao longo do fuste e a segunda se desenvolve junto a ponta do elemento de fundação. Essas parcelas recebem o nome de resistência por atrito lateral ou simplesmente

resistência lateral (R_L), e resistência de ponta (R_p), conforme Figura 7 (Cintra; Aoki, 2010).

Figura 7 – Parcelas de resistência que compõem a capacidade de carga da estaca



Fonte: Adaptado Cintra; Aoki (2010)

Segundo Cintra; Aoki (2010), no início do equacionamento matemático para deduzir a equação da capacidade de carga, tem-se que essa pode ser representada como a Equação 9.

$$R = R_L + R_p \quad \text{Equação (9)}$$

Onde:

R é a capacidade de carga da estaca;

R_L é a parcela da resistência lateral;

R_p é a parcela da resistência de ponta;

A parcela referente à resistência de ponta é determinada a partir da multiplicação da tensão resistente da ponta (r_p) pela área da sua seção transversal (A_p), obtendo-se a Equação 10.

$$R_p = r_p A_p \quad \text{Equação (10)}$$

Já a parcela de atrito lateral (R_L), é representada pela multiplicação entre o perímetro do fuste (U) e o somatório dos produtos das forças resistentes por atrito lateral, com seus respectivos segmentos ao longo da estaca. Logo, depara-se com a Equação 11.

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad \text{Equação (11)}$$

3.5.1 Método semi-empírico – Aoki-Velloso (1975)

De acordo com Cintra; Aoki (2010) os métodos mais utilizados para o dimensionamento são os semi-empíricos que têm como base relações empíricas e resultados realizados *in situ*, ajustados com provas de carga. O método Aoki-Velloso (1975), é amplamente utilizado nos escritórios de projeto de fundações no Brasil e no exterior.

Retomando a Equação 9, e já com o conhecimento de como se dá a resistência lateral e a de ponta, é possível demonstrar a Equação 12.

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad \text{Equação (12)}$$

Onde:

r_L e r_p são incógnitas geotécnicas.

Conforme o método Aoki-Velloso, essas duas incógnitas são obtidas através de uma correlação com o ensaio de penetração estática, o CPT, utilizando valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral (f_s), conforme é visto nas Equações 13 e 14.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação (13)}$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação (14)}$$

Onde:

r_L é a força resistente do atrito lateral;

r_p é a força resistente pela ponta da estaca;

q_c é a parcela que representa a resistência da ponta do cone;

f_s é a parcela que representa a resistência lateral da luva cone;

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito de escala, isto é a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT.

Entretanto, no Brasil o ensaio do CPT não é utilizado nas mesmas proporções que o SPT. Portanto, surge uma expressão que correlaciona o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) com, o valor da resistência de ponta (q_c), conforme Equação 15.

$$q_c = K N_{SPT} \quad \text{Equação (15)}$$

Onde:

K é um coeficiente que depende do tipo de solo.

Com essa nova abordagem, pode-se demonstrar o atrito lateral em função do N_{SPT} (Equação 16 e 17), com a utilização da razão de atrito (α).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Equação (16)}$$

Logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad \text{Equação (17)}$$

Onde:

α é dado em função do tipo de solo.

Considerando N_P e N_L , respectivamente, como o índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca e o índice de resistência a penetração médio na camada de espessura Δ_L , (valores obtidos considerando a sondagem mais próxima) a capacidade de carga de um elemento pode ser estimada pela Equação 18, semi-empírica.

$$R = \frac{K N_P}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad \text{Equação (18)}$$

Os valores de K e α , são propostos pelos autores do método de acordo com suas experiências e em valores da literatura e se encontram na Tabela 3. Os fatores de correção F_1 e F_2 foram ajustados de acordo com o resultado de diversas provas de cargas realizadas em vários estados do país, e são apresentados na Tabela 4.

Tabela 3 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K(Mpa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia siltosa	0,8	2
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Areia argilosa	0,6	3
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte	0,4	3
Silte argiloarenoso	0,25	3
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltoarenosa	0,33	3
Argila siltosa	0,22	4
Argila	0,2	6

Fonte: Adaptado Cintra; Aoki (2010)

Tabela 4 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	$1+D/0,80$	2 F_1
Escavada	3,0	2 F_1
Raiz, Hélice contínua	2,0	2 F_1

Fonte: Adaptado Cintra; Aoki (2010)

Em duas dissertações de mestrado da COPPE-UFRJ (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993), foram feitas diversas análises utilizando o método Aoki-Velloso, a partir de um banco de dados de provas de cargas que a universidade possuía. Nestas análises não foram utilizados os valores originais do método, mas sim aqueles que foram modificados por Danziger em 1982. Porém no trabalho de Danziger não foram os 15 tipos de solos avaliados, alguns dados foram obtidos por interpolação, com isso a tabela 5 apresenta os valores finais de K e α (Velloso; Lopes, 2010).

Tabela 5 – Coeficiente K e α (Laprovitera, 1988)

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia siltoargilosa	0,53	2,4
Areia argilossiltosa	0,53	2,8
Areia argilosa	0,53	3
Silte arenoso	0,48	3
Silte arenoargiloso	0,38	3
Silte	0,48	3
Silte argiloarenoso	0,38	3
Silte argiloso	0,30	3,4
Argila arenosa	0,48	4
Argila arenossiltosa	0,30	4,5
Argila siltoarenosa	0,30	5
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila	0,25	6

Fonte: Adaptado Velloso; Lopes (2010)

Nas análises feitas, à relação de $F_2 = 2F_1$, que recomendava o método Aoki-Velloso, também não se manteve. Foram realizadas outras relações com o objetivo de se encontrar uma melhor previsão. Os novos valores de F_1 e F_2 e podem ser vistos na Tabela 6.

Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Adaptado Velloso; Lopes (2010)

Em 1997, Monteiro trouxe uma contribuição para o método, com base nas suas experiências em uma empresa, a Estacas Franki Ltda. Ele estabeleceu outros valores tanto para K e α quanto para F_1 e F_2 , como observado nas Tabelas 7 e 8 (Velloso; Lopes, 2010).

Tabela 7 – Coeficiente K e α (Monteiro, 1997)

Solo	K(Mpa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia siltosa	0,68	2,3
Areia siltoargilosa	0,68	2,4
Areia argilossiltosa	0,57	2,9
Areia argilosa	0,54	2,8
Silte arenoso	0,50	3
Silte arenoargiloso	0,45	3,2
Silte	0,48	3,2
Silte argiloarenoso	0,40	3,3
Silte argiloso	0,32	3,6
Argila arenosa	0,44	3,2
Argila arenossiltosa	0,30	3,8
Argila siltoarenosa	0,33	4,1
Argila siltosa	0,26	4,5
Argila	0,25	5,5

Fonte: Adaptado Velloso; Lopes (2010)

Tabela 8 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metalica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice continua*	3,0	3,8

*Os valores para a estaca hélice continua requerem reserva, pois é pequeno o número de provas de cargas disponível.

Fonte: Adaptado Velloso; Lopes (2010)

3.6 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO RASA

Segundo Cintra; Aoki; Albiero (2011), o mais importante no cálculo de um elemento isolado de fundação direta é o cálculo da capacidade de carga, que corresponde ao valor de tensão que a fundação gera no maciço de solo onde está embutida e ocasiona sua ruptura.

A capacidade de carga não é constante. Devido a essa diferença de valores que atuam com um valor médio ($\sigma_{r\ med}$), estabeleça-se um fator de redução (maior que a unidade), valor chamado de fator de segurança global (F_s), determinando um valor para a solicitação admissível, que poderá atuar no solo com segurança. Para as situações em que não exista prova de carga, deve ser atribuído o valor 3,0 para o fator de segurança global. Com isso, tem-se a tensão admissível (σ_a) conforme Equação 19.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{r\ med}}{F_s} \quad \text{Equação (19)}$$

O método semi-empírico é muito utilizado para o cálculo de fundações superficiais, sendo métodos com origem na correlação de resultados de ensaios com as tensões admissíveis. No entanto, as correlações utilizadas na prática em um projeto de fundações rasas fornecem diretamente o valor da tensão admissível, com o fator de segurança já implícito (Cintra; Aoki; Albiero, 2011).

Para Cintra; Aoki; Albiero (2011), a regra difundida no meio técnico para que se encontre a tensão admissível de forma direta, correlacionando com o índice de resistência à penetração do SPT pode ser vista na Equação 20.

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \quad \text{Equação (20)}$$

Onde:

q é a parcela correspondente a sobrecarga, que se torna mais significativa para tubulões e o N_{spt} é referente ao valor médio do índice de penetração do SPT do bulbo de tensões.

3.7 BASES DE DADOS NA CONFECÇÃO DE ORÇAMENTOS

Goldman (2004) afirma que o orçamento detalhado da obra é sem dúvida a ferramenta mais importante para o bom planejamento e acompanhamento dos custos de uma construção. A etapa de levantamento das quantidades necessárias por serviço é muito importante, porque é nela que se define praticamente as quantidades de materiais que serão consumidos e o dimensionamento das equipes de trabalho. Porém, para que se realize o orçamento de uma obra, é necessário a obtenção dos custos unitários correspondentes aos serviços já verificados nas etapas anteriores. Os custos unitários de serviço vêm através das chamadas “composições de custo”.

Denominamos "composição de serviço" a união de todos os insumos (materiais, mão-de-obra, equipamentos, ferramentas) que atuam diretamente em uma determinada atividade. Nos orçamentos, as composições de serviços são apresentadas sob a forma de composições de custos, onde cada um de seus insumos apresenta um índice de consumo por unidade de serviço que, multiplicado pelo respectivo custo unitário, resulta no valor unitário do insumo para a execução da unidade daquele serviço. As composições de custos foram desenvolvidas no sentido de agilizar e facilitar o trabalho do orçamentista. As composições permitem calcular todas as quantidades e custos dos insumos componentes de uma atividade, apenas com base no levantamento das quantidades do serviço em projeto e nos preços unitários dos insumos. (GOLDMAN, 2004, p.70).

O Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI foi criado em 1969 com o intuito de gerar para o setor da Construção Civil, um conjunto de informações sobre o custo e índices da área, de uma forma sistêmica e que abrange o país todo (Brasil. TCU, 2002).

O sistema SINAPI hoje está mais amplo em relação à quantidade e a qualidade das informações sobre os custos da construção. No ano de 1994 a CAIXA promoveu uma uniformização em nível nacional dos procedimentos na área da engenharia, com a implantação de um sistema de acompanhamento dos custos para as áreas de habitação, saneamento básico e infraestrutura. Essa optou por escolher o sistema SINAPI, com algumas alterações e modernizações, além de uma mudança no banco de dados para satisfazer essas novas demandas (Brasil. TCU, 2002).

O cálculo dos custos e índices do SINAPI obedece a uma fórmula metodológica própria, que garantem aos índices as características teóricas, além da atualidade tecnológica de inovações construtivas convenientes. Seus resultados têm periodicidade mensal (Brasil. TCU, 2002).

Cremon (2014) afirma que, a SINAPI é um banco de composições que servem de referências para os serviços mais usuais e tem relevância e abrangência nacional. As composições se dividem em três grupos:

- Habitação, Fundações e Estruturas;
- Instalações Hidrossanitárias e Elétricas;
- Saneamento e Infraestrutura Urbana.

Ainda segundo Cremon (2014), a Lei 10.524, de 25 de Julho de 2002, Lei de Diretrizes Orçamentárias, determina que a SINAPI deve servir de referencial para os custos para as contratações no Setor Público, com recursos que tiverem origem no Orçamento Geral da União. Essa lei estabelece, também, que os custos unitários de materiais e serviços nas obras executadas com o orçamento da União não pode superar em 30% os valores que constam no Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI.

Rocha (2018) destaca que quando se trata de obras rodoviárias o custo global para obras e serviços de infraestrutura na área de transporte, deve ser obtido através das composições de custos unitários de referência do Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO, cuja sua manutenção e divulgação cabe ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT.

4 METODOLOGIA

Para viabilizar este estudo de caso, foi realizado um levantamento documental dos relatórios de sondagem do solo, dos projetos estruturais e de fundações utilizados na construção de uma edificação, conhecida como bloco P, pertencente à Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, localizada no câmpus do município de Guarapuava – PR. Esses documentos são ferramentas fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

O bloco em análise é utilizado como refeitório por alunos e funcionários da universidade, além de ser utilizado também como garagem e almoxarifado. Sua localização, dentro do câmpus, pode ser observada com o auxílio da Figura 8.

Figura 8 - Localização do bloco P

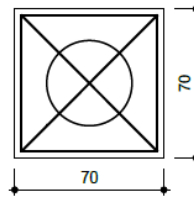


Fonte: Adaptado de Google Maps; Imagens (2019)

4.1 ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÃO

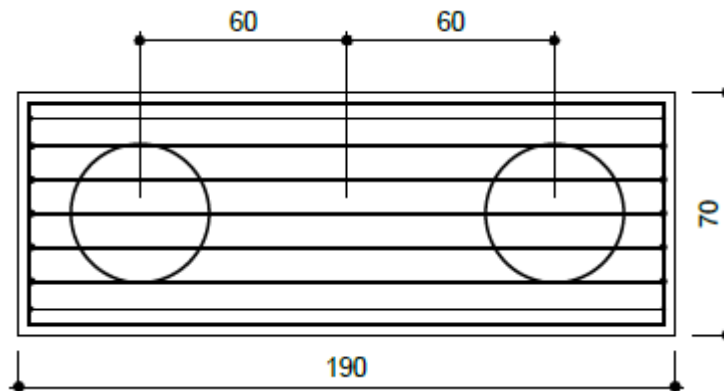
Para o início do estudo foi realizada uma análise do projeto estrutural da edificação, principalmente da planta de cargas dos pilares que pode ser encontrada no Anexo A. A análise da planta de cargas tinha como objetivo conhecer as cargas que a fundação deveria suportar. Essa análise se faz importante uma vez que, para o correto dimensionamento das fundações, o conhecimento do perfil de solo e das cargas, às quais a fundação estará submetida, é indispensável. Para resistir a essas solicitações, o projeto conta com blocos de coroamento com uma, duas ou três estacas, conforme demonstra a sequência das Figuras 9, 10 e 11:

Figura 9 - Dimensões bloco de uma estaca



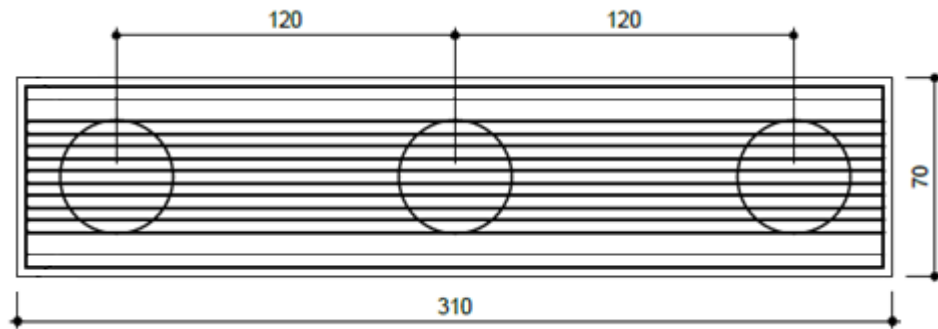
Fonte: Adaptado de projeto estrutural do bloco P (2014)

Figura 10 - Dimensões bloco de duas estacas



Fonte: Adaptado de projeto estrutural do bloco P (2014)

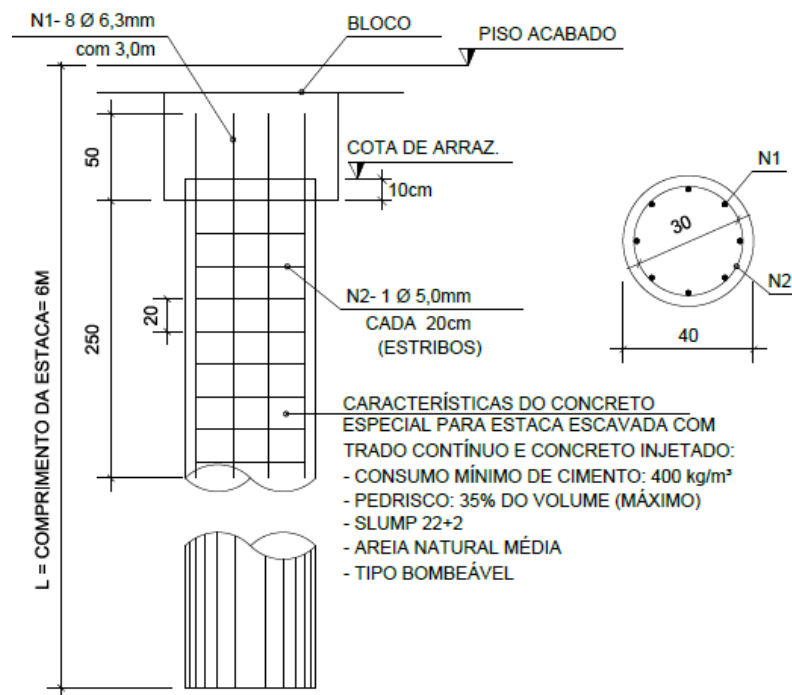
Figura 11 - Dimensões bloco de três estacas



Fonte: Adaptado de projeto estrutural do bloco P (2014)

O projeto das fundações do bloco P previu a execução de estacas do tipo hélice contínua. As dimensões adotadas para essas estacas foram de 40 cm de diâmetro e 6 m de comprimento para todas as 148 unidades de estacas previstas conforme demonstra a Figura 12.

