

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

LUAN MICHEL LUZZA

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS
DE FUNDAÇÕES PARA UMA RESIDÊNCIA DE DOIS PAVIMENTOS NA CIDADE
DE PATO BRANCO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2017

LUAN MICHEL LUZZA

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS
DE FUNDAÇÕES PARA UMA RESIDÊNCIA DE DOIS PAVIMENTOS NA CIDADE
DE PATO BRANCO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco.

Orientador: Prof. Esp. Diogo Rossetto.

PATO BRANCO

2017



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS DE FUNDAÇÕES PARA UMA RESIDÊNCIA DE DOIS PAVIMENTOS NA CIDADE DE PATO BRANCO

LUAN MICHEL LUZZA

No dia 20 de junho de 2017, às 13h00min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº07-TCC/2017.

Orientador: Prof. Esp. DIOGO ROSSETTO (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Msc. JAIRO TROMBETTA (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. VOLMIR SABBI (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida e por sempre me dar forças para continuar em frente.

Aos meus pais, que sempre acreditaram em mim e me apoiaram nos caminhos que trilhei.

Aos meus tios Cassiana e Adelano, sem os quais não teria chegado tão longe e não seria a pessoa que sou hoje.

Ao Professor Diogo Rossetto, pela orientação e auxílio durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos Engenheiros Valmir Enio Testolin e Manoel Gustavo Gomes dos Santos, por disponibilizarem seu tempo para sanar dúvidas e disponibilizar informações essenciais para o trabalho.

A minha tia Daiana, pelo auxílio na revisão e correção ortográfica e gramatical do trabalho.

A Uyara, pelo carinho e afeto que sempre teve comigo, me apoiando nos momentos difíceis.

A todos aqueles que de alguma maneira me ofereceram auxílio e apoio durante a caminhada realizada no meio acadêmico.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

(Charles Chaplin)

RESUMO

LUZZA, Luan Michel. **Análise da Viabilidade Técnica e Econômica da Utilização de Diferentes Tipos de Fundações Para uma Edificação Residencial de Dois Pavimentos na Cidade de Pato Branco.** 2017. 137 páginas. Trabalho de Conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017.

Este trabalho tem o objetivo de avaliar, dimensionar e comparar diferentes tipos de fundações que podem ser utilizadas em uma edificação residencial de dois pavimentos, localizada na cidade de Pato Branco – PR, determinando ao final, a solução mais viável técnica e economicamente. Durante o trabalho, realizou-se intensa pesquisa bibliográfica sobre fundações, analisou-se quais fundações poderiam ser utilizadas, determinou-se as capacidades de carga do solo, promoveu-se o dimensionamento das sapatas e dos blocos sobre estacas através do *software* CYPECAD e elaborou-se os orçamentos para as diferentes soluções propostas. Por fim, foi realizado o comparativo entre as fundações projetadas, levando em consideração os aspectos econômicos e os cronogramas executivos de cada projeto. Através da análise dos resultados obtidos, foi possível afirmar que, para as condições deste projeto, a fundação por sapatas é a melhor opção tanto técnica quanto economicamente, apresentando menor custo e menor tempo de execução. Através deste trabalho, foi possível estabelecer roteiros de cálculo para sapatas e estacas, bem como definir a melhor alternativa para a edificação em estudo.

Palavras chave: Fundações; Dimensionamento; Orçamento; Comparativo; Viabilidade.

ABSTRACT

This work aims to evaluate, design, and compare different types of foundations that can be used in a two-story residential building, located in Pato Branco - PR, determining the most technically and economically feasible solution. During the work, an intensive bibliographical research about foundations was carried out. The foundations were analyzed to determine which ones could be used, the bearing capacities of the soil were determined, the footings and the pile caps were dimensioned using the software *CYPECAD*, and the budgets were elaborated for each proposed solution. Finally, a comparison was made between the foundation projects, considering the economic aspects and the executive schedules for each one. Through the analysis of the results, it was possible to affirm the footings are both technically and economically better, presenting lower cost and shorter construction time. Through this work, it was possible to establish calculation routines for footings and piles, as well as to define the best alternative for the building in study.

Keywords: Foundations; Design; Budget; Comparative.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - a) Deformações excessivas, b) colapso do solo, c) tombamento, d) deslizamento e e) colapso estrutural.....	20
Figura 2 - Esquema de sondagem SPT	23
Figura 3 - Tipos de Fundações.....	25
Figura 4 - Bloco de Fundação	26
Figura 5 – Sapata.....	27
Figura 6 - Distância e angulação entre sapatas	29
Figura 7 - Detalhes construtivos para sapatas	30
Figura 8 - Sapata Corrida.....	31
Figura 9 - Sapata Associada	32
Figura 10 – Radier.....	33
Figura 11 - Perfis estaca metálica	35
Figura 12 - Perfis estacas pré-moldadas de concreto	36
Figura 13 - Armação estaca pré-moldada de concreto	37
Figura 14 - Estaca Franki	38
Figura 15 - Trado helicoidal acoplado a veículo sobre rodas	39
Figura 16 - Estaca Strauss.....	40
Figura 17 - Estaca tipo broca	41
Figura 18 - Estaca hélice contínua.....	42
Figura 19 - Estaca Raiz.....	44
Figura 20 - Fundação tipo tubulão.....	45
Figura 21 - Tubulão a ar comprimido	46
Figura 22 - Diagrama das etapas do trabalho	58
Figura 23 - Edificação residencial	60
Figura 24 - Edificação vizinha 1	60
Figura 25 - Edificação vizinha 2	61
Figura 26 - Perfil taqueométrico do terreno (sapatas)	64
Figura 27 - Comparativo do custo entre as fundações.....	99
Figura 28 - Cronograma de execução – sapatas	101
Figura 29 - Cronograma de execução de blocos - estaca Strauss.....	101
Figura 30 - Cronograma de execução de blocos - estaca escavada.....	101
Figura 31 - Cronograma de execução de blocos - estaca pré-moldada.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos conforme sua compacidade e consistência	24
Tabela 2 - Coeficientes F1 e F2	50
Tabela 3 - Coeficientes K e α	51
Tabela 4 - Valores do coeficiente K.....	52
Tabela 5 - Fator de correção α da resistência de ponta	53
Tabela 6 - Fator de correção β da resistência lateral	53
Tabela 7 - Tensões admissíveis para cada furo da sondagem	66
Tabela 8 - Estacas adotadas.....	66
Tabela 9 - Capacidade de carga axial estaca Strauss 25 cm de diâmetro.....	71
Tabela 10 - Capacidade de carga axial das estacas adotadas	72
Tabela 11 – Capacidade de carga axial das estacas aos 10 metros (Aoki e Velloso)	72
Tabela 12 - Capacidade de carga axial das estacas aos 10 metros (Décourt e Quaresma)	74
Tabela 13 - Capacidades de carga axial adotadas	75
Tabela 14 - Dimensões das sapatas	77
Tabela 15 - Dimensões blocos estaca Strauss	78
Tabela 16 - Quantidade de estacas Strauss	79
Tabela 17 - Dimensões blocos estaca escavada	79
Tabela 18 - Quantidade estacas escavada	80
Tabela 19 - Dimensões blocos estaca pré-moldada	81
Tabela 20 - Quantidade de estacas pré-moldadas.....	81
Tabela 21 - Escavação manual de valas – unidade: m ³	82
Tabela 22 - Forma para fundações s/ reaproveitamento – unidade: m ²	82
Tabela 23 - Armadura com aço CA-50, 6,3mm à 12,5mm – unidade: kg.....	83
Tabela 24 - Armadura com aço CA-50, 16,0 mm à 25,0mm – unidade: kg.....	83
Tabela 25 - Armadura com aço CA-60 5,0mm – unidade: kg	83
Tabela 26 - Concreto C20 rodado em betoneira – unidade: m ³	84
Tabela 27 - Concreto magro para lastro – unidade: m ³	85
Tabela 28 - Lançamento e adensamento de concreto – unidade: m ³	85
Tabela 29 - Lançamento e adensamento de lastro de concreto – unidade: m ²	85

Tabela 30 - Concretagem de blocos e sapatas com concreto usinado C20 – unidade:m ³	86
Tabela 31 - Estaca Strauss 25 cm de diâmetro - unidade: m.....	86
Tabela 32 - Estaca Strauss 32 cm de diâmetro - unidade:m.....	87
Tabela 33 - Estaca Strauss 38 cm de diâmetro - unidade:m.....	87
Tabela 34 - Estaca escavada 25 cm de diâmetro – unidade: m.....	87
Tabela 35 - Estaca escavada 30 cm de diâmetro – unidade: m.....	88
Tabela 36 - Estaca escavada 40 cm de diâmetro – unidade: m.....	88
Tabela 37 - Estaca pré-moldada de concreto seção 18x18 – unidade: m.....	88
Tabela 38 - Estaca pré-moldada de concreto seção 20x20 – unidade: m.....	89
Tabela 39 - Estaca pré-moldada de concreto seção 23x23 – unidade:m.....	89
Tabela 40 - Materiais.....	90
Tabela 41 - Mão de obra com encargos.....	90
Tabela 42 - Equipamentos	90
Tabela 43 - Execução de estaca Strauss – unidade: m	90
Tabela 44 - Execução de estaca escavada mecanicamente – unidade: m.....	90
Tabela 45 - Execução de estaca pré-moldada de concreto – unidade: m.....	91
Tabela 46 - Escavação manual de vala – unidade m ³	91
Tabela 47 - Forma para fundações – unidade m ²	91
Tabela 48 - Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm - unidade kg	91
Tabela 49 - Armadura CA-50, 16mm à 25mm - unidade kg.....	92
Tabela 50 - Concreto estrutural C20 rodado em obra – unidade m ³	92
Tabela 51 - Concreto magro para lastro de sapatas E = 5cm - unidade: m ³	92
Tabela 52 - Lançamento e adensamento manual de concreto – unidade m ³	92
Tabela 53 - Lançamento e adensamento de lastro de concreto – unidade:m ²	93
Tabela 54 - Concretagem de blocos e sapatas – unidade: m ³	93
Tabela 55 - Estaca Strauss 25cm de diâmetro – unidade:m.....	93
Tabela 56 - Estaca Strauss 32cm de diâmetro – unidade m.....	93
Tabela 57 - Estaca Strauss 38cm de diâmetro – unidade: m.....	94
Tabela 58 - Estaca escavada 25cm de diâmetro – unidade: m.....	94
Tabela 59 - Estaca escavada 30cm de diâmetro – unidade: m.....	94
Tabela 60 - Estaca escavada 40cm de diâmetro	95
Tabela 61 - Transporte de terra – unidade m ³	95
Tabela 62 - Estaca pré-moldada de concreto seção 18x18 cm – unidade: m.....	95

Tabela 63 - Estaca pré-moldada de concreto seção 20x20 cm – unidade: m.....	95
Tabela 64 - Estaca pré-moldada de concreto seção 23x23 cm – unidade: m.....	95
Tabela 65 - Orçamento sapatas.....	96
Tabela 66 - Orçamento estacas Strauss.....	96
Tabela 67 - Orçamento estacas escavadas.....	97
Tabela 68 - Orçamento estacas pré-moldadas de concreto.....	97
Tabela 69 - Custos finais das fundações.....	98
Tabela 70 - Custos execução de estacas e blocos.....	98
Tabela 71 - Custos dos itens analisados (R\$).....	99
Tabela 72 - Custo total da obra.....	100
Tabela 73 - Relação entre o custo das fundações e o custo total da obra.....	100
Tabela 74 - Tempo de execução das estacas.....	101
Tabela 75 - Tempo de execução das fundações.....	102