Figura 12 - Detalhe das estacas da fundação

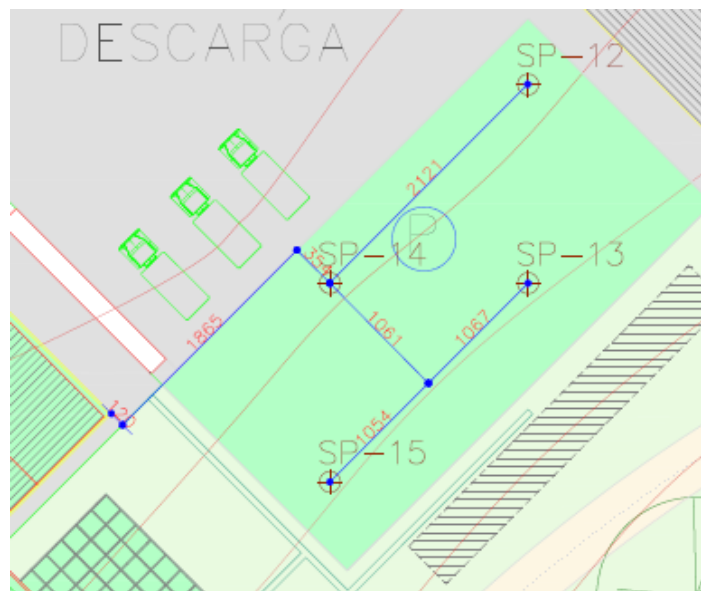


Fonte: Projeto estrutural do bloco P (2014)

4.2 ANÁLISE GEOTÉCNICA

Após analisar os projetos das fundações, foi realizada a análise do maciço de solo através dos perfis de sondagem, os quais foram elaborados por empresa especializada. Esses perfis podem ser observados no Anexo B. Observe que na área designada para o bloco P foram realizados quatro furos de sondagem para execução do ensaio SPT, conforme a Figura 13.

Figura 13 - Localização dos pontos de sondagem




Fonte: Água & minério sondagens de solo Ltda. (2013)

Para que fosse possível realizar o cálculo da capacidade de carga das estacas foi utilizado um perfil médio de solo obtido através da média das resistências de cada camada, considerando todos os furos contidos na área do bloco (objeto de estudo). Esse procedimento foi tomado com o objetivo de padronizar o perfil de solo apresentado na Figura 14.

Figura 14 - Perfil médio de solo

Profundidade (m)	Nspt	Composição da camada	NA	Resistência
			Não encontrado	
1	4	Silte argiloso		1
2	7	Silte argiloso		2
3	9	Silte argiloso		3
4	19	Silte argiloso		4
5	23	Silte argiloso		5
6	29	Silte argiloso		6
7	30	Silte argiloso		7



Fonte: AUTOR (2019)

4.3 DIMENSIONAMENTO E ORÇAMENTO

Para conhecer as cargas que os elementos de fundações deveriam suportar foi realizado o cálculo do estaqueamento segundo o método de Nökkentved. Já a capacidade de carga das estacas, foi determinada através da aplicação do método semi-empírico proposto por Aoki e Velloso (1975), considerando o perfil médio assumido para o solo e adotando os parâmetros K e α conforme a proposição de Monteiro (1997), que pode ser encontrado no Apêndice A. Devido a utilização dos valores propostos por Monteiro (1997), os resultados tendem a, serem menos conservadores do que os obtidos a partir daqueles propostos por Aoki e Velloso (1975).

Em seguida, visando avaliar alternativas que resultem em um maior custo/benefício para a obra pública, foram realizados novos dimensionamentos a partir da consideração de uma possível variação dos comprimentos das estacas entre blocos e também do emprego de outros tipos de fundações. As alternativas avaliadas foram:

- Estaca hélice contínua com comprimento variado;
- Estaca escavada mecanicamente;
- Estaca franki com fuste apilado;
- Estaca pré-moldada de concreto;

- Estaca raiz;
- Fundação superficial;

Foi verificado, a partir do dimensionamento, que o comprimento das 148 unidades de estacas pode variar, por terem características diferentes. Por exemplo, apresentam valores distintos para a resistência lateral e também por não possuírem os mesmos métodos construtivos.

Assim, determinado o comprimento efetivo necessário de cada estaca, e mantendo os diâmetros constantes, foi possível realizar uma análise comparativa entre os quantitativos de materiais a serem empregados. Essa comparação possibilita identificar uma diferença linear que cada tipo de fundação profunda traz.

Como o perfil de solo também apresenta alta resistência nas camadas superficiais, foi verificada a possibilidade do emprego de fundações rasas, mais especificadamente sapatas. Para o dimensionamento da fundação direta, foi avaliada a tensão admissível no bulbo de tensões gerado por esses elementos. Para tal avaliação, utilizou-se o método semi-empírico proposto por Cintra; Aoki; Albiero (2011).

Definidas e dimensionadas as alternativas apresentadas, juntamente com os levantamentos dos quantitativos associados, foram calculados e determinados os orçamentos correspondentes a cada alternativa de fundação proposta. Um resumo dos levantamentos realizados para a fabricação dos orçamentos pode ser observado através do Apêndice B, o qual foi baseado nos catálogos de composições do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que pode ser encontrado no site da Caixa Econômica Federal, e pelo Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), fornecido no Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e para o custo de mobilização foi utilizado a Tabela de Composições e Preços para Orçamentos (TCPO).

A escolha das duas primeiras bases de dados, se dá por essas referências de preços de composições e insumos foi baseada no fato de que essas são utilizadas nos processos licitatórios realizados no Brasil. No entanto, sabe-se que o custo não é o único fator avaliado no momento de definição dos processos executivos que serão empregados para uma edificação.

Outro fator considerado muito importante para determinadas obras é o tempo. O tempo de execução de uma edificação influencia diretamente no início das atividades planejadas, do objetivo de sua construção, podendo causar efeitos negativos econômicos e/ou sociais. Assim, com base na literatura e no orçamento realizado, foi feita uma estimativa do tempo de execução necessário para cada tipo de fundação. Essa análise pode ser avaliada de forma integral no Apêndice C e seus resultados no item 5.3.

O orçamento foi dividido em material, mão de obra e equipamento, constando o consumo horário por metro de execução para cada estaca proposta. Dessa forma foi possível estimar o tempo de realização de cada uma das fundações utilizadas, já que, cada estaca possui um método construtivo diferente.

Por fim, foi realizado um comparativo entre as alternativas propostas, em que avalia-se o custo, o volume de concreto e o tempo de execução, pois para uma boa análise todas as variáveis importantes devem ser levadas em consideração.

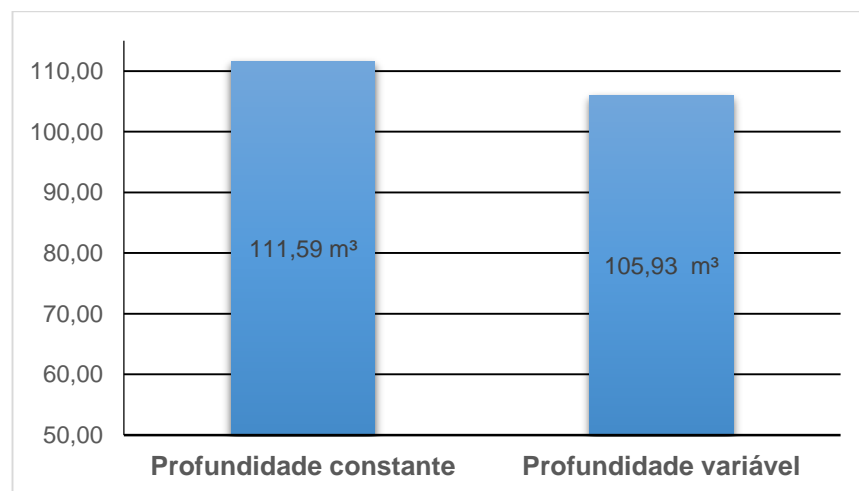
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 COMPARATIVO ENTRE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA COM PROFUNDIDADE CONSTANTE E VARIÁVEL

5.1.1 Comparativo entre o consumo de concreto entre a estaca hélice contínua com profundidade constante e variável

A Figura 15 mostra a diferença entre o consumo de concreto em cada uma das fundações. A primeira, originalmente proposta no projeto de fundações considera todas as estacas com 6 m de comprimento, atingindo um consumo de aproximadamente 112 m³. Já a segunda, considera a possibilidade de variação no comprimento das estacas entre blocos de coroamento, em que, de acordo com a carga aplicada, teve um consumo aproximado de 106 m³. A partir do diâmetro fixo (40 cm), pode-se notar uma diferença de 45 m no comprimento total de estacas utilizadas (888 m e 843 m, para a primeira e segunda proposta respectivamente).

Figura 15 - Consumo de concreto nas opções de estaca hélice contínua

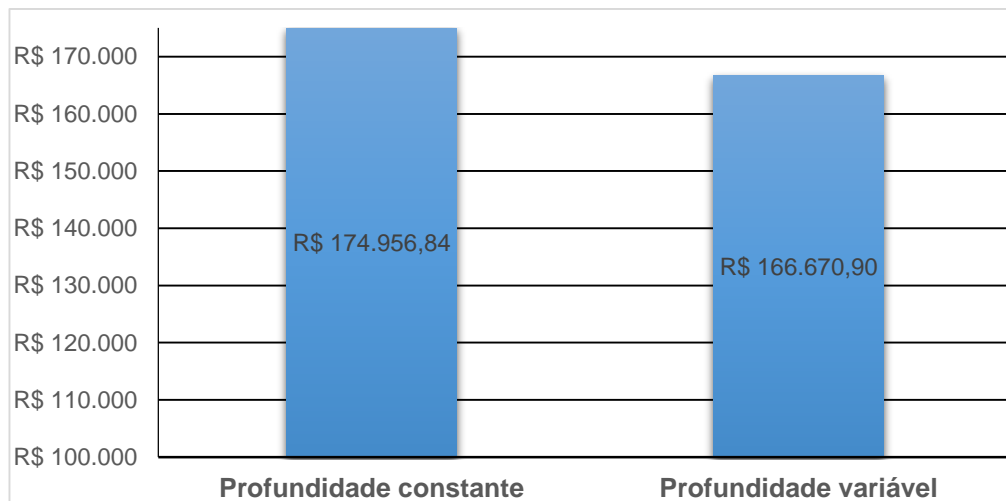


Fonte: AUTOR (2019)

5.1.2 Comparativo entre o custo da estaca hélice contínua com profundidade constante e variável

Nota-se que, observando a Figura 16, a diferença de comprimento linear resulta em uma variação de aproximadamente R\$8.300,00 no custo total das fundações. A alternativa empregada na edificação totalizou um custo aproximado de R\$174.960,00, enquanto a proposta que considera a possibilidade de variação dos comprimentos resultaria, aproximadamente, em um custo de R\$166.670,00.

Figura 16 - Custo das opções de estaca hélice contínua



Fonte: AUTOR (2019)

Portanto, é possível identificar que a melhor opção, do ponto de vista econômico, não é a que foi adotada para a edificação. A solução poderia ser otimizada de forma simples, variando o comprimento dos elementos o que resulta em uma redução de 4,74% no valor das estacas.

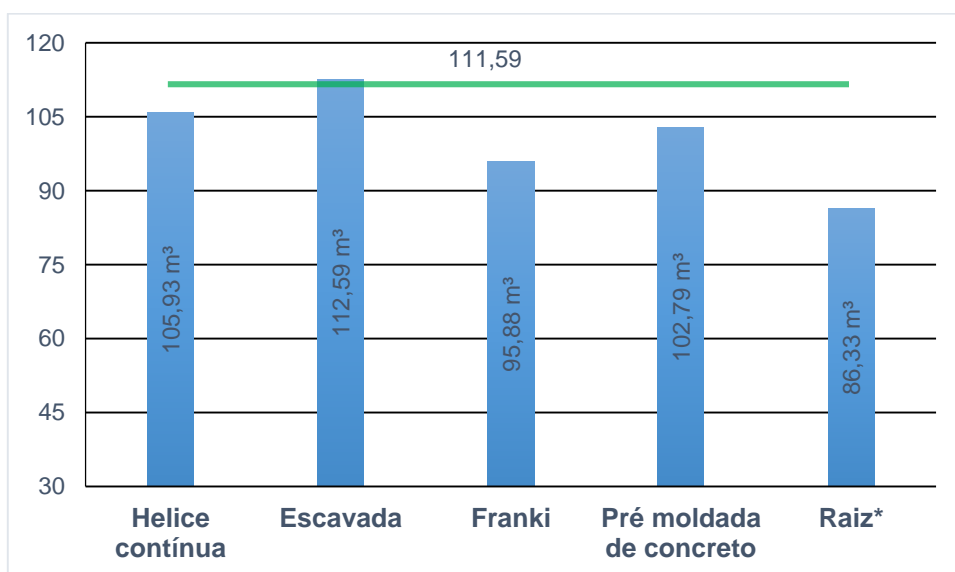
5.2 COMPARATIVO ENTRE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA E OUTROS TIPOS DE ESTACAS

A Figura 17 demonstra uma comparação do consumo de concreto para as diversas alternativas levantadas para a fundação do bloco P. A linha em verde, representa o consumo da infraestrutura indicada no projeto de fundações. Todos os diâmetros foram mantidos em 40 cm, fato que permite avaliar a diferença nos comprimentos lineares das peças.

A hélice contínua teve um consumo de concreto de 105,93 m³, e um comprimento total de 843 m. Já a estaca escavada mecanicamente teve um consumo de concreto de 112,59 m³, sendo a única que teve um consumo maior, quando comparada com a solução empregada, e apresentou uma profundidade total de escavação de 896 m.

Outra solução avaliada foi o emprego de estacas franki com fuste apilado, para a qual se teve um consumo de concreto de 95,88 m³, e um comprimento total de 763 m. Caso se optasse por uma estaca pré-moldada de concreto, o consumo seria de 102,79 m³, obtendo um comprimento total de 818 m desse tipo de estaca. Por fim, avaliando a possibilidade de emprego da estaca tipo raiz, essa consumiria 86,33 m³ de concreto, totalizando um comprimento de 687 m dessa estaca.

Figura 17 - Consumo de concreto nas opções de estaca



*Estaca raiz não utiliza concreto e sim uma argamassa de cimento e areia

Fonte: AUTOR (2019)

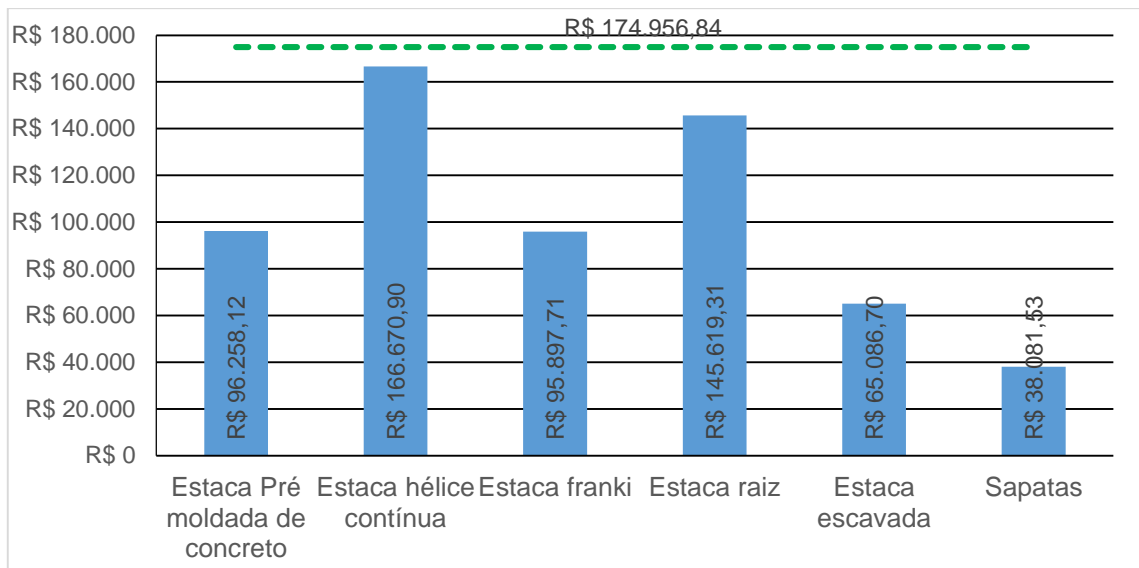
Analisando do ponto de vista geotécnico, todas essas cinco estacas podem ser utilizadas sem nenhum problema aparente, pois todas possuem uma capacidade de carga admissível adequada para suportar as solicitações impostas. No entanto, mesmo com essa análise simplista, é possível observar que a maioria das estacas não necessita da profundidade especificada no projeto de fundações utilizado.

5.3 COMPARATIVO ENTRE FUNDAÇÃO PROFUNDA E FUNDAÇÃO RASA

A Figura 18 apresenta uma comparação de custo entre a execução dos cinco tipos de fundações profundas propostas e da fundação rasa por sapata. A linha tracejada, verde, representa o custo da infraestrutura empregada na edificação. A estaca pré-moldada de concreto apresentou um valor de execução de R\$96.258,12. Já a estaca hélice contínua obteve o valor que mais se aproximou da solução adotada, com um custo de R\$166.670,90.

No caso da estaca tipo franki com fuste apilado, o custo calculado seria de R\$95.897,71. A estaca raiz, que possui o maior custo unitário entre todas as soluções propostas, teria um valor de R\$145.619,31. Para a solução com estaca escavada, a qual possui o menor valor unitário dentre as fundações profundas avaliadas, o custo obtido foi de R\$65.086,70. Por fim, a alternativa avaliada de substituição do sistema de fundação profunda por um sistema de fundação direta, apresentaria um valor de R\$38.081,58.

Figura 18 - Custo das opções de fundações analisadas



Fonte: AUTOR (2019)

No que tange os valores, existe uma variação muito significativa, e essa se dá pela tecnologia empregada no método construtivo. A estaca raiz, por exemplo, mesmo possuindo o maior valor unitário não é a que apresentou o maior valor global dentre os sistemas de fundação. Essa condição ocorre, pois, devido a sua grande resistência, seria necessário um comprimento menor de estacas, tornando-se uma solução mais atrativa economicamente do que a hélice contínua. Nota-se, no entanto, que a fundação por sapata tem um valor bem menor, fato que também se explica devido essa mesma apresentar o menor grau de controle tecnológico empregado na execução.

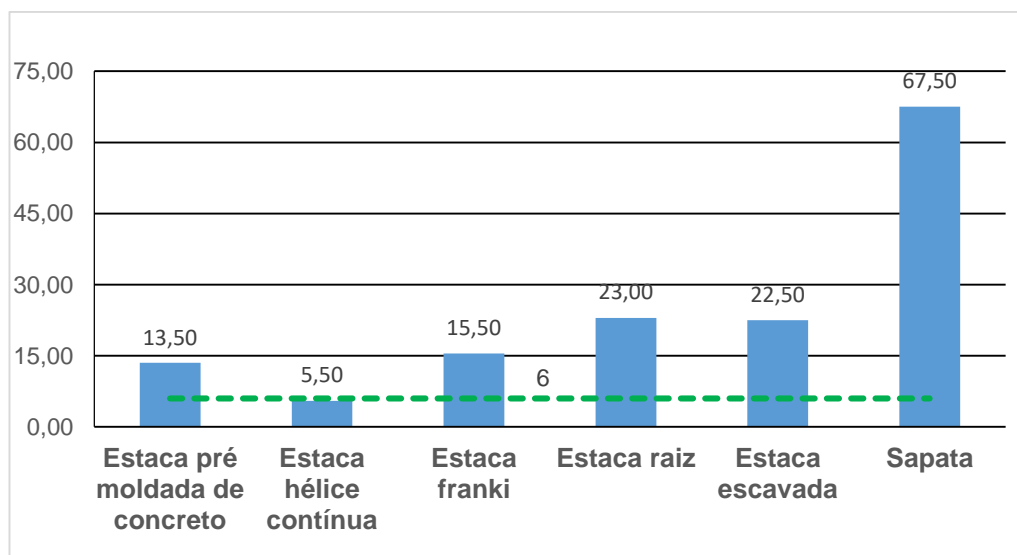
5.4 COMPARATIVO ENTRE O TEMPO DE EXECUÇÃO

Para a estimativa de tempo de execução da fundação superficial foram utilizados os coeficientes das composições da SINAPI. Já para as fundações profundas, foram utilizados os seguintes valores de produtividade recomendados na literatura:

- Estaca Pré Moldada de Concreto = 50 m/dia (MARANGON, 2009);
- Estaca Hélice Contínua = 150 m/dia (GEHLEN, 2016);
- Estaca Franki = 50 m/dia (JOPPERT, 2007);
- Estaca Raiz = 30 m/dia (MARANGON, 2009);
- Estaca Escavada Mecanicamente = 40 m/dia (FALCONI *et al.*, 2016).

A Figura 19 apresenta os tempos de execução para cada tipo de fundação proposta. A linha tracejada, verde, representa o tempo de execução da infraestrutura indicada no projeto estrutural que seria de seis dias. A estaca pré-moldada de concreto teria um tempo de execução de 13,5 dias, a estaca hélice contínua com variação no comprimento seria executada em apenas 5,5 dias. Já a estaca franki necessita de 15,5 dias para ser concluída, e a estaca raiz necessita de 23 dias para a sua execução. Para a estaca escavada é necessário de 22,5 dias para a sua conclusão, e para a fundação direta por sapata, apesar de ter o menor preço de execução, necessita disparadamente do maior tempo de execução 67,5 dias.

Figura 19 - Tempo de execução das opções de fundações analisadas



Fonte: AUTOR (2019)

Conforme a análise, a estaca hélice contínua se destaca como a que necessita de um menor tempo de execução, dado a sua alta produtividade. Em seguida, a alternativa pela estaca a percussão pré-moldada de concreto e a franki

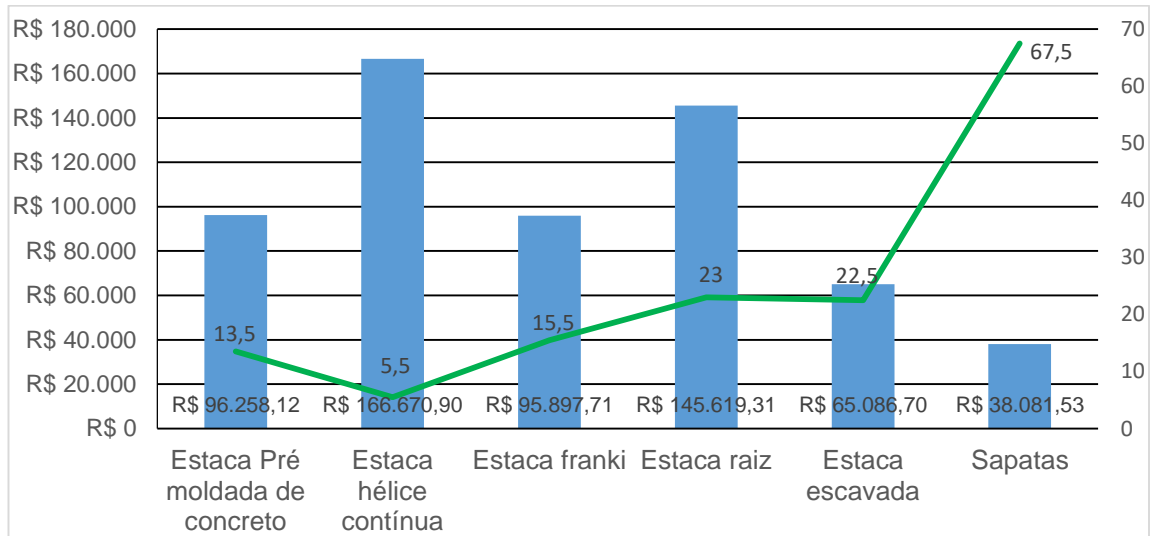
seriam as executadas mais rapidamente, seguidas, pelas estacas do tipo escavada e raiz, nessa ordem. Por fim, a alternativa que demandaria o maior tempo de execução, muito maior quando comparada com as demais, é a fundação direta por sapatas.

Para a escolha da melhor opção deve-se levar em consideração o método construtivo de cada alternativa. Por se tratar de um ambiente universitário, estacas à percussão como franki e pré-moldada de concreto não seriam opções muito indicadas, pois o ruído em excesso poderia atrapalhar o bom andamento das aulas e influenciar negativamente o desempenho dos alunos. As fundações que são executadas por meio de escavação seriam as mais apropriadas, como a hélice contínua, raiz e a escavada mecanicamente. A fundação rasa tem o menor custo entre as opções apresentadas, mas em contra partida também tem o maior tempo de execução o que poderia torna-la inviável.

5.5 COMPARATIVO TEMPO DE EXECUÇÃO X CUSTO

A Figura 20 apresenta uma comparação entre o tempo de execução para cada tipo de fundação proposta e o seu respectivo custo. Já a linha em verde, representa o tempo de execução da infraestrutura e as colunas em azul o seu custo. A estaca pré-moldada de concreto teria um tempo de execução de 13,5 dias e um custo de R\$96.258,12, a estaca hélice contínua com variação no comprimento seria executada em apenas 5,5 dias com um custo de R\$166.670,90, já a estaca franki necessita de 15,5 dias para ser concluída e tem um custo de R\$95.897,71. A estaca raiz necessita de 23 dias para a sua execução e possui um custo de R\$145.619,31. Para a estaca escavada mecanicamente precisa de 22,5 dias para a sua conclusão e custa R\$ 65.086,70, e para a fundação direta por sapata apesar de ter o menor preço de execução, que é de R\$ 38.081,53, necessita do maior tempo, que seria de 67,5 dias.

Figura 20 - Tempo de execução X custo das opções de fundações analisadas



Fonte: AUTOR (2019)

Conforme a análise, as opções se diferenciam bastante entre si, cabe destaque para as opções hélice contínua e raiz com seus altos valores referentes à execução, esse valor se justifica no tipo hélice, pois o seu tempo de execução é mínimo. O tipo raiz não necessita de uma demanda de tempo baixo, se estivéssemos tratando de uma obra com dificuldade de acesso, com espaços restritos ao maquinário a raiz seria uma ótima opção.

A estaca pré-moldada de concreto, franki e escavada mecanicamente possuem valores intermediários, se destacando a terceira por ser composta por um custo mais baixo que as demais, e tempo de execução similar, e também por ser a única dentre essas que não gera vibrações e grandes ruídos durante o seu processo de execução, o que pode afetar as edificações ao redor.

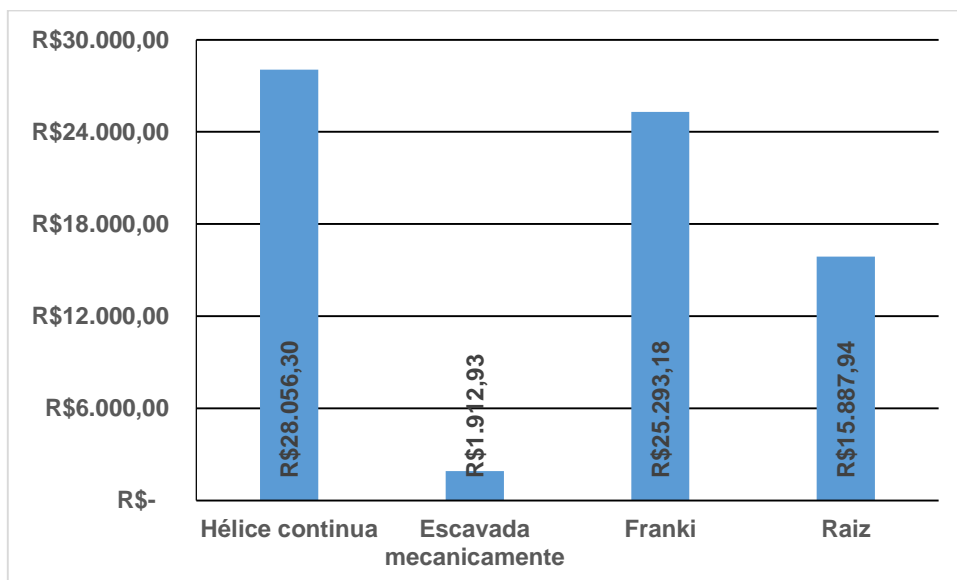
A opção de uma fundação superficial é diferente das demais, tanto quanto em relação ao seu custo e ao seu tempo estimado de execução. Possui um custo bem mais baixo e um tempo para sua confecção muito maior, com o aumento do número de operários trabalhando de forma simultânea na obra esse tempo pode ser reduzido. Porém, não muito, pois o método construtivo de sapatas isoladas não permite muitos serviços a serem realizados de forma simultânea.

5.6 CUSTO DE MOBILIZAÇÃO FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A Figura 21 demonstra o custo de cada fundação profunda que pode ser utilizada, a opção de estaca pré-moldada de concreto já possui seu custo de mobilização junto ao seu custo unitário.