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Carga admissível estrutural das estacas.....	67
Quadro 2 - Correção do N_{SPT} pela média.....	68

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS.....	17
1.1.1 Objetivo Geral.....	17
1.1.2 Objetivos específicos.....	17
1.2 JUSTIFICATIVA.....	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 FUNDAÇÕES	19
2.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS E REQUISITOS.....	19
2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	20
2.3.1 Sondagens de Simples Reconhecimento do Solo.....	21
2.3.2 Standard Penetration Test (SPT)	22
2.3.2.1 Informações Obtidas.....	24
2.4 TIPOS DE FUNDAÇÃO	24
2.4.1 Fundações Superficiais ou Diretas	25
2.4.1.1 Bloco de Fundação.....	26
2.4.1.2 Sapata Isolada.....	27
2.4.1.3 Sapata Corrida	30
2.4.1.4 Sapata Associada.....	31
2.4.1.5 Radier	32
2.4.2 Fundações Profundas	33
2.4.2.1 Estacas.....	33
2.4.2.2 Tubulão.....	44
2.5 CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES	46
2.5.1 Métodos de Cálculo.....	46
2.5.1.1 Prova de Carga Sobre Placa	47
2.5.1.2 Métodos Teóricos	47
2.5.1.3 Métodos Semiempíricos	47
2.6 RESISTÊNCIA DO SOLO PARA O DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.	47
2.7 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS.....	49
2.7.1 Método de Aoki e Velloso.....	50
2.7.2 Método Décourt e Quaresma	51
2.8 ORÇAMENTO.....	53
3 METODOLOGIA	56

3.1 ETAPAS DO TRABALHO	56
4 DESENVOLVIMENTO	59
4.1 PESQUISA DE CAMPO.....	59
4.2 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	59
4.3 ANÁLISE DO RELATÓRIO DE SONDAÇÃO SPT	61
4.4 ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES	62
4.5 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO PARA SAPATAS	63
4.6 DIMENSIONAMENTO E SEÇÕES DAS ESTACAS	66
4.6.1 Diâmetros e Seções Adotadas	66
4.6.2 Capacidade de Carga Axial das Estacas	67
4.6.2.1 Método de Aoki e Velloso	68
4.6.2.2 Décourt e Quaresma	72
4.6.2.3 Valores adotados.....	75
4.7 ESTAQUEAMENTO E DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS E BLOCOS.....	75
4.7.1 Sapatas	77
4.7.2 Estaca Strauss	78
4.7.3 Estaca escavada	79
4.7.4 Estaca pré-moldada	80
4.8 ORÇAMENTO.....	81
4.8.1 Composições de Serviços	81
4.8.1.1 Sapatas e Blocos sobre Estacas	82
4.8.1.2 Estacas.....	86
4.8.2 Preços e Custos Unitários	89
4.8.3 Preço Unitário das Composições	91
4.8.4 Orçamento Final.....	96
4.8.4.1 Sapatas	96
4.8.4.2 Estacas Strauss.....	96
4.8.4.3 Estacas Escavadas	97
4.8.4.4 Estacas pré-moldadas de concreto	97
5 ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÃO	98
5.1 COMPARATIVO	98
5.2 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	103
6 REFERÊNCIAS	105

APÊNDICE A.....	109
APÊNDICE B.....	113
APÊNDICE C.....	116
APÊNDICE D.....	119
APÊNDICE E.....	122
ANEXO A.....	125
ANEXO B.....	137

1 INTRODUÇÃO

A função da fundação de uma edificação é transmitir as cargas produzidas pela edificação para a camada resistente do solo. Os elementos que a compõe devem ser projetados, de maneira a resistir a todas as tensões geradas pelas ações solicitantes sofridas na estrutura. Além disso, devem ser capazes de transmitir adequadamente os esforços para o solo, a fim de evitar recalques diferenciais e específicos que podem resultar em danos estruturais, causando trincas nos elementos e comprometendo a estrutura; arquitetônicos, prejudicando a estética da edificação e funcionais, como emperramento de esquadrias e rompimento das instalações hidrossanitárias.

São diversos os tipos de elementos de fundação que podem ser utilizados para um projeto. Estes elementos são classificados, pela NBR 6122 (ABNT, 2010), quanto à profundidade da cota de apoio, podendo ser fundações superficiais ou fundações profundas. As fundações superficiais contemplam blocos de fundação, *radiers*, sapatas, entre outras; já as profundas abrangem as estacas, os tubulões e os caixões.

Apesar desta variedade de tipos de elementos, são diversos os parâmetros que devem ser considerados para a escolha e concepção de um projeto de fundações. Esses parâmetros estão diretamente ligados ao tipo e a grandeza dos esforços que deverão ser transmitidos ao solo, e da topografia e característica do solo onde será construída a edificação. Além disso, para se obter um projeto consistente, a análise da infraestrutura e da superestrutura deve ser efetuada em conjunto, levando em consideração esforços gerados em uma estrutura e absorvidos pela outra, resultando assim em um projeto compatibilizado e viável.

Levando em consideração que cada sociedade se desenvolve criando técnicas e métodos conforme sua capacidade tecnológica, e que cada região do Brasil possui solos com diferentes características e perfis topográficos, depreende-se que nem todos os tipos de fundações que estão disponíveis podem ser utilizados em uma edificação. Nesse sentido, este trabalho de conclusão de curso realiza o estudo comparativo do uso de diferentes tipos de fundação para o projeto de uma edificação a ser construída em um terreno, na cidade de Pato Branco – PR.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a viabilidade técnica e econômica de diferentes tipos de fundações para uma edificação residencial de dois pavimentos na cidade de Pato Branco-PR.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar levantamento bibliográfico para definição dos tipos de fundações e suas características;
- Identificar as normas e os métodos utilizados na concepção de um projeto de fundações;
- Selecionar as fundações consideradas viáveis para o estudo;
- Apurar a disponibilidade de equipamentos para a execução das fundações selecionadas na cidade;
- Desenvolver os projetos de fundações para a edificação estudada;
- Realizar o orçamento de cada projeto proposto, levantando quantitativos de materiais e serviços;
- Analisar os dados obtidos.

1.2 JUSTIFICATIVA

Na área de engenharia civil, há, atualmente, diversas soluções para o projeto de fundação de uma estrutura. As fundações dividem-se em fundações superficiais e fundações profundas; e cada grupo possui diferentes modelos de elementos, que podem ser utilizados, a fim de se transferir, devidamente, os esforços produzidos pela estrutura para o solo em que estão localizadas. Tal diversidade de soluções para um mesmo problema possibilita a reflexão sobre as melhores possibilidades para determinado projeto.

A maior dificuldade em um projeto de fundações reside na solução de ordem prática ao projeto, devido a existência de múltiplos fatores a serem considerados na concepção do projeto de fundações, tais como as características do solo e da estrutura, a profundidade de assentamento da fundação, presença ou não de água e edificações vizinhas, como indica o item 6.2 da NBR 6122 (ABNT, 2010). Embora

cada fundação apresente vantagens e desvantagens para cada situação, está não é a única análise que deve ser realizada para escolher uma fundação, deve-se analisar, ainda, fatores como disponibilidade, tempo de execução e materiais.

Por fim, pretende-se, com este trabalho, estudar a viabilidade técnica e econômica dos diferentes tipos de fundações para uma edificação residencial de dois pavimentos, a ser construída na cidade de Pato Branco - Paraná, visando apresentar a solução mais viável para o caso em estudo. Destaca-se ainda que o presente estudo poderá servir como base a outros projetos semelhantes.

Para viabilização do trabalho, obteve-se o modelo estrutural de uma edificação residencial de dois pavimentos, relatório de sondagem Standart Penetration Test (SPT), bem como as bibliografias e normas que regem a concepção do projeto de fundações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 FUNDAÇÕES

Pode-se definir como fundações todo o conjunto de peças estruturais que têm por finalidade transferir as cargas provenientes da superestrutura, sendo capaz de resistir às tensões provenientes dos esforços solicitantes, sem causar rupturas no solo com segurança, levando em consideração a economia e a durabilidade (SOUZA e DOS SANTOS, 2014). Segundo Caputo (1988, p.169), “Chama-se de fundação a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra.”

2.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS E REQUISITOS

Para que se possa desenvolver um projeto de fundações de qualidade e seguro, se faz necessária a análise de alguns elementos que interferem diretamente na escolha e nos dimensionamentos da fundação (VELLOSO e LOPES, 2004).

Segundo Velloso e Lopes (2004), estes elementos são:

- Topografia da área;
- Dados geológico-geotécnicos;
- Dados da estrutura a construir;
- Dados sobre construções vizinhas.

Estes elementos apresentam dados e características do solo, como planialtimetria, possíveis erosões e características do subsolo; da estrutura, como uso da edificação, sistema estrutural e construtivo; e também da vizinhança de onde a construção será edificada.

Velloso e Lopes (2004) ainda definem alguns requisitos básicos que um projeto de fundações deve atender. São eles:

- Deformações aceitáveis sob condições de trabalho (Figura 1a);
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externa (Figura 1b);
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna (Figura 1e)

Caso os requisitos não sejam atendidos, a estrutura ou o solo sofrerão algumas consequências, as quais podem ser visualizadas na Figura 1.

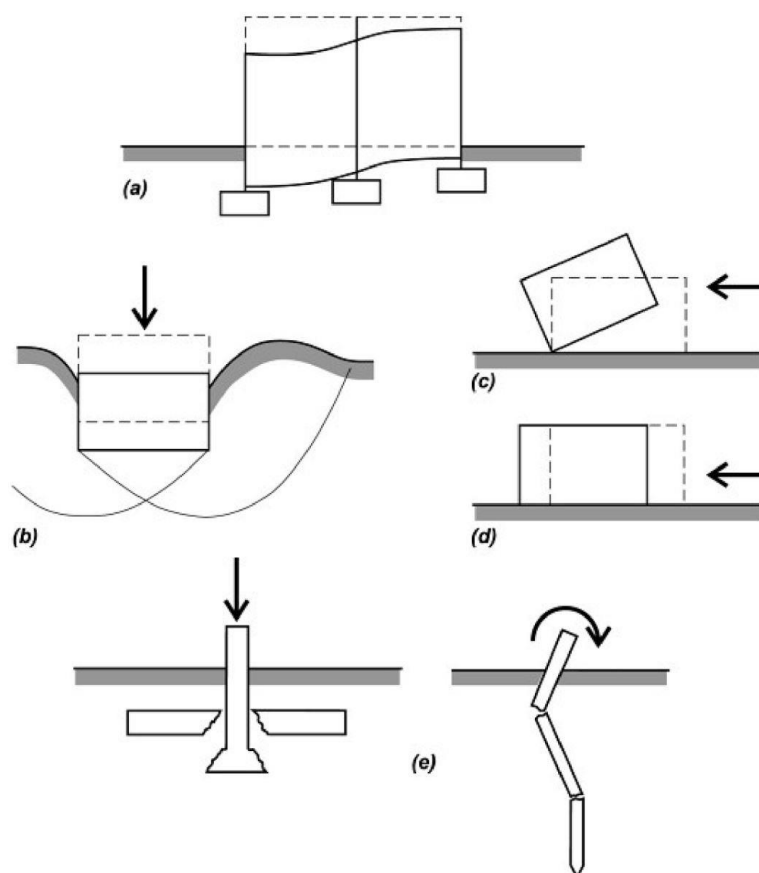


Figura 1 - a) Deformações excessivas, b) colapso do solo, c) tombamento, d) deslizamento e e) colapso estrutural.