A estaca hélice contínua possui um custo de mobilização de R\$ 28.056,30, já a estaca escavada mecanicamente necessita de R\$ 1.912,93. A estaca franki necessita de R\$ 25.293,18. Para a estaca raiz é necessário R\$ 15.887,94.

Figura 21 – Custo de mobilização fundação por estacas



Fonte: AUTOR (2019)

As opções possuem diferença considerável entre seus custos de mobilização, destacando-se a hélice contínua com seu alto custo, seguido por estaca raiz e franki e com um valor bem mais baixo a estaca escavada mecanicamente o que a torna uma ótima opção.

6 CONCLUSÃO

No desenvolvimento deste trabalho, foi realizada uma retroanálise, onde foram verificados os aspectos mais importantes para a escolha de uma fundação. Dentre eles, profundidade alcançada pelas estacas, custo de acordo com catálogos de preços que norteiam licitações e tempo de execução.

A realização de estudos preliminares detalhados, como esse, antes da concepção de projetos, acarretaria obras mais econômicas, porém uma cultura imediatista onde os projetos devem ser preparados com agilidade, principalmente quando se trata de uma obra pública, acaba não considerando a realização desse tipo de estudo. Logo essa mentalidade deve ser abandonada, buscando um planejamento que permita estudos de viabilidade e execução de obras com as melhores opções técnicas e econômicas.

A pesquisa concluiu que:

- A melhor opção de fundação levando em consideração o custo e tempo de execução seria a estaca escavada mecanicamente, pois a hélice contínua e a raiz possuem custos similares, mais altos que a proposta, porém ambas possuem um valor mais elevado referente a mobilização e teriam um custo bem maior com o transporte dos equipamentos e mão de obra especializada para a região. A escavada demanda de uma baixa tecnologia na sua confecção e é mais difundida no país, o que torna sua viabilidade nas obras mais corriqueira.
- A solução empregada para a edificação não foi a melhor para a relação entre as cargas provenientes da estrutura e a capacidade de suporte do solo do local onde o bloco se localiza. Mesmo sendo necessária uma grande velocidade na execução, poderia-se optar pela variação do comprimento das estacas hélice contínua e não padronizar todas conforme a mais solicitada do projeto. Ao tratar de obras públicas, o dinheiro gasto é da União e toda opção que acarrete diminuição nos custos, de modo que não afete a qualidade e funcionalidade do projeto, deve ser realizada. Para esse caso, poderia-se obter uma economia de

aproximadamente 5%.

- A fundação rasa por sapata é uma opção muito viável se a obra não possuir uma urgência quanto ao tempo de execução. Essa não necessita de mão de obra com elevado grau de especialização e é bem difundida por todo o país. Além disso, nota-se que o solo da área em análise possui uma alta resistência nas camadas superficiais, o que resulta em elementos de fundação de menor volume, representando um valor menos expressivo para a infraestrutura da edificação quando comparado com outros métodos. O seu baixo custo justificaria o acréscimo do prazo nessa fase inicial da obra.

7 REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas** . 2º ed. São Paulo: Blucher, 2012.

BRASIL. Tribunal de Contas da União. **Anais do VII Simpósio Nacional de Auditoria de Obras Públicas**. Brasília: TCU, Secretaria de Fiscalização de Obras e Patrimônio da União, 2002.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CREMON, P, H. **Estudo de caso: comparativo de produtividade entre SINAPI e empreiteira de pequeno porte, para execução de alvenaria de vedação em uma habitação residencial vertical**: 54 f. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014

FALCONI, F., et al. **Fundações**: teoria e prática. 3º ed. São Paulo: Pini, 2016.

FOLLE, D. **O estudo geoestatístico de sondagens SPT para geração de mapas auxiliares em obras de engenharia**: 245 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de minas, Metalúrgica e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

GEHLEN, D. D. **Dimensionamento e comparativo entre estacas franki, hélice contínua e Strauss**: Estudo de caso: 119 f. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2016.

GOLDMAN, P. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira**. 4^o ed. São Paulo: Pini, 2004.

GOMES, C. L. R. **Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: Metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento**: 167 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2003.

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

MACHADO, N. C. **Retroanálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação**: 188 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2017.

MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações**. 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF05-Funda%C3%A7%C3%B5es-Profundas-Estacas-Sem-Desloc.pdf>>. Acesso em: 11 de outubro de 2019.

PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**: 510 f. Dissertação (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2001.

ROCHA, G. B. L. **Avaliação dos custos da administração local de obras rodoviárias com o novo sistema de custos referenciais de obras do DNIT-SICRO**: 131 f. Monografia – Universidade de Brasília. Brasília, 2018.

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

APÊNDICE A - Dimensionamento das fundações profundas

Hélice contínua			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P1	2	5	1,256637061
P2	2	5	1,256637061
P3	2	5	1,256637061
P4	2	5	1,256637061
P5	2	5	1,256637061
P6	2	6	1,507964474
P7	2	5	1,256637061
P8	2	5	1,256637061
P9	2	6	1,507964474
P10	2	5	1,256637061
P11	2	5	1,256637061
P12	2	5	1,256637061
P13	2	5	1,256637061
P14	2	5	1,256637061
P15	1	5	0,628318531
P16	2	5	1,256637061
P17	2	6	1,507964474
P18	2	6	1,507964474
P19	2	6	1,507964474
P20	2	6	1,507964474
P21	2	6	1,507964474
P22	2	5	1,256637061
P23	2	5	1,256637061
P24	3	5	1,884955592
P25	2	5	1,256637061
P26	2	5	1,256637061
P27	2	5	1,256637061
P28	2	5	1,256637061
P29	1	6	0,753982237
P30	1	6	0,753982237
P31	2	5	1,256637061
P32	2	5	1,256637061
P33	2	5	1,256637061
P34	2	5	1,256637061
P35	2	5	1,256637061

P36	1	5	0,628318531
P37	2	4	1,005309649
Hélice contínua			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P38	2	5	1,256637061
P39	2	6	1,507964474
P40	1	6	0,753982237
P41	1	6	0,753982237
P42	1	6	0,753982237
P43	1	6	0,753982237
P44	1	6	0,753982237
P45	1	6	0,753982237
P46	1	6	0,753982237
P47	2	5	1,256637061
P48	2	5	1,256637061
P49	2	5	1,256637061
P50	2	5	1,256637061
P51	2	5	1,256637061
P52	2	4	1,005309649
P53	2	5	1,256637061
P54	2	6	1,507964474
P55	1	6	0,753982237
P56	1	6	0,753982237
P57	1	6	0,753982237
P58	1	6	0,753982237
P59	1	6	0,753982237
P60	1	5	0,628318531
P61	2	5	1,256637061
P62	2	6	1,507964474
P63	2	6	1,507964474
P64	2	6	1,507964474
P65	2	6	1,507964474
P66	2	5	1,256637061
P67	2	4	1,005309649
P68	2	5	1,256637061
P69	2	6	1,507964474
P70	2	5	1,256637061
P71	2	5	1,256637061
P72	2	5	1,256637061
P73	2	5	1,256637061
P74	1	6	0,753982237
P75	1	5	0,628318531

P76	2	5	1,256637061
P77	2	6	1,507964474
Hélice contínua			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P78	2	5	1,256637061
P79	2	5	1,256637061
P80	2	5	1,256637061
P81	2	6	1,507964474
P82	2	5	1,256637061
P83	2	5	1,256637061
P84	2	6	1,507964474
P85	2	5	1,256637061
P86	2	5	1,256637061
P87	2	5	1,256637061
P88	2	5	1,256637061
P89	2	5	1,256637061

Estaca escavada mecanicamente			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P1	2	5	1,256637061
P2	2	6	1,507964474
P3	2	6	1,507964474
P4	2	6	1,507964474
P5	2	6	1,507964474
P6	2	6	1,507964474
P7	2	5	1,256637061
P8	2	5	1,256637061
P9	2	6	1,507964474
P10	2	5	1,256637061
P11	2	5	1,256637061
P12	2	5	1,256637061
P13	2	5	1,256637061
P14	2	5	1,256637061
P15	1	5	0,628318531
P16	2	6	1,507964474
P17	2	6	1,507964474
P18	2	6	1,507964474
P19	2	6	1,507964474

P20	2	6	1,507964474
P21	2	6	1,507964474
Estaca escavada mecanicamente			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P22	2	5	1,256637061
P23	2	6	1,507964474
P24	3	6	2,261946711
P25	2	6	1,507964474
P26	2	5	1,256637061
P27	2	5	1,256637061
P28	2	5	1,256637061
P29	1	6	0,753982237
P30	1	6	0,753982237
P31	2	6	1,507964474
P32	2	6	1,507964474
P33	2	6	1,507964474
P34	2	6	1,507964474
P35	2	5	1,256637061
P36	1	5	0,628318531
P37	2	4	1,005309649
P38	2	5	1,256637061
P39	2	6	1,507964474
P40	1	6	0,753982237
P41	1	6	0,753982237
P42	1	6	0,753982237
P43	1	6	0,753982237
P44	1	6	0,753982237
P45	1	6	0,753982237
P46	1	6	0,753982237
P47	2	6	1,507964474
P48	2	6	1,507964474
P49	2	6	1,507964474
P50	2	6	1,507964474
P51	2	6	1,507964474
P52	2	5	1,256637061
P53	2	5	1,256637061
P54	2	6	1,507964474
P55	1	6	0,753982237
P56	1	6	0,753982237
P57	1	6	0,753982237
P58	1	6	0,753982237
P59	1	6	0,753982237

P60	1	5	0,628318531
P61	2	6	1,507964474
Estaca escavada mecanicamente			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P62	2	6	1,507964474
P63	2	6	1,507964474
P64	2	6	1,507964474
P65	2	6	1,507964474
P66	2	6	1,507964474
P67	2	5	1,256637061
P68	2	6	1,507964474
P69	2	6	1,507964474
P70	2	5	1,256637061
P71	2	5	1,256637061
P72	2	5	1,256637061
P73	2	5	1,256637061
P74	1	6	0,753982237
P75	1	5	0,628318531
P76	2	6	1,507964474
P77	2	6	1,507964474
P78	2	6	1,507964474
P79	2	6	1,507964474
P80	2	6	1,507964474
P81	2	6	1,507964474
P82	2	5	1,256637061
P83	2	5	1,256637061
P84	2	6	1,507964474
P85	2	5	1,256637061
P86	2	5	1,256637061
P87	2	5	1,256637061
P88	2	5	1,256637061
P89	2	5	1,256637061

Estaca franki			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P1	2	5	1,256637061
P2	2	5	1,256637061
P3	2	5	1,256637061

P4	2	5	1,256637061
P5	2	5	1,256637061
Estaca franki			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P6	2	5	1,256637061
P7	2	4	1,005309649
P8	2	4	1,005309649
P9	2	5	1,256637061
P10	2	5	1,256637061
P11	2	4	1,005309649
P12	2	5	1,256637061
P13	2	4	1,005309649
P14	2	4	1,005309649
P15	1	4	0,502654825
P16	2	5	1,256637061
P17	2	5	1,256637061
P18	2	5	1,256637061
P19	2	5	1,256637061
P20	2	5	1,256637061
P21	2	5	1,256637061
P22	2	4	1,005309649
P23	2	5	1,256637061
P24	3	5	1,884955592
P25	2	5	1,256637061
P26	2	5	1,256637061
P27	2	5	1,256637061
P28	2	4	1,005309649
P29	1	5	0,628318531
P30	1	5	0,628318531
P31	2	5	1,256637061
P32	2	5	1,256637061
P33	2	5	1,256637061
P34	2	5	1,256637061
P35	2	5	1,256637061
P36	1	4	0,502654825
P37	2	4	1,005309649
P38	2	4	1,005309649
P39	2	6	1,507964474
P40	1	5	0,628318531
P41	1	5	0,628318531
P42	1	5	0,628318531

P43	1	5	0,628318531
P44	1	5	0,628318531
Estaca franki			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P45	1	5	0,628318531
P46	1	5	0,628318531
P47	2	5	1,256637061
P48	2	5	1,256637061
P49	2	5	1,256637061
P50	2	5	1,256637061
P51	2	5	1,256637061
P52	2	4	1,005309649
P53	2	4	1,005309649
P54	2	5	1,256637061
P55	1	5	0,628318531
P56	1	5	0,628318531
P57	1	5	0,628318531
P58	1	5	0,628318531
P59	1	5	0,628318531
P60	1	5	0,628318531
P61	2	5	1,256637061
P62	2	5	1,256637061
P63	2	5	1,256637061
P64	2	5	1,256637061
P65	2	5	1,256637061
P66	2	5	1,256637061
P67	2	4	1,005309649
P68	2	5	1,256637061
P69	2	5	1,256637061
P70	2	5	1,256637061
P71	2	4	1,005309649
P72	2	4	1,005309649
P73	2	4	1,005309649
P74	1	5	0,628318531
P75	1	4	0,502654825
P76	2	5	1,256637061
P77	2	5	1,256637061
P78	2	5	1,256637061
P79	2	5	1,256637061
P80	2	5	1,256637061
P81	2	5	1,256637061
P82	2	4	1,005309649

P83	2	4	1,005309649
P84	2	5	1,256637061
Estaca franki			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P85	2	5	1,256637061
P86	2	5	1,256637061
P87	2	5	1,256637061
P88	2	5	1,256637061
P89	2	4	1,005309649

Estaca de concreto pré moldada			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P1	2	5	1,256637061
P2	2	5	1,256637061
P3	2	5	1,256637061
P4	2	5	1,256637061
P5	2	5	1,256637061
P6	2	5	1,256637061
P7	2	5	1,256637061
P8	2	5	1,256637061
P9	2	6	1,507964474
P10	2	5	1,256637061
P11	2	5	1,256637061
P12	2	5	1,256637061
P13	2	5	1,256637061
P14	2	5	1,256637061
P15	1	5	0,628318531
P16	2	5	1,256637061
P17	2	6	1,507964474
P18	2	5	1,256637061
P19	2	5	1,256637061
P20	2	5	1,256637061
P21	2	5	1,256637061
P22	2	5	1,256637061
P23	2	5	1,256637061
P24	3	5	1,884955592
P25	2	5	1,256637061
P26	2	5	1,256637061

P27	2	5	1,256637061
Estaca de concreto pré moldada			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P28	2	5	1,256637061
P29	1	6	0,753982237
P30	1	5	0,628318531
P31	2	5	1,256637061
P32	2	5	1,256637061
P33	2	5	1,256637061
P34	2	5	1,256637061
P35	2	5	1,256637061
P36	1	4	0,502654825
P37	2	4	1,005309649
P38	2	5	1,256637061
P39	2	6	1,507964474
P40	1	6	0,753982237
P41	1	6	0,753982237
P42	1	6	0,753982237
P43	1	6	0,753982237
P44	1	5	0,628318531
P45	1	5	0,628318531
P46	1	5	0,628318531
P47	2	5	1,256637061
P48	2	5	1,256637061
P49	2	5	1,256637061
P50	2	5	1,256637061
P51	2	5	1,256637061
P52	2	4	1,005309649
P53	2	5	1,256637061
P54	2	6	1,507964474
P55	1	6	0,753982237
P56	1	6	0,753982237
P57	1	6	0,753982237
P58	1	6	0,753982237
P59	1	5	0,628318531
P60	1	5	0,628318531
P61	2	5	1,256637061
P62	2	6	1,507964474
P63	2	5	1,256637061
P64	2	5	1,256637061
P65	2	5	1,256637061
P66	2	5	1,256637061

P67	2	4	1,005309649
Estaca de concreto pré moldada			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P68	2	5	1,256637061
P69	2	6	1,507964474
P70	2	5	1,256637061
P71	2	5	1,256637061
P72	2	5	1,256637061
P73	2	5	1,256637061
P74	1	6	0,753982237
P75	1	4	0,502654825
P76	2	5	1,256637061
P77	2	6	1,507964474
P78	2	5	1,256637061
P79	2	5	1,256637061
P80	2	5	1,256637061
P81	2	5	1,256637061
P82	2	5	1,256637061
P83	2	5	1,256637061
P84	2	6	1,507964474
P85	2	5	1,256637061
P86	2	5	1,256637061
P87	2	5	1,256637061
P88	2	5	1,256637061
P89	2	5	1,256637061

Estaca raiz			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P1	2	4	1,005309649
P2	2	4	1,005309649
P3	2	4	1,005309649
P4	2	4	1,005309649
P5	2	4	1,005309649
P6	2	5	1,256637061
P7	2	4	1,005309649
P8	2	4	1,005309649
P9	2	5	1,256637061
P10	2	4	1,005309649

P11	2	4	1,005309649
Estaca raiz			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P12	2	4	1,005309649
P13	2	4	1,005309649
P14	2	4	1,005309649
P15	1	4	0,502654825
P16	2	4	1,005309649
P17	2	5	1,256637061
P18	2	5	1,256637061
P19	2	5	1,256637061
P20	2	5	1,256637061
P21	2	5	1,256637061
P22	2	4	1,005309649
P23	2	4	1,005309649
P24	3	4	1,507964474
P25	2	4	1,005309649
P26	2	4	1,005309649
P27	2	4	1,005309649
P28	2	4	1,005309649
P29	1	5	0,628318531
P30	1	5	0,628318531
P31	2	4	1,005309649
P32	2	4	1,005309649
P33	2	4	1,005309649
P34	2	4	1,005309649
P35	2	4	1,005309649
P36	1	4	0,502654825
P37	2	3	0,753982237
P38	2	4	1,005309649
P39	2	5	1,256637061
P40	1	5	0,628318531
P41	1	5	0,628318531
P42	1	5	0,628318531
P43	1	5	0,628318531
P44	1	5	0,628318531
P45	1	5	0,628318531
P46	1	5	0,628318531
P47	2	4	1,005309649
P48	2	4	1,005309649
P49	2	4	1,005309649
P50	2	4	1,005309649

P51	2	4	1,005309649
Estaca raiz			
Número do pilar	Nº de estaca no bloco	Profundidade da estaca (m)	Volume de concreto (m³)
P52	2	4	1,005309649
P53	2	4	1,005309649
P54	2	5	1,256637061
P55	1	5	0,628318531
P56	1	5	0,628318531
P57	1	5	0,628318531
P58	1	5	0,628318531
P59	1	5	0,628318531
P60	1	4	0,502654825
P61	2	4	1,005309649
P62	2	5	1,256637061
P63	2	5	1,256637061
P64	2	5	1,256637061
P65	2	5	1,256637061
P66	2	4	1,005309649
P67	2	4	1,005309649
P68	2	4	1,005309649
P69	2	5	1,256637061
P70	2	4	1,005309649
P71	2	4	1,005309649
P72	2	4	1,005309649
P73	2	4	1,005309649
P74	1	5	0,628318531
P75	1	4	0,502654825
P76	2	4	1,005309649
P77	2	5	1,256637061
P78	2	4	1,005309649
P79	2	4	1,005309649
P80	2	4	1,005309649
P81	2	5	1,256637061
P82	2	4	1,005309649
P83	2	4	1,005309649
P84	2	5	1,256637061
P85	2	4	1,005309649
P86	2	4	1,005309649
P87	2	4	1,005309649
P88	2	4	1,005309649
P89	2	4	1,005309649

APÊNDICE B - Resumo do dimensionamento da fundação rasa

Pilar	F _{sd} (kN)	M _{gqkx} (kN.cm)	M _{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	Incl. talude	N _d (kN)	M _{dx} (kN.cm)	M _{dy} (kN.cm)	A _{sa,b} (cm ² /m)	Disposição		A _{sb,a} (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
1	209	1373	686	2	5	130	100	40	15	33,69	266,35	1922,11	961,06	2,21	φ10c/	33	1,67	φ10c/	33	5,46
2	254	1373	392	2	5	140	110	40	15	30,47	322,64	1922,11	549,18	2,62	φ10c/	30	2,00	φ10c/	33	6,78
3	254	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	322,64	1922,11	411,88	2,62	φ10c/	30	1,97	φ10c/	33	6,78
4	254	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	322,64	1922,11	411,88	2,62	φ10c/	30	1,97	φ10c/	33	6,78
5	251	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	319,89	1922,11	411,88	2,60	φ10c/	30	1,95	φ10c/	33	6,78
6	273	1373	686	2	5	145	115	40	15	29,05	347,35	1922,11	961,06	2,81	φ10c/	28	2,26	φ10c/	33	7,61
7	179	1569	883	2	5	120	90	38	15	35,29	227,91	2196,70	1235,64	2,11	φ10c/	33	1,53	φ10c/	33	4,55
8	193	1079	785	2	5	125	95	38	15	33,31	245,76	1510,23	1098,35	2,07	φ10c/	33	1,64	φ10c/	33	4,99
9	352	1079	490	2	5	160	130	40	15	25,46	447,58	1510,23	686,47	3,50	φ10c/	22	2,96	φ10c/	27	11,83
10	219	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	278,71	1372,94	411,88	2,16	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	5,46
11	216	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	274,59	1372,94	411,88	2,13	φ10c/	33	1,61	φ10c/	33	5,46
12	218	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	277,33	1372,94	411,88	2,15	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	5,46
13	215	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	273,21	1372,94	411,88	2,12	φ10c/	33	1,60	φ10c/	33	5,46
14	186	981	490	2	5	120	90	35	15	31,61	236,15	1372,94	686,47	2,14	φ10c/	33	1,61	φ10c/	33	4,55
15	115	1177	490	2	5	120	90	35	15	31,61	146,90	1647,53	686,47	1,56	φ10c/	33	1,06	φ10c/	33	4,55
16	265	1177	1177	2	5	140	110	40	15	30,47	337,74	1647,53	1647,53	2,66	φ10c/	29	2,29	φ10c/	33	6,90

Pilar	F _{sd} (kN)	M _{gqkx} (kN.cm)	M _{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	Incl. talude	N _d (kN)	M _{dx} (kN.cm)	M _{dy} (kN.cm)	A _{sa,b} (cm ² /m)	Disposição		A _{sb,a} (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
17	307	1177	785	2	5	150	120	40	15	27,76	391,29	1647,53	1098,35	3,08	φ10c/	26	2,59	φ10c/	30	8,93
18	284	1275	294	2	5	145	115	40	15	29,05	361,08	1784,82	411,88	2,88	φ10c/	27	2,24	φ10c/	33	7,76
19	286	1275	294	2	5	145	115	40	15	29,05	363,83	1784,82	411,88	2,90	φ10c/	29	2,26	φ10c/	33	7,47
20	287	1275	294	2	5	145	115	40	15	29,05	365,20	1784,82	411,88	2,91	φ10c/	27	2,27	φ10c/	33	7,76
21	290	1471	490	2	5	145	115	40	15	29,05	369,32	2059,41	686,47	2,99	φ10c/	27	2,34	φ10c/	33	7,76
22	164	1471	294	2	5	115	85	35	15	33,69	208,69	2059,41	411,88	2,11	φ10c/	33	1,33	φ10c/	33	4,12
23	252	1177	981	2	5	140	110	40	15	30,47	321,27	1647,53	1372,94	2,55	φ10c/	30	2,14	φ10c/	33	6,78
24	428	1177	490	2	5	175	145	45	15	26,57	545,06	1647,53	686,47	3,78	φ10c/	21	3,25	φ10c/	24	15,61
25	258	981	490	2	5	140	110	40	15	30,47	328,13	1372,94	686,47	2,54	φ10c/	30	2,05	φ10c/	33	6,78
26	220	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	280,08	1372,94	411,88	2,17	φ10c/	33	1,64	φ10c/	33	5,46
27	223	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	284,20	1372,94	411,88	2,20	φ10c/	33	1,67	φ10c/	33	5,46
28	220	883	294	2	5	130	100	40	15	33,69	280,08	1235,64	411,88	2,14	φ10c/	33	1,64	φ10c/	33	5,46
29	198	785	588	2	5	125	95	38	15	33,31	252,62	1098,35	823,76	2,02	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	4,99
30	168	1079	294	2	5	120	90	35	15	31,61	214,18	1510,23	411,88	2,02	φ10c/	33	1,41	φ10c/	33	4,55
31	246	1079	588	2	5	135	105	40	15	32,01	313,03	1510,23	823,76	2,44	φ10c/	30	1,95	φ10c/	33	6,25
32	241	981	392	2	5	135	105	40	15	32,01	306,17	1372,94	549,18	2,37	φ10c/	33	1,86	φ10c/	33	5,95
33	239	981	294	2	5	135	105	40	15	32,01	304,79	1372,94	411,88	2,36	φ10c/	33	1,82	φ10c/	33	5,95
34	239	981	294	2	5	135	105	40	15	32,01	304,79	1372,94	411,88	2,36	φ10c/	33	1,82	φ10c/	33	5,95

Pilar	F _{sd} (kN)	M _{gqkx} (kN.cm)	M _{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	Incl. talude	N _d (kN)	M _{dx} (kN.cm)	M _{dy} (kN.cm)	A _{sa,b} (cm ² /m)	Disposição		A _{sb,a} (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
35	234	883	490	2	5	135	105	40	15	32,01	297,93	1235,64	686,47	2,28	φ10c/	33	1,84	φ10c/	33	5,95
36	101	883	392	2	5	100	80	30	15	33,69	129,06	1235,64	549,18	1,31	φ10c/	33	1,16	φ10c/	33	3,38
37	129	883	294	2	5	110	80	35	15	36,03	164,75	1235,64	411,88	1,54	φ10c/	33	1,04	φ10c/	33	3,72
38	200	981	196	2	5	125	95	38	15	33,31	253,99	1372,94	274,59	2,09	φ10c/	33	1,52	φ10c/	33	4,99
39	352	1569	196	2	5	160	130	40	15	25,46	447,58	2196,70	274,59	3,64	φ10c/	22	2,89	φ10c/	27	11,83
40	193	883	490	2	5	125	95	38	15	33,31	245,76	1235,64	686,47	2,00	φ10c/	33	1,56	φ10c/	33	4,99
41	192	686	294	2	5	125	95	38	15	33,31	244,38	961,06	411,88	1,92	φ10c/	33	1,49	φ10c/	33	4,99
42	190	686	294	2	5	120	90	35	15	31,61	241,64	961,06	411,88	2,06	φ10c/	33	1,58	φ10c/	33	4,55
43	194	588	294	2	5	125	95	38	15	33,31	247,13	823,76	411,88	1,91	φ10c/	33	1,51	φ10c/	33	4,99
44	161	588	588	2	5	120	90	35	15	31,61	204,57	823,76	823,76	1,75	φ10c/	33	1,45	φ10c/	33	4,55
45	162	2157	392	2	5	120	90	35	15	31,61	205,94	3020,46	549,18	2,38	φ10c/	33	1,39	φ10c/	33	4,55
46	167	883	196	2	5	120	90	35	15	31,61	212,81	1235,64	274,59	1,93	φ10c/	33	1,37	φ10c/	33	4,55
47	242	981	686	2	5	135	105	40	15	32,01	307,54	1372,94	961,06	2,38	φ10c/	33	1,94	φ10c/	33	5,95
48	241	981	392	2	5	135	105	40	15	32,01	306,17	1372,94	549,18	2,37	φ10c/	33	1,86	φ10c/	33	5,95
49	239	981	294	2	5	135	105	40	15	32,01	304,79	1372,94	411,88	2,36	φ10c/	33	1,82	φ10c/	33	5,95
50	236	981	294	2	5	135	105	40	15	32,01	300,67	1372,94	411,88	2,33	φ10c/	33	1,80	φ10c/	33	5,95
51	262	883	686	2	5	140	110	40	15	30,47	333,62	1235,64	961,06	2,55	φ10c/	30	2,14	φ10c/	33	6,78
52	155	883	981	2	5	115	85	35	15	33,69	197,70	1235,64	1372,94	1,80	φ10c/	33	1,50	φ10c/	33	4,12

Pilar	F _{sd} (kN)	M _{gqkx} (kN.cm)	M _{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	Incl. talude	N _d (kN)	M _{dx} (kN.cm)	M _{dy} (kN.cm)	A _{sa,b} (cm ² /m)	Disposição		A _{sb,a} (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
53	195	1177	196	2	5	125	95	38	15	33,31	248,50	1647,53	274,59	2,13	φ10c/	33	1,49	φ10c/	33	4,99
54	330	1667	196	2	5	155	125	40	15	26,57	420,12	2333,99	274,59	3,45	φ10c/	23	2,67	φ10c/	30	10,27
55	187	981	490	2	5	120	90	35	15	31,61	237,52	1372,94	686,47	2,15	φ10c/	33	1,62	φ10c/	33	4,55
56	192	686	392	2	5	125	95	38	15	33,31	244,38	961,06	549,18	1,92	φ10c/	33	1,52	φ10c/	33	4,99
57	190	686	294	2	5	125	95	38	15	33,31	241,64	961,06	411,88	1,91	φ10c/	33	1,48	φ10c/	33	4,99
58	194	588	294	2	5	125	95	38	15	33,31	247,13	823,76	411,88	1,91	φ10c/	33	1,51	φ10c/	33	4,99
59	161	588	588	2	5	115	85	35	15	33,69	204,57	823,76	823,76	1,73	φ10c/	33	1,41	φ10c/	33	4,12
60	134	2550	392	2	5	115	90	35	15	33,69	170,24	3569,64	549,18	2,15	φ10c/	33	1,23	φ10c/	33	4,36
61	228	1961	98	2	5	135	105	40	15	32,01	289,69	2745,88	137,29	2,56	φ10c/	30	1,69	φ10c/	33	6,25
62	293	2059	686	2	5	150	120	40	15	27,76	373,44	2883,17	961,06	3,22	φ10c/	24	2,46	φ10c/	30	9,32
63	285	1373	392	2	5	145	115	40	15	29,05	362,46	1922,11	549,18	2,92	φ10c/	27	2,27	φ10c/	33	7,76
64	280	1373	294	2	5	145	115	40	15	29,05	356,96	1922,11	411,88	2,88	φ10c/	27	2,22	φ10c/	33	7,76
65	285	1373	490	2	5	145	115	40	15	29,05	362,46	1922,11	686,47	2,92	φ10c/	27	2,30	φ10c/	33	7,76
66	266	1373	588	2	5	140	110	40	15	30,47	339,12	1922,11	823,76	2,73	φ10c/	29	2,14	φ10c/	33	6,90
67	150	1373	392	2	5	115	90	35	15	33,69	190,84	1922,11	549,18	1,84	φ10c/	33	1,36	φ10c/	33	4,36
68	230	1177	196	2	5	135	105	40	15	32,01	292,44	1647,53	274,59	2,34	φ10c/	33	1,73	φ10c/	33	5,95
69	354	1275	490	2	5	160	130	40	15	25,46	450,32	1784,82	686,47	3,58	φ10c/	22	2,97	φ10c/	26	12,04
70	223	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	284,20	1372,94	411,88	2,20	φ10c/	33	1,67	φ10c/	33	5,46