Fonte: Velloso e Lopes (2004)

2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Segundo Oliveira Filho (1985, p. 17), “Uma estrutura de engenharia não deve ser construída se o subsolo, no local da construção, não for devidamente investigado”. É importante que se conheça as características físicas do solo, não apenas para a escolha e dimensionamento da fundação, mas também para se localizar possíveis “acidentes” no subsolo, como matacões, vazios e também a presença de água, que pode influenciar diretamente no processo construtivo (REBELLO, 2008).

A utilização de processos de investigação do solo, visando a identificação e classificação ou a retirada de amostras, exige a execução de ensaios “*in situ*”. Algumas propriedades podem ser determinadas, tanto por meio de ensaios de campo, quanto de laboratório. Entretanto, de acordo com Quaresma et al (1998), há

a predominância dos ensaios de campo, restringindo as investigações laboratoriais a casos especiais, que necessitam de uma análise mais minuciosa do solo.

Segundo Caputo (1988), alguns aspectos devem ser levados em consideração durante o planejamento de um programa de investigação de subsolo a fim de determinar as características do ensaio geotécnico. São eles:

- Natureza e propriedades dos solos;
- Sucessão e disposição das camadas do solo;
- Posição do nível d'água.

2.3.1 Sondagens de Simples Reconhecimento do Solo

A execução de sondagens é a técnica mais comumente empregada nas investigações de subsolo. Consiste, de um modo geral, na abertura de um furo no solo por ferramentas ou máquinas que provocam desagregação do solo, permitindo a retirada de amostras das diferentes camadas atravessadas. Conforme a sondagem progride, as cotas de retirada das amostras são registradas, assim como presença de água, entre outras observações que possam ser relevantes à concepção do projeto da obra (CAPUTO, 1988).

A programação de sondagens de simples reconhecimento do solo é definida pela NBR 8036 (ABNT, 1983), a qual determina o número de furos e a profundidade mínima do mesmo. A norma indica que os furos devem ser um a cada 200 m² de área de projeção do edifício para projeções até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² um furo a cada 400 m² que excederem os primeiros 1200 m². Acima de 2400 m², o número de sondagens deve ser fixado conforme o plano da construção. Em qualquer circunstância, o número mínimo de furos é de:

- Dois para a área de projeção do edifício até 200 m²;
- Três para área entre 200 m² e 400 m².

Não há um número máximo de sondagens a serem realizadas em um projeto, mas deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, das características do solo em estudo (ABNT, 1983).

Para casos em que não se dispõe de uma planta do edifício, a NBR 8036 (ABNT, 1983) estabelece que o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância entre elas não seja maior que 100 m, com um mínimo de 3 sondagens.

Os métodos utilizados para a realização de uma sondagem são diversos. Quaresma et al. (1998) cita alguns dos ensaios de campo existentes:

- Standard Penetration Test (SPT);
- Standard Penetration Test com medidas de torque (SPT-T);
- Ensaio de Sondagem Rotativa;
- Cone Penetration Test (CPT);
- Cone Penetration Test com medidas de pressões neutras ou piezocone (CPT-U);
- Vane Test ou Ensaio de Palheta;
- Pressiômetro (PMT);
- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaio Geofísicos (em particular o ensaio de “Cross-Hole”).

Apesar de todos os procedimentos acima apresentarem bom potencial de utilização, não são comumente empregados no Brasil (QUARESMA et al., 1998).

Mesmo não sendo o melhor ou mais perfeito processo de sondagem, por apresentar poucas informações sobre o subsolo, o procedimento mais utilizado no Brasil e, na maior parte do mundo, é o Standard Penetration Test – SPT, também conhecido como Ensaio de Penetração Normal. Pelo método como a sondagem é realizada, é também conhecido como sondagem à percussão (REBELLO, 2008).

2.3.2 Standard Penetration Test (SPT)

Trata-se de um processo de sondagem de simples reconhecimento à percussão, no qual há a possibilidade de se medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada, além de amostrar o subsolo (QUARESMA et al., 1998). No Brasil, este procedimento é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001) “Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. “

A NBR 6484 (ABNT, 2001) aponta como primeiros procedimentos na realização da sondagem SPT a locação, a identificação e o preparo dos furos a serem realizados, bem como a definição de um ponto fixo, que servirá de referência tanto planimétrica quanto altimétrica. Após a locação e identificação dos furos, o processo de sondagem se inicia.

O procedimento se dá pela penetração de um amostrador padrão, conhecido por amostrador Terzaghi, por meio de queda livre de um peso padrão de 65 kgf, também chamado de martelo, a uma altura de 75 cm. O amostrador é fixado a uma

haste, que vai rosqueado-se à medida que o amostrador aprofunda-se no solo. Esse amostrador constitui-se de duas meias-canais, e pode ser aberto para que se realize a verificação do solo retido (REBELO, 2008). O esquema de sondagem é representado na Figura 2.