Pilar	F _{sd} (kN)	M _{gqkx} (kN.cm)	M _{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	Incl. talude	N _d (kN)	M _{dx} (kN.cm)	M _{dy} (kN.cm)	A _{sa,b} (cm ² /m)	Disposição		A _{sb,a} (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
71	218	883	294	2	5	130	100	40	15	33,69	277,33	1235,64	411,88	2,12	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	5,46
72	220	883	294	2	5	130	100	40	15	33,69	280,08	1235,64	411,88	2,14	φ10c/	33	1,64	φ10c/	33	5,46
73	217	883	294	2	5	130	100	40	15	33,69	275,96	1235,64	411,88	2,11	φ10c/	33	1,62	φ10c/	33	5,46
74	196	785	588	2	5	125	95	38	15	33,31	249,87	1098,35	823,76	2,00	φ10c/	33	1,61	φ10c/	33	4,99
75	102	294	392	2	5	115	80	35	15	33,69	130,43	411,88	549,18	1,13	φ10c/	33	0,83	φ10c/	33	3,88
76	241	1863	686	2	5	135	105	40	15	32,01	306,17	2608,58	961,06	2,64	φ10c/	30	1,94	φ10c/	33	6,25
77	288	2059	490	2	5	145	115	40	15	29,05	366,57	2883,17	686,47	3,15	φ10c/	25	2,32	φ10c/	33	8,10
78	263	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	335,00	1922,11	411,88	2,71	φ10c/	29	2,04	φ10c/	33	6,90
79	263	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	335,00	1922,11	411,88	2,71	φ10c/	29	2,04	φ10c/	33	6,90
80	260	1373	294	2	5	140	110	40	15	30,47	330,88	1922,11	411,88	2,68	φ10c/	29	2,02	φ10c/	33	6,90
81	282	1471	686	2	5	145	115	40	15	29,05	358,34	2059,41	961,06	2,92	φ10c/	27	2,33	φ10c/	33	7,76
82	181	1569	883	2	5	120	90	35	15	31,61	230,65	2196,70	1235,64	2,33	φ10c/	33	1,71	φ10c/	33	4,55
83	187	1177	490	2	5	120	90	35	15	31,61	237,52	1647,53	686,47	2,23	φ10c/	33	1,62	φ10c/	33	4,55
84	352	1275	294	2	5	160	130	40	15	25,46	447,58	1784,82	411,88	3,56	φ10c/	22	2,91	φ10c/	27	11,83
85	224	1079	294	2	5	130	100	40	15	33,69	285,57	1510,23	411,88	2,24	φ10c/	33	1,67	φ10c/	33	5,46
86	219	1079	294	2	5	130	100	40	15	33,69	278,71	1510,23	411,88	2,19	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	5,46
87	221	981	196	2	5	130	100	40	15	33,69	281,45	1372,94	274,59	2,18	φ10c/	33	1,62	φ10c/	33	5,46
88	218	981	294	2	5	130	100	40	15	33,69	277,33	1372,94	411,88	2,15	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	5,46

Pilar	F_{sd} (kN)	M_{gqkx} (kN.cm)	M_{gqky} (kN.cm)	Cota de apoio (m)	Lastro (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	h_0 (cm)	Incl. talude	N_d (kN)	M_{dx} (kN.cm)	M_{dy} (kN.cm)	$A_{sa,b}$ (cm ² /m)	Disposição		$A_{sb,a}$ (cm ² /m)	Disposição		Peso +10%
89	188	883	490	2	5	120	90	35	15	31,61	238,89	1235,64	686,47	2,12	φ10c/	33	1,63	φ10c/	33	4,55

APÊNDICE C – Orçamento sintético

ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA								
Item	Especificações	Qtd	Ud	Mat	M.O	Equip	Unitário Adotado	Custo Final
1	Hélice continua com profundidade constante							
1.1	ESTACA HELICE CONTINUA D = 40 cm.	888,00	m	37,31	13,20	133,62	Sicro 2306074 - Adaptado	163.509,34
1.2	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	870,24	Kg	5,50	3,13	0,00	Sicro 95576 - Adaptado	7.506,06
1.3	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	322,21	Kg	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	3.941,45
Custo Final								R\$ 174.956,84
2	Pré moldada de concreto							
2.1	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ATÉ 5M.	662,00	m	92,16	14,96	13,72	Sinapi 89198 - Adaptado	79.999,56
2.2	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ACIMA DE 5M ATÉ 12M.	156,00	m	89,74	8,23	6,25	Sinapi 89201 - Adaptado	16.258,56
2.3	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	870,24	Kg	5,50	3,13	0,00	Sinapi 95576 - Adaptado	7.506,06
2.4	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	322,21	Kg	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	3.941,45
Custo Final								R\$ 96.258,12

3	Hélice continua							
3.1	ESTACA HELICE CONTINUA D = 40 cm.	843,00	m	37,31	13,20	133,62	Sicro 2306074 - Adaptado	155.223,39
3.2	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	870,24	Kg	5,50	3,13	0,00	Sicro 95576 - Adaptado	7.506,06
3.3	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	322,21	Kg	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	3.941,45
Custo Final								R\$ 166.670,90
4	Franki							
4.1	ESTACA FRANKI COM FUSTE APILOADO D = 40 cm.	763,00	m	37,31	11,77	76,58	Sicro 2306080- Adaptado	95.876,85
4.2	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	1,00	Kg	5,50	3,13	0,00	Sinapi 95576 - Adaptado	8,63
4.3	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	1,00	Kg	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	12,23
Custo Final								R\$ 95.897,71
5	Raiz							
5.1	ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 40 CM, COMPRIMENTO DE ATÉ 10 M.	687,00	m	89,60	105,70	41,67	Sinapi 96162 - Adaptado	134.171,81
5.2	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	870,24	Kg	5,50	3,13	0,00	Sinapi 95576 - Adaptado	7.506,06
5.3	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	322,21	Kg	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	3.941,45
Custo Final								R\$ 145.619,3

6	Estaca escavada							
6.1	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40 CM DE DIÂMETRO, ATÉ 9 M DE COMPRIMENTO.	896,00	m	38,62	11,56	9,68	Sinapi 90883 - Adaptado	53.639,19
6.2	ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM	870,24	m ²	5,50	3,13	0,00	Sinapi 95576 - Adaptado	7.506,06
6.3	ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM.	322,21	m ²	4,89	7,34	0,00	Sinapi 95583	3.941,45
Custo Final								R\$ 65.086,70
7	Sapatas							
7.1	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA SAPATA, COM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA.	245,97	m ³	0,00	14,20	16,71	Sinapi 96521	7.603,38
7.2	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM.	122,99	m ²	9,49	11,70	0,19	Sinapi 96619	2.629,94
7.3	ARMAÇÃO DE SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM.	552,46	kg	5,57	2,77	0,00	Sinapi 96546	4.609,14
7.4	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM.	75,96	m ²	43,30	100,51	0,40	Sinapi 96532	10.954,78
7.5	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	32,34	m ³	322,08	23,72	0,21	Sinapi 96558	11.189,65
7.6	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M ³ / POTÊNCIA: 111 HP).	213,63	m ³	0,00	5,12	6,11	Sinapi 93368	1.094,65
Custo Final								R\$ 38.081,53

Fundações - Composições principais
DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	89198 - Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	jul/19
Descrição	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, CAPACIDADE DE 25 TONELADAS, COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ATÉ 5M, BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE SOBRE ROLOS (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_03/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	38538	ESTACA PRE-MOLDADA MACICA DE CONCRETO VIBRADO ARMADO, PARA CARGA DE 25 T, COM ANEL METALICO INCORPORADO A PECA (SOMENTE FORNECIMENTO)	M	1,1520000	R\$ 80,00	R\$ 92,16
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,4020000	R\$ 17,20	R\$ 6,91
COMPOSICAO	89218	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF 11/2014	CHI	0,0840000	R\$ 58,87	R\$ 4,95
COMPOSICAO	89843	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF 11/2014	CHP	0,1170000	R\$ 143,81	R\$ 16,83
					Total mão de obra	R\$ 14,96
					Total material	R\$ 92,16
					Total equipamento	R\$ 13,72
					Total da Composição	R\$ 120,85

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	89201 - Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	jul/19
Descrição	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, CAPACIDADE DE 25 TONELADAS, COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ACIMA DE 5M ATÉ 12M, BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE SOBRE ROLOS (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_03/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	10997	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	0,0270000	R\$ 22,91	R\$ 0,62
INSUMO	38538	ESTACA PRÉ-MOLDADA MACICA DE CONCRETO VIBRADO ARMADO, PARA CARGA DE 25 T, SECAO QUADRADA DE *16 X 16*, COM ANEL METALICO INCORPORADO A PECA (SOMENTE FORNECIMENTO)	M	1,1140000	R\$ 80,00	R\$ 89,12
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1020000	R\$ 17,20	R\$ 1,75
COMPOSICAO	88317	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1020000	R\$ 23,45	R\$ 2,39
COMPOSICAO	89218	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF 11/2014	CHI	0,0510000	R\$ 58,87	R\$ 3,00
COMPOSICAO	89843	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF 11/2014	CHP	0,0510000	R\$ 143,81	R\$ 7,33
					Total mão de obra	R\$ 8,23
					Total material	R\$ 89,74
					Total equipamento	R\$ 6,25
					Total da Composição	R\$ 104,22

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sicro:	2306074 - Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	abr/19	
Descrição	Estaca hélice contínua D= 40cm - confecção						
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coeficiente	Custo Unitário (R\$)	Total	
INSUMO	34491	CONCRETO AUTOADENSAVEL (CAA) CLASSE DE RESISTENCIA C30, ESPALHAMENTO INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 15823)	M3	0,1382301	R\$ 269,91	R\$ 37,31	
EQUIPAMENTO	E9516	PERFURATRIZ HIDRAULICA SOBRE ESTEIRAS - 300 KW	H	0,1964637	R\$ 707,92	R\$ 139,08	
MÃO DE OBRA	P9824	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,392927	R\$ 19,70	R\$ 7,74	
					Total mão de obra	7,17%	R\$ 13,20
					Total material	20,26%	R\$ 37,31
					Total equipamento	72,57%	R\$ 133,62
					Total da Composição	R\$ 184,13	

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sicro:	2306080- Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	abr/19	
Descrição	Estaca Franki com fuste apiloado D = 40 cm - confecção						
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coeficiente	Custo Unitário (R\$)	Total	
MATERIAL	34491	CONCRETO AUTOADENSAVEL (CAA) CLASSE DE RESISTENCIA C30, ESPALHAMENTO INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 15823)	M3	0,1382301	R\$ 269,91	R\$ 37,31	
EQUIPAMENTO	E9714	BATE - ESTACA COM MARTELO HIDRÁULICO - 450 KW	H	0,1751313	R\$ 465,06	R\$ 81,45	
MÃO DE OBRA	P9824	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,350263	R\$ 19,70	R\$ 6,90	
					Total mão de obra	9,36%	R\$ 11,77
					Total material	29,69%	R\$ 37,31
					Total equipamento	60,94%	R\$ 76,58
					Total da Composição	R\$ 125,66	

DADOS DA COMPOSIÇÃO						
Código Sicro:	96162 - Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	jul/19
Descrição	ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 40 CM, COMPRIMENTO DE ATÉ 10 M, SEM PRESENÇA DE ROCHA. AF_05/2017					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	9875	TUBO PVC, SOLDAVEL, DN 50 MM, PARA AGUA FRIA (NBR-5648)	M	0,0083000	R\$ 9,77	R\$ 0,08
INSUMO	14583	TARIFA "A" ENTRE 0 E 20M3 FORNECIMENTO D'AGUA	M3	0,2630000	R\$ 14,94	R\$ 3,93
INSUMO	41999	TUBO DE REVESTIMENTO, EM ACO, CORPO SCHEDULE 40, PONTEIRA SCHEDULE 80, ROSQUEAVEL E SEGMENTADO PARA PERFURACAO, DIAMETRO 14'' (400 MM) (COLETADO CAIXA)	M	0,0002000	R\$2.150,0	R\$ 0,43
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,0920000	R\$ 17,20	R\$ 18,78
COMPOSICAO	90643	BOMBA TRIPLEX, PARA INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO, VAZÃO MÁXIMA DE 100 LITROS/MINUTO, PRESSÃO MÁXIMA DE 70 BAR - CHP DIURNO. AF 06/2015	CHP	0,0310000	R\$ 14,39	R\$ 0,45
COMPOSICAO	90644	BOMBA TRIPLEX, PARA INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO, VAZÃO MÁXIMA DE 100 LITROS/MINUTO, PRESSÃO MÁXIMA DE 70 BAR - CHI DIURNO. AF 06/2015	CHI	0,3330000	R\$ 5,04	R\$ 1,68
COMPOSICAO	90650	BOMBA CENTRÍFUGA MONOESTÁGIO COM MOTOR ELÉTRICO MONOFÁSICO, POTÊNCIA 15 HP, DIÂMETRO DO ROTOR 173 MM, HM/Q = 30 MCA / 90 M3/H A 45 MCA / 55 M3/H - CHP DIURNO. AF 06/2015	CHP	0,1050000	R\$ 8,53	R\$ 0,90
COMPOSICAO	90651	BOMBA CENTRÍFUGA MONOESTÁGIO COM MOTOR ELÉTRICO MONOFÁSICO, POTÊNCIA 15 HP, DIÂMETRO DO ROTOR 173 MM, HM/Q = 30 MCA / 90 M3/H A 45 MCA / 55 M3/H - CHI DIURNO. AF 06/2015	CHI	0,2590000	R\$ 0,54	R\$ 0,14
COMPOSICAO	95563	ARGAMASSA TRAÇO 1:1,65 (CIMENTO E AREIA MÉDIA), FCK 20 MPA, PREPARO MECÂNICO COM MISTURADOR DUPLO HORIZONTAL DE ALTA TURBULÊNCIA. AF 11/2016	M3	0,2380000	R\$ 519,37	R\$ 123,61

Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	95967	SERVIÇOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS PARA ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	H	0,3640000	R\$ 122,78	R\$ 44,69
COMPOSICAO	96302	PERFURATRIZ ROTATIVA SOBRE ESTEIRA, TORQUE MAXIMO 2500 KGM, POTENCIA 110 HP, MOTOR DIESEL - CHI DIURNO. AF 05/2017	CHI	0,1780000	R\$ 67,62	R\$ 12,04
COMPOSICAO	96303	PERFURATRIZ ROTATIVA SOBRE ESTEIRA, TORQUE MAXIMO 2500 KGM, POTENCIA 110 HP, MOTOR DIESEL- CHP DIURNO. AF 05/2017	CHP	0,1860000	R\$ 162,28	R\$ 30,18
COMPOSICAO	96308	COMPRESSOR DE AR, VAZAO DE 10 PCM, RESERVATORIO 100 L, PRESSAO DE TRABALHO ENTRE 6,9 E 9,7 BAR POTENCIA 2 HP, TENSÃO 110/220 V - CHI DIURNO. AF 05/2017	CHI	0,3450000	R\$ 0,14	R\$ 0,05
COMPOSICAO	96309	COMPRESSOR DE AR, VAZAO DE 10 PCM, RESERVATORIO 100 L, PRESSAO DE TRABALHO ENTRE 6,9 E 9,7 BAR, POTENCIA 2 HP, TENSÃO 110/220 V - CHP DIURNO. AF 05/2017	CHP	0,0180000	R\$ 1,25	R\$ 0,02
					Total mão de obra	R\$ 105,70
					Total material	R\$ 89,60
					Total equipamento	R\$ 41,67
					Total da Composição	R\$ 236,97

DADOS DA COMPOSIÇÃO						
Código Sinapi:	90883 - Adaptado		Unidade de Medida:	M	Data Preço:	jul/19
Descrição	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40 CM DE DIÂMETRO, ATÉ 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	34491	CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CAA) CLASSE DE RESISTENCIA C30, ESPALHAMENTO INCLUI SERVIÇO DE BOMBAMENTO (NBR 15823)	M3	0,1431000	R\$ 269,91	R\$ 38,62
COMPOSICAO	74010/1	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHÃO BASCULANTE 6,0M3/16T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS 128 HP, CAPACIDADE DA CAÇAMBA 1,7 A 2,8 M3, PESO OPERACIONAL 11632 KG	M3	0,1571000	R\$ 1,60	R\$ 0,25
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1443000	R\$ 17,20	R\$ 2,48
COMPOSICAO	90680	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHP DIURNO. AF 06/2015	CHP	0,0345000	R\$ 232,50	R\$ 8,02
COMPOSICAO	90681	PERFURATRIZ HIDRÁULICA SOBRE CAMINHÃO COM TRADO CURTO ACOPLADO, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 20 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 1500 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 137 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 30 KNM - CHI DIURNO. AF 06/2015	CHI	0,0279000	R\$ 98,41	R\$ 2,75
COMPOSICAO	95967	SERVIÇOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS PARA ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	H	0,0624000	R\$ 122,78	R\$ 7,66
COMPOSICAO	97913	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M3, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM) . AF 01/2018	M3XKM	0,0471000	R\$ 1,61	R\$ 0,08
					Total mão de obra	R\$ 11,56
					Total material	R\$ 38,62
					Total equipamento	R\$ 9,68
					Total da Composição	R\$ 59,86

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	95576 - Adaptado		Unidade de Medida:	KG	Data Preço:	jul/19
Descrição	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL/TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM. AF_11/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,0200000	R\$ 12,10	R\$ 0,24
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0100000	R\$ 17,04	R\$ 0,17
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0870000	R\$ 22,16	R\$ 1,93
COMPOSICAO	92792	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1,0000000	R\$ 6,28	R\$ 6,28
					Total mão de obra	R\$ 3,13
					Total material	R\$ 5,50
					Total equipamento	R\$ 0,00
					Total da Composição	R\$ 8,63

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	95583		Unidade de Medida:	KG	Data Preço:	jul/19
Descrição	MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 5,0 MM. AF_11/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,0200000	R\$ 12,10	R\$ 0,24
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0310000	R\$ 17,04	R\$ 0,53
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,2790000	R\$ 22,16	R\$ 6,18
COMPOSICAO	95445	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-60, DIÂMETRO DE 5,0 MM, UTILIZADO EM ESTRIBO CONTÍNUO HELICOIDAL. AF 10/2016	KG	1,0000000	R\$ 5,28	R\$ 5,28
					Total mão de obra	R\$ 7,34
					Total material	R\$ 4,89
					Total equipamento	R\$ 0,00
					Total da Composição	R\$ 12,23

DADOS DA COMPOSIÇÃO						
Código Sinapi:	96521		Unidade de Medida:	M3	Data Preço:	jul/19
Descrição	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA. AF_06/2017					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coeficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	5678	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO. AF 06/2014	CHP	0,2080000	R\$ 95,55	R\$ 19,87
COMPOSICAO	5679	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO. AF 06/2014	CHI	0,0850000	R\$ 38,27	R\$ 3,25
COMPOSICAO	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,2250000	R\$ 22,29	R\$ 5,02
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1610000	R\$ 17,20	R\$ 2,77
				Total mão de obra	45,93%	R\$ 14,20
				Total material	0,00%	R\$ 0,00
				Total equipamento	54,07%	R\$ 16,71
				Total da Composição		R\$ 30,91

DADOS DA COMPOSIÇÃO							
Código Sinapi:	96619		Unidade de Medida:	M2	Data Preço:	jul/19	
Descrição	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM. AF_08/2017						
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coeficiente	Custo Unitário (R\$)	Total	
COMPOSICAO	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,3106000	R\$ 22,29	R\$ 6,92	
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0847000	R\$ 17,20	R\$ 1,46	
COMPOSICAO	94968	CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇO 1:4,5:4,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L. AF 07/2016	M3	0,0565000	R\$ 230,16	R\$ 13,00	
					Total mão de obra	54,72%	R\$ 11,70
					Total material	44,39%	R\$ 9,49
					Total equipamento	0,89%	R\$ 0,19
					Total da Composição	R\$ 21,38	

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	96546		Unidade de Medida:	KG	Data Preço:	jul/19
Descrição	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coeficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	337	ARAME RECOZIDO 18 BWG, 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,0250000	R\$ 12,10	R\$ 0,30
INSUMO	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,4655000	R\$ 0,13	R\$ 0,06
COMPOSICAO	88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0290000	R\$ 17,04	R\$ 0,49
COMPOSICAO	88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0890000	R\$ 22,16	R\$ 1,97
COMPOSICAO	92794	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS DIVERSAS, EXCETO LAJES. AF 12/2015	KG	1,0000000	R\$ 5,51	R\$ 5,51
					Total mão de obra	R\$ 2,77
					Total material	R\$ 5,57
					Total equipamento	R\$ 0,00
					Total da Composição	R\$ 8,34

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código Sinapi:	96532	Unidade de Medida:	M2	Data Preço:	jul/19	
Descrição	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 2 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	L	0,0170000	R\$ 5,18	R\$ 0,09
INSUMO	4517	SARRAFO DE MADEIRA NAO APARELHADA *2,5 X 7,5* CM (1 X 3 ") PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO	M	8,8880000	R\$ 1,08	R\$ 9,60
INSUMO	5073	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 17 X 24 (2 1/4 X 11)	KG	0,0910000	R\$ 9,85	R\$ 0,90
INSUMO	5074	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 15 X 18 (1 1/2 X 13)	KG	0,0310000	R\$ 10,82	R\$ 0,34
INSUMO	6189	TABUA DE MADEIRA NAO APARELHADA *2,5 X 30* CM, CEDRINHO OU EQUIVALENTE DA REGIAO	M	2,4630000	R\$ 13,10	R\$ 32,27
INSUMO	40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,0100000	R\$ 11,92	R\$ 0,12
COMPOSICAO	88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,1960000	R\$ 18,56	R\$ 22,20
COMPOSICAO	88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	3,3180000	R\$ 22,12	R\$ 73,39
COMPOSICAO	91692	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHP DIURNO. AF 08/2015	CHP	0,1530000	R\$ 24,16	R\$ 3,70
COMPOSICAO	91693	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO. AF 08/2015	CHI	0,0750000	R\$ 21,67	R\$ 1,63
					Total mão de obra	69,70% R\$ 100,51
					Total material	30,03% R\$ 43,30
					Total equipamento	0,28% R\$ 0,40
					Total da Composição	R\$ 144,22

DADOS DA COMPOSIÇÃO						
Código Sinapi:	96558		Unidade de Medida:	M3	Data Preço:	jul/19
Descrição	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_11/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
INSUMO	1525	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,1500000	R\$ 280,07	R\$ 322,08
COMPOSICAO	88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,4930000	R\$ 22,29	R\$ 10,99
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,7400000	R\$ 17,20	R\$ 12,73
COMPOSICAO	90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF 06/2015	CHP	0,1200000	R\$ 1,44	R\$ 0,17
COMPOSICAO	90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF 06/2015	CHI	0,1260000	R\$ 0,29	R\$ 0,04
Total mão de obra					6,85%	R\$ 23,72
Total material					93,09%	R\$ 322,08
Total equipamento					0,06%	R\$ 0,21
Total da Composição						R\$ 346,01

DADOS DA COMPOSIÇÃO						
Código Sinapi:	93368		Unidade de Medida:	M3	Data Preço:	jul/19
Descrição	REATERRO MECANIZADO DE VALA COM ESCAVADEIRA HIDRÁULICA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA: 0,8 M ³ / POTÊNCIA: 111 HP), LARGURA ATÉ 1,5 M, PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, COM SOLO DE 1ª CATEGORIA EM LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_04/2016					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	5631	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS, CAÇAMBA 0,80 M3, PESO OPERACIONAL 17 T, POTENCIA BRUTA 111 HP - CHP DIURNO. AF 06/2014	CHP	0,0330000	R\$ 131,40	R\$ 4,34
COMPOSICAO	5632	ESCAVADEIRA HIDRÁULICA SOBRE ESTEIRAS, CAÇAMBA 0,80 M3, PESO OPERACIONAL 17 T, POTENCIA BRUTA 111 HP - CHI DIURNO. AF 06/2014	CHI	0,0440000	R\$ 51,98	R\$ 2,29
COMPOSICAO	88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0330000	R\$ 17,20	R\$ 0,57
COMPOSICAO	91533	COMPACTADOR DE SOLOS DE PERCUSSÃO (SOQUETE) COM MOTOR A GASOLINA 4 TEMPOS, POTÊNCIA 4 CV - CHP DIURNO. AF 08/2015	CHP	0,0610000	R\$ 25,40	R\$ 1,55
COMPOSICAO	91534	COMPACTADOR DE SOLOS DE PERCUSSÃO (SOQUETE) COM MOTOR A GASOLINA 4 TEMPOS, POTÊNCIA 4 CV - CHI DIURNO. AF 08/2015	CHI	0,0570000	R\$ 22,28	R\$ 1,27
COMPOSICAO	95606	UMIDIFICAÇÃO DE MATERIAL PARA VALAS COM CAMINHÃO PIPA 10000L. AF_11/2016	M3	1,0000000	R\$ 1,23	R\$ 1,23
					Total mão de obra	R\$ 5,12
					Total material	R\$ 0,00
					Total equipamento	R\$ 6,11
					Total da Composição	R\$ 11,24

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código TCPO:	3R 32 63 14 00 00 00 20 05		Unidade de Medida:	und	Data Preço:	jul/19
Descrição	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	3R 32 63 14 00 00 00 20 06	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)	und	1,0000000	R\$ 28.056,30	R\$ 28.056,30
					Total da Composição	R\$ 28.056,30

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código TCPO:	3R 32 63 14 00 00 00 30 05		Unidade de Medida:	und	Data Preço:	jul/19
Descrição	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA ESCAVADA MECÂNICAMENTE, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	3R 32 63 14 00 00 00 30 06	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA ESCAVADA MECÂNICAMENTE, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)	und	1,0000000	R\$ 1.912,23	R\$ 1.912,23
					Total da Composição	R\$ 1.912,23

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código TCPO:	3R 32 64 24 00 00 00 10 05		Unidade de Medida:	und	Data Preço:	jul/19
Descrição	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA FRANKI, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	3R 32 64 24 00 00 00 10 06	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA FRANKI, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)	und	1,0000000	R\$ 25.293,18	R\$ 25.293,18
					Total da Composição	R\$ 25.293,18

DADOS DA COMPOSIÇÃO

Código TCPO:	3R 32 63 14 00 00 00 10 18		Unidade de Medida:	und	Data Preço:	jul/19
Descrição	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA RAIZ, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)					
Tipo do Item	Numero do item	Descrição Básica	Unidade	Coefficiente	Custo Unitário (R\$)	Total
COMPOSICAO	3R 32 63 14 00 00 00 10 19	CUSTO DE MOBILIZAÇÃO OU DESMOBILIZAÇÃO, EQUIPAMENTO ESTACA RAIZ, MOVIMENTAÇÃO DA EQUIPE E DOS EQUIPAMENTOS DENTRO DAS REGIÕES METROPOLITANAS (SERVIÇO TERCEIRIZADO)	und	1,0000000	R\$ 15.887,94	R\$ 15.887,94
					Total da Composição	R\$ 15.887,94

ANEXO A – Planta de carga dos pilares

Quadro de cargas				
Nome	N estaca	Carga (kgf)	Momento x (kgf.m)	Momento y (kgf.m)
P1	2	19400	1400	700
P2	2	23500	1400	400
P3	2	23500	1400	300
P4	2	23500	1400	300
P5	2	23300	1400	300
P6	2	25300	1400	700
P7	2	16600	1600	900
P8	2	17900	1100	800
P9	2	32600	1100	500
P10	2	20300	1000	300
P11	2	20000	1000	300
P12	2	20200	1000	300
P13	2	19900	1000	300
P14	2	17200	1000	500
P15	1	10700	1200	500
P16	2	24600	1200	1200
P17	2	28500	1200	800
P18	2	26300	1300	300
P19	2	26500	1300	300
P20	2	26600	1300	300
P21	2	26900	1500	500
P22	2	15200	1500	300
P23	2	23400	1200	1000
P24	3	39700	1200	500
P25	2	23900	1000	500
P26	2	20400	1000	300
P27	2	20700	1000	300
P28	2	20400	900	300
P29	1	18400	800	600
P30	1	15600	1100	300
P31	2	22800	1100	600
P32	2	22300	1000	400
P33	2	22200	1000	300
P34	2	22200	1000	300
P35	2	21700	900	500
P36	1	9400	900	400
P37	2	12000	900	300
P38	2	18500	1000	200
P39	2	32600	1600	200
P40	1	17900	900	500
P41	1	17800	700	300

Quadro de cargas				
Nome	N estaca	Carga (kgf)	Momento x (kgf.m)	Momento y (kgf.m)
P42	1	17600	700	300
P43	1	18000	600	300
P44	1	14900	600	600
P45	1	15000	2200	400
P46	1	15500	900	200
P47	2	22400	1000	700
P48	2	22300	1000	400
P49	2	22200	1000	300
P50	2	21900	1000	300
P51	2	24300	900	700
P52	2	14400	900	1000
P53	2	18100	1200	200
P54	2	30600	1700	200
P55	1	17300	1000	500
P56	1	17800	700	400
P57	1	17600	700	300
P58	1	18000	600	300
P59	1	14900	600	600
P60	1	12400	2600	400
P61	2	21100	2000	100
P62	2	27200	2100	700
P63	2	26400	1400	400
P64	2	26000	1400	300
P65	2	26400	1400	500
P66	2	24700	1400	600
P67	2	13900	1400	400
P68	2	21300	1200	200
P69	2	32800	1300	500
P70	2	20700	1000	300
P71	2	20200	900	300
P72	2	20400	900	300
P73	2	20100	900	300
P74	1	18200	800	600
P75	1	9500	300	400
P76	2	22300	1900	700
P77	2	26700	2100	500
P78	2	24400	1400	300
P79	2	24400	1400	300
P80	2	24100	1400	300
P81	2	26100	1500	700
P82	2	16800	1600	900

Quadro de cargas				
Nome	N estaca	Carga (kgf)	Momento x (kgf.m)	Momento y (kgf.m)
P83	2	17300	1200	500
P84	2	32600	1300	300
P85	2	20800	1100	300
P86	2	20300	1100	300
P87	2	20500	1000	200
P88	2	20200	1000	300
P89	2	17400	900	500

ANEXO B – Relatório de sondagem

1. RESUMO

Em cumprimento ao Edital 04/2013 relativo ao processo 23064.003954/2013-58, do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia – Campus Guarapuava, estamos apresentando o relatório técnico que envolve **quinze** furos de sondagem a percussão, com objetivo de caracterizar o perfil geológico do solo para projetos de engenharia civil.

Os trabalhos foram realizados segundo as normas da ABNT, NBR's 6484 e 8036.



Figura 1 – Imagem aérea da região norte de Guarapuava nas imediações da rodovia Ivan Ferreira do Amaral Silva Filho, paralela ao qual se observa a avenida Bento Munhoz da Rocha Neto. A área se localiza no cruzamento desta avenida com a rua Ivo Eduardo Cordeiro dos Passos, no bairro Primavera, local do futuro Campus Guarapuava da UTFPR, aonde foram realizadas as sondagens SPT. Fonte Google Earth.