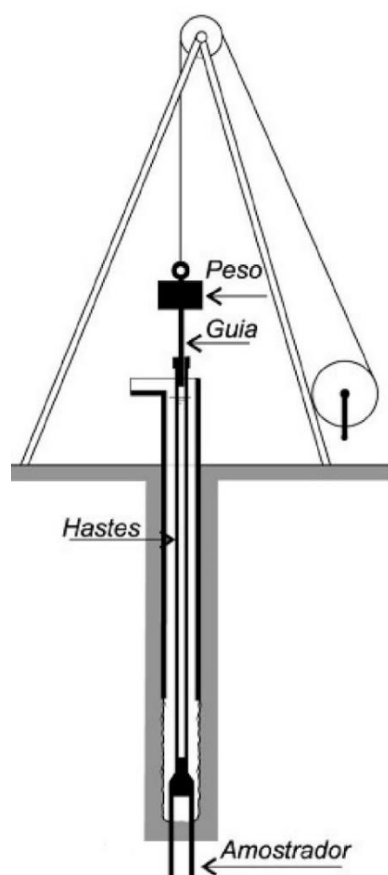


Figura 2 - Esquema de sondagem SPT
Fonte: Velloso e Lopes (2004)

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

Após o término da sondagem, determina-se a cota de fundo do furo e da cota da água, se existente, em relação ao ponto fixo, previamente determinado. Para a determinação da cota da água, a medição deve ser efetuada em, no mínimo, 12 horas posterior ao término da sondagem (ABNT, 2001).

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

2.3.2.1 Informações Obtidas

Rebelo (2008) cita que é possível obter várias informações sobre o solo com esse tipo de sondagem, como por exemplo:

- A existência de lençol freático e o nível da água;
- O tipo de solo atravessado, a partir das amostras coletadas a cada metro perfurado;
- Resistência do solo a cada metro perfurado.

O ensaio SPT possui uma indicação da consistência de solos argilosos, como argila e siltes argilosos e da compactidade de solos granulares, como areias e siltes arenosos. A NBR 6484 (ABNT, 2010) prevê que o boletim de sondagem deve fornecer, além da classificação do solo, a consistência ou compactidade (VELLOSO e LOPES, 2004). A Tabela 1 mostra a classificação, do solo segundo a norma.

Tabela 1 - Classificação dos solos conforme sua compactidade e consistência

Solo	N	Compactidade/Consistência
Areias e siltes arenosos	< 4	Fofa(o)
	5 - 8	Pouco compacta(o)
	9 - 18	Medianamente compacta(o)
	19 - 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	< 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média(o)
	11 - 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)

Fonte: Velloso e Lopes (2004)

2.4 TIPOS DE FUNDAÇÃO

A NBR 6122 (ABNT, 2010) classifica as fundações em dois grupos, que são definidos como:

- **Fundações Superficiais ou Diretas:** Elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação;
- **Fundações Profundas:** Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que esta assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa.

Alguns tipos de fundações são apresentados na Figura 3.

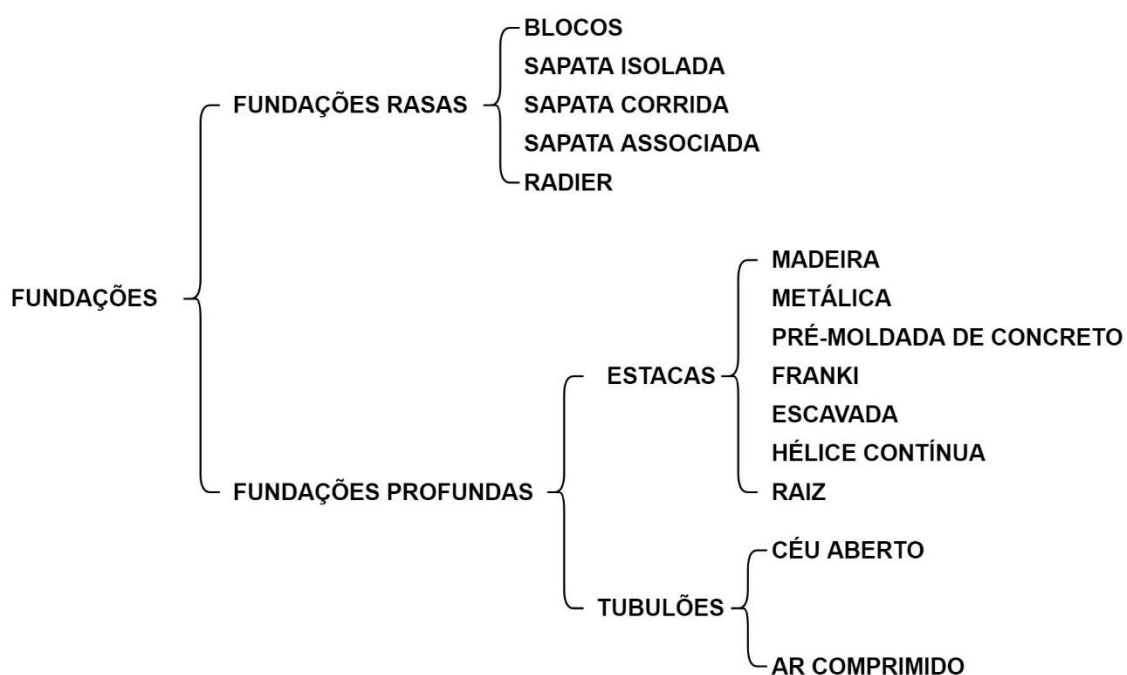


Figura 3 - Tipos de Fundações
Fonte: Autoria Própria

2.4.1 Fundações Superficiais ou Diretas

Dentro do grupo das fundações superficiais, a NBR 6122 (2010) apresenta alguns elementos:

- Bloco;
- Sapata Isolada;

- Sapata Corrida;
- Sapata Associada;
- *Radier*.