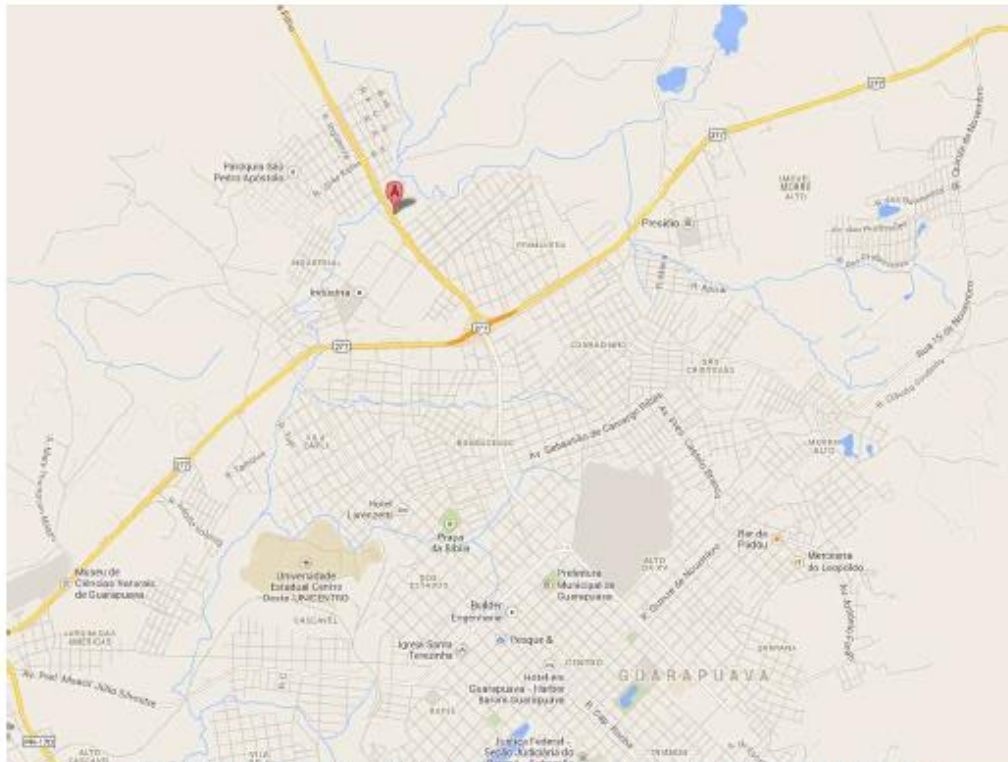


Figura 2 – Localização da área (A) aonde se realizaram as sondagens em relação às principais vias de acesso. Fonte Google Earth.

2. SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT (STANDART PENETRATION TEST)

2.1 METODOLOGIA DO TRABALHO

O posicionamento dos furos foi fornecido pelo engenheiro Sidnei Skarbek do Instituto Federal Catarinense – Campus Guarapuava.

Para execução das sondagens foram empregados os seguintes equipamentos:

- Torre com roldana;
- Trado concha e helicoidal;
- Hastes e luvas de aço galvanizado;
- Tubos de revestimento em aço galvanizado;
- Trépano de lavagem;

- Amostrador padrão (dimensões descritas no laudo);
- Martelo de ferro de 65 kg;
- Bomba d'água centrífuga estacionária;
- Abaixadores e alçadores para hastes;
- Saca-tubos,
- Chaves Grifo, trena, sacos plásticos, etiquetas para identificação;
- Medidor de nível d'água;
- Baldinho para esgotamento do furo;
- Recipientes para as amostras;
- Caixas d'água;

Tabela 1 – Tabela dos estados de compactidade e de consistência (ABNT)

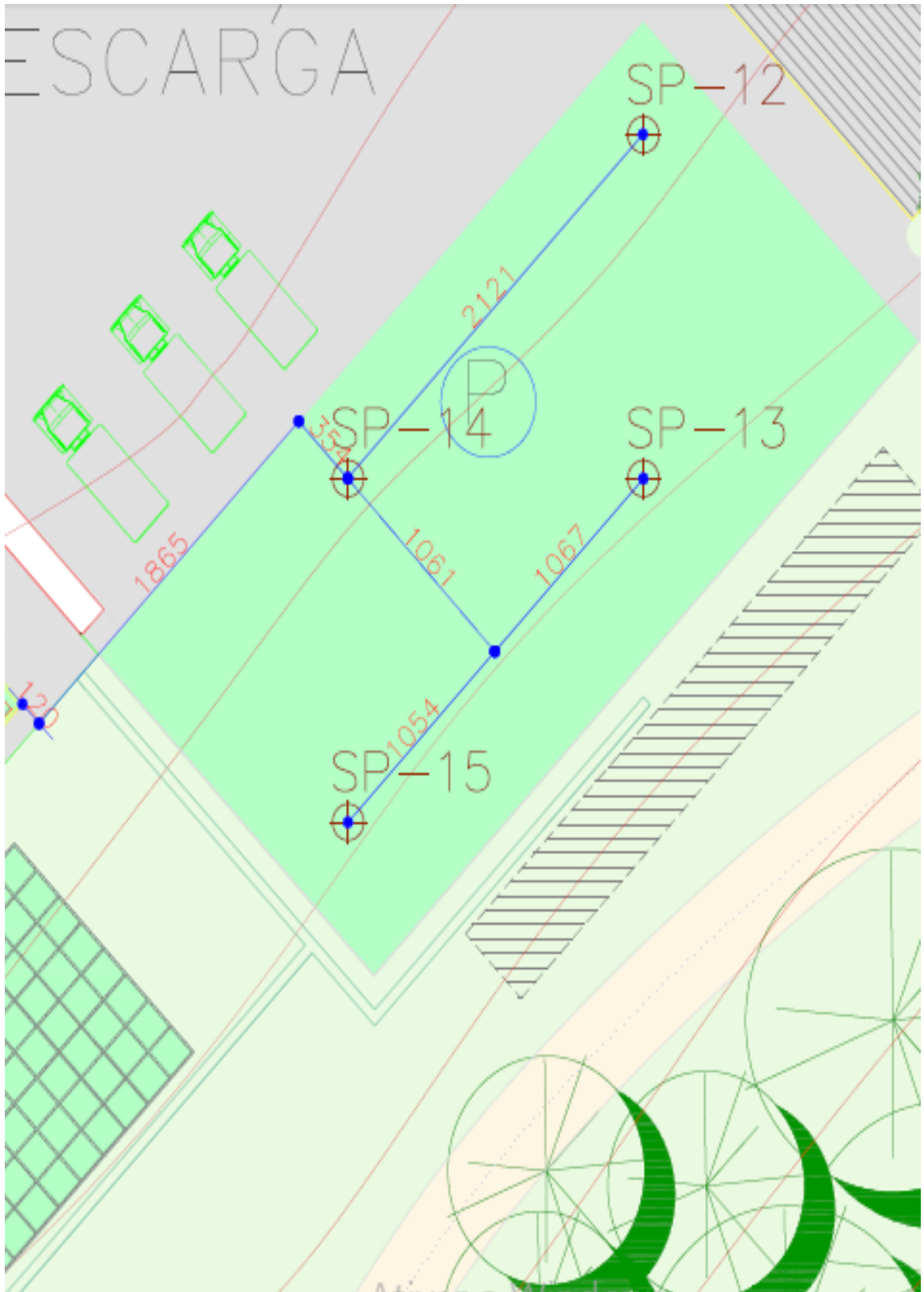
Solo ou sedimento	Índice de Resistência à Penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofo
	5 a 8	Pouco compacto
	9 a 18	Medianamente compacto
	19 a 40	compacto
	> 40	Muito compacto
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Médio
	11 a 19	Rijo
	> 19	Duro

3. RESULTADOS OBTIDOS

Os trabalhos realizados consistiram de **quinze furos** de sondagem de simples reconhecimento com SPT (tabela 02).

Tabela 2 – Resumo do resultado encontrado (ver Relatório de Sondagem)

Item	n.º SPT	Total	Unidade Estratigráfica	N.A.	Menor índice SPT	Maior índice SPT
		Perfurado (m)		(m)		
1	Furo 1	6,8	Formações Superficiais	seco	10 (até 1,0m)	60 (6,0m)
2	Furo 2	9,0	Formações Superficiais	seco	7 (até 1,0m)	60 (9,0m)
3	Furo 3	9,6	Formações Superficiais	7,10	6 (até 1,0m)	60 (9,0m)
4	Furo 4	8,7	Formações Superficiais	seco	6 (até 2,0m)	60 (8,0m)
5	Furo 5	4,8	Formações Superficiais	seco	9 (até 1,0m)	60 (4,8m)
6	Furo 6	8,2	Formações Superficiais	seco	7 (até 2,0m)	60 (8,2m)
7	Furo 7	6,8	Formações Superficiais	seco	6 (até 1,0m)	60 (6,8m)
8	Furo 8	5,4	Formações Superficiais	seco	9 (até 1,0m)	60 (5,4m)
9	Furo 9	6,0	Formações Superficiais	seco	7 (até 2,0m)	60 (6,0m)
10	Furo 10	6,6	Formações Superficiais	6,38	5 (até 1,0m)	60 (6,6m)
11	Furo 11	6,15	Formações Superficiais	5,90	5 (até 2,0m)	60 (6,1m)
12	Furo 12	8,10	Formações Superficiais	seco	5 (até 1,0m)	60 (8,1m)
13	Furo 13	8,6	Formações Superficiais	seco	9 (até 1,0m)	60 (8,6m)
14	Furo 14	7,4	Formações Superficiais	seco	8 (até 2,0m)	60 (7,4m)
15	Furo 15	6,8	Formações Superficiais	seco	7 (até 1,0m)	60 (6,8m)
TOTAL		108,95				



AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA										Ciente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná	
CNPJ: 12.043.671/0001-19										Obra: Campus Guarapuava	
Rua Camões, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr										Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR	
Revestimento	Método crevação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT inicial/30cm	Índice SPT final/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 007/2013
									Furo SP 12	Cota 0.000	
SPT - Standard Penetration Test											
Camadas - Classificação dos solos											
0.5	Tratamento	-5			2	3	1	3.00	solo avermelhado, silício argiloso, com plasticidade moderada e baixa umidade, contém fragmentos de rocha e minerais milimétricos		
					4	6	2				
					10	11	3				
					16	18	4		solo marrom acinzentado, silício argiloso com fragmentos de rocha alterados, baixa plasticidade e baixa umidade		
					23	25	5	5.00			
					28	28	6				
					29	29	7		fragmentos de rocha desagregados, cinza amarelados, com minerais de plagioclasio alterados. Possui porções avermelhadas, plasticidade nula e baixa umidade		
					30	30	8	8.10			
		-10			14/11	14/11	9		† Furo concluído aos 8,10m = impenetrável lavagem 10 min X 3		
							10				
							11				
							12				
							13				
							14				
		-15					15				
							16				
							17				
							18				
							19				
							20				
							21				
							22				
							23				
							24				
							25				
							26				
							27				
							28				
							29				
							30				
							31				
							32				
							33				
							34				
							35				
							36				
							37				
							38				
Nível d'água			Amostrador			Revestimento Ø 2 3/8 "			Data de execução		
NA Inic.	m	16-08-13	Ø interno	1 3/8 "		Peso	65.0 kg	Início 17-08-13			
NA Final	m	17-08-13	Ø externo	2 "		Altura de queda	75.0 cm	término 18-08-13			
Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza											
Digitadora	Nome da digitadora			Engº	João Nogueira Filho			17-08-13 Folha 12			

AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA CNPJ: 12.043.671/0001-19 Rua Camões, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr							Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná Obra: Campus Guarapuava Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR					
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° 007/2013 ----- 30 cm finais - - - - - 30 cm iniciais	
									Furo SP 13	Cota 0.000		
0.5									SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120	
		-5			3	3		1	1.00	solo marrom, silício argiloso, com raízes.		
					5	6		2	1.00	solo avermelhado, argiloso, com raros fragmentos de rocha alterada. Plasticidade moderada e baixa umidade		
					8	10		3	3.00			
					15	18		4				
					23	25		5				
					28	28		6				
					29	30		7	7.00			
					30	30		8				
					14/11	14/11		9		† Furo concluído aos 8,60m = impenetrável lavagem 10 min X 3		
								10				
								11				
								12				
								13				
								14				
								15				
								16				
								17				
								18				
								19				
								20				
								21				
								22				
								23				
								24				
								25				
								26				
								27				
								28				
								29				
								30				
								31				
								32				
								33				
								34				
								35				
								36				
								37				
								38				
Nível d'água			Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução					
NA Inic.	m	16-08-13	Ø interno 1 3/8 "		Peso 65.0 kg		Início 17-08-13					
NA Final	m	17-08-13	Ø externo 2 "		Altura de queda 75.0 cm		término 18-08-13					
Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza												
Digitadora	Nome da digitadora			Engº	João Nogueira Filho			17-08-13 Folha			13	

AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA CNPJ: 12.043.671/0001-19 Rua Camões, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr				Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná Obra: Campus Guarapuava Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR							
Revestimento	Método criação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 007/2013
									Furo SP 14	Cota 0.000	
SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos											
0.5	Tratamento	-5			4	4		1	solo avermelhado, argilo silteoso, com raros fragmentos de rocha milimétrica. Solo com plasticidade moderada e baixa umidade.		
					9	10		2			
					13	15		3			
					18	20		4			
					25	26		5			
					29	30		6			
					30	30		7			
					14/11	14/11		8	solo derivado da fragmentação da rocha, de coloração cinza, com minerais alterados de plagioclásio e máficos, baixa plasticidade e baixa umidade.		
		-10						9			
								10			
								11			
		-15						12			
								13			
								14			
								15			
								16			
								17			
								18			
								19			
								20			
								21			
								22			
								23			
								24			
								25			
								26			
								27			
								28			
								29			
								30			
								31			
								32			
								33			
								34			
								35			
								36			
								37			
								38			
Nível d'água				Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução			
NA Inic.	m	16-08-13	Ø interno 1 3/8 "		Peso 65.0 kg		Início 17-08-13				
NA Final	m	17-08-13	Ø externo 2 "		Altura de queda 75.0 cm		término 18-08-13				
Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza											
Digitadora	Nome da digitadora			Engº	João Nogueira Filho			17-08-13 Folha 14			

AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA										Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná	
CNPJ: 12.043.671/0001-19										Obra: Campus Guarapuava	
Rua Camões, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr										Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR	
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 007/2013
									Furo SP 15	Cota 0.000	
0.5	Trabalho manual	-5			3	4		1.00	SPT - Standard Penetration Test		
		-10			4	4		2	Camadas - Classificação dos solos		
		-15			6	83		3	solo marrom, silício argiloso, com matéria orgânica		
		-20			11	13		4	solo marrom claro, silício argiloso, com fragmentos de rocha alterada e minerais de plagioclásios milimétricos. Sob com baixa umidade e plasticidade. Com o aumento da profundidade, aumenta também o volume e diâmetro dos fragmentos de rocha		
		-25			20	26		5			
		-30			30	30		6			
		-35			14/11	14/11		7	↑ Furo concluído aos 6,80m = impenetrável		
								8	lavagem 10 min X 3		
								9			
								10			
								11			
								12			
								13			
								14			
								15			
								16			
								17			
								18			
								19			
								20			
								21			
								22			
								23			
								24			
								25			
								26			
								27			
								28			
								29			
								30			
								31			
								32			
								33			
								34			
								35			
								36			
								37			
								38			
Nível d'água			Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução				
NA Inic.	m	16-08-13	Ø interno	1 3/8 "	Peso	65.0 kg	Início 17-08-13				
NA Final	m	17-08-13	Ø externo	2 "	Altura de queda	75.0 cm	término 18-08-13				
Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza											
Digitadora	Nome da digitadora		Engº	João Nogueira Filho		17-08-13		Folha	15		