2.4.1.1 Bloco de Fundação

A NBR 6122 (2010) define bloco de fundação como o “elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura”. Geralmente, usa-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0 m de profundidade (BRITO,1987).

Uma característica da fundação por blocos é o fato de que a distribuição e a transferência de esforços da estrutura para o terreno é praticamente pontual, ou seja, onde houver um pilar, haverá um bloco de fundação distribuindo a carga para o solo. Tais blocos podem ser construídos com diferentes materiais, como pedra e tijolos maciços, sendo o concreto simples o material mais utilizado (BARROS, 2011). Podem ter as faces laterais verticais, inclinadas ou escalonadas e apresentam seções retangulares ou quadradas em planta (NBR 6122, 2010). Seu formato pode ser conferido na Figura 4.

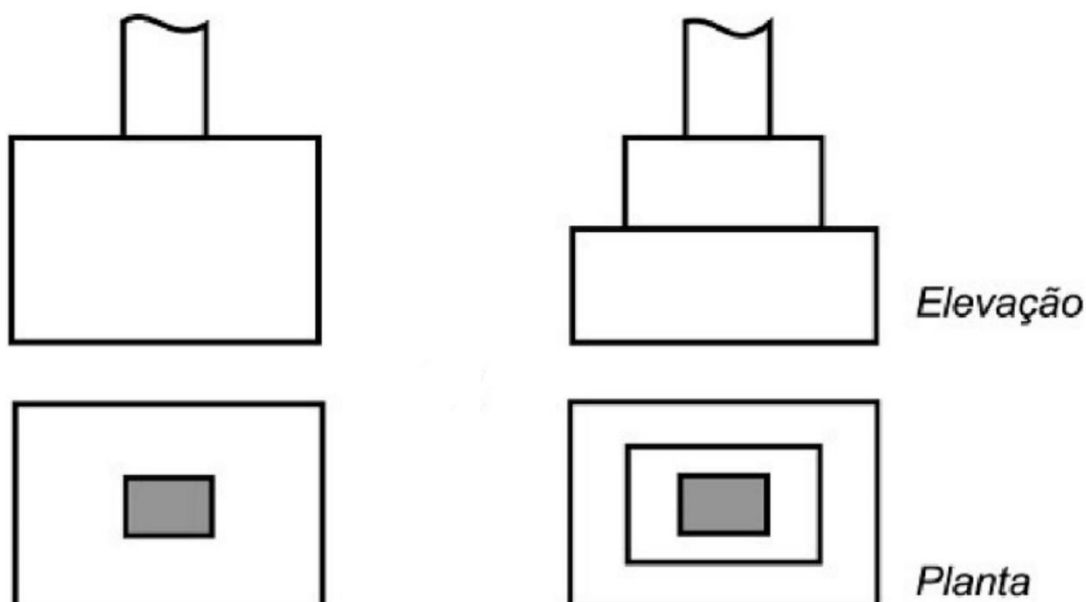


Figura 4 - Bloco de Fundação
Fonte: Velloso e Lopes (2004)

Como não possuem armaduras, as tensões de tração máximas, presentes na base do bloco, não devem ser maiores que a resistência à tração do concreto.

Dessa forma, quanto maior a carga, maior será a altura do bloco, o que pode inviabilizá-lo devido a necessidade de grandes escavações de terra para sua construção (VELLOSO e LOPES, 2004).

2.4.1.2 Sapata Isolada

A sapata isolada é um elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas sejam resistidas pela armadura. Pode apresentar espessura constante ou variável, com formato retangular ou trapezoidal em planta (NBR 6122, 2010). O formato da sapata pode ser visualizado na Figura 5.

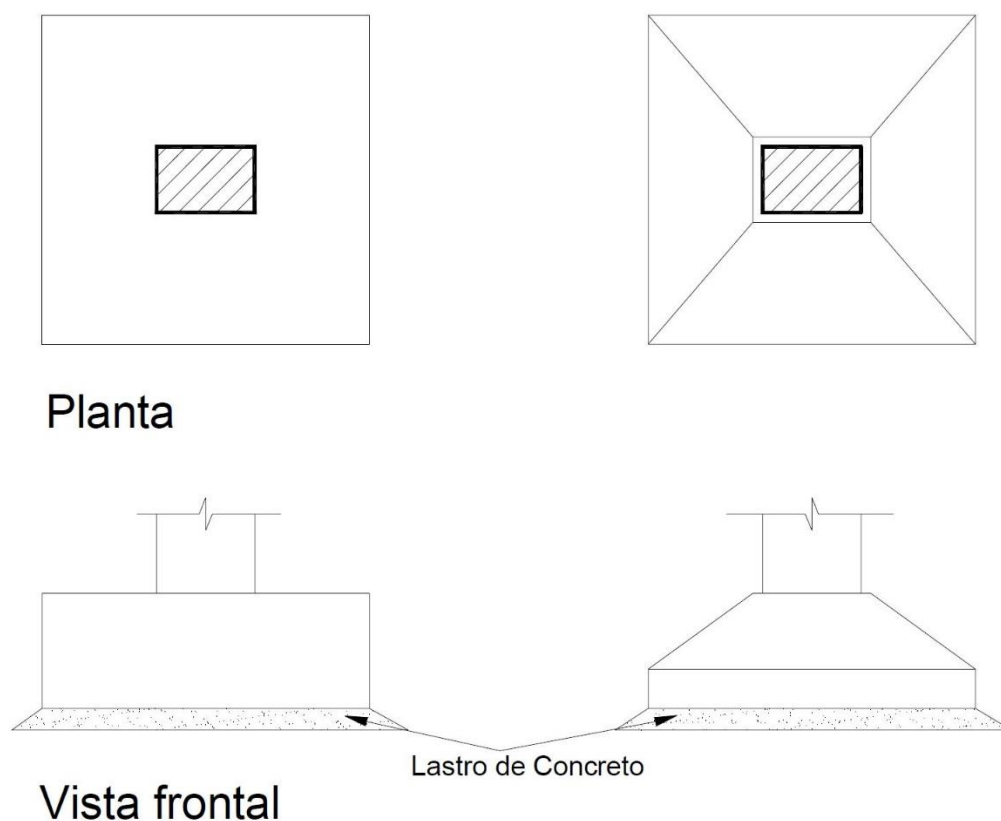


Figura 5 – Sapata
Fonte: Alva (2007)

Alonso (2010) elenca algumas características geométricas, em conformidade com as quais as sapatas devem ser projetadas, sempre que possível:

- O centro de gravidade do pilar coincida com o centro de carga do pilar;
- A menor dimensão da sapata não deverá ser menor que 60 cm;

- A relação entre os lados da sapata deverá ser menor ou no máximo igual a 2,5;
- Sempre que possível, os lados da sapata devem ser escolhidos de modo que os balanços da sapata em relação às faces do pilar sejam iguais em ambas as direções.

A sapata é, geralmente, utilizada quando se precisa transferir ao solo cargas pontuais ou concentradas, como cargas de pilares, daí o nome de sapata isolada. Suas dimensões são determinadas pelas cargas aplicadas e pela resistência do solo, de forma que as tensões transferidas não sejam maiores do que a tensão admissível do solo (REBELLO, 2008).

Deve-se levar em conta que o solo de apoio da sapata não deve ser influenciado pelos agentes atmosféricos e pelos fluxos de água. Em situações normais, recomenda-se profundidades superiores a 1,5 metros (ANDRADE, 2003).

Determinada a profundidade, recomenda-se, no momento de escavação das cavas para as sapatas, que estas se iniciem em um ponto onde foi realizado um procedimento de sondagem, para que se possa conferir os dados obtidos. As cavas devem ser inspecionadas quanto a uniformidade do solo de apoio. Quando o solo for considerado impróprio para o assentamento das sapatas, deve-se prosseguir com a escavação, até que se atinja uma profundidade de solo com melhores condições de suporte (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

Quando a implantação dos elementos for em desnível, ou seja, sapatas com diferentes cotas de assentamento, essas devem ser posicionados de forma que a sapata no nível superior não sobrecarregue a de nível inferior (REBELLO, 2008). A distância horizontal e angulação que deve ser respeitada, é indicada na Figura 6.

Abaixo de cada sapata deve-se sempre colocar um lastro de concreto magro, sem função estrutural e com objetivo de evitar a perda de água do concreto da sapata para o solo (BARROS, 2011).

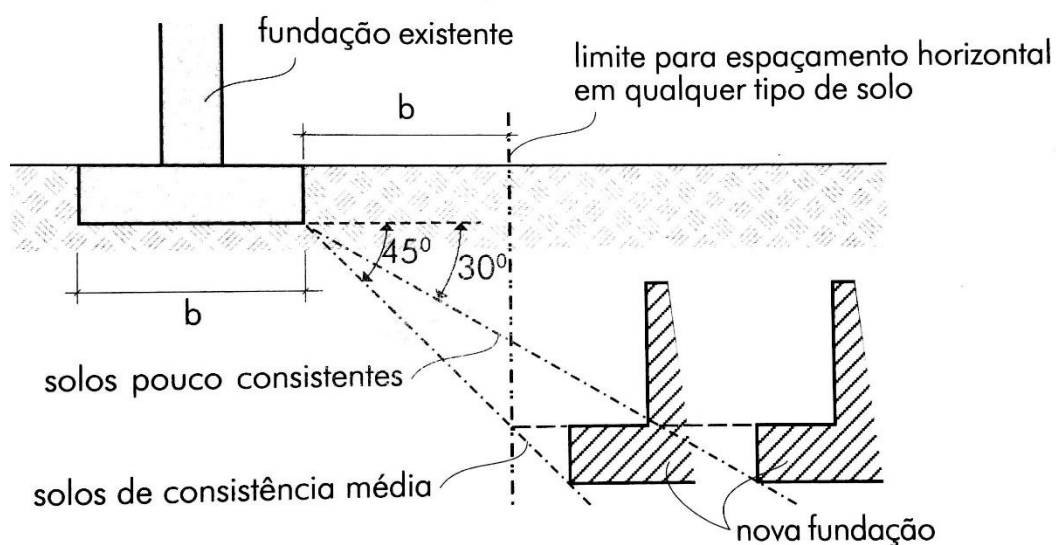


Figura 6 - Distância e angulação entre sapatas
 Fonte: Rebello (2008)

2.4.1.2.1 Detalhes Construtivos

A NBR 6122, em seu Anexo A, apresenta os procedimentos executivos para a construção das fundações superficiais. No que se refere a regularização do fundo da cava, a sapata deve ser executada com um lastro de concreto não estrutural de, no mínimo, 5 cm de espessura (BASTOS, 2016).

Para melhorar e garantir a função da sapata, os detalhes geométricos devem apresentados na Figura 7 devem ser respeitados. A superfície da sapata, deve ter uma mesa maior que a seção do pilar, com pelo menos 2,5 cm, visando facilitar o processo construtivo e ajudar a apoiar a forma do pilar. A fim de evitar a possível ruptura nos lados da sapata, a altura da face extrema deve satisfazer a inequação apresentada na ilustração (BASTOS, 2016).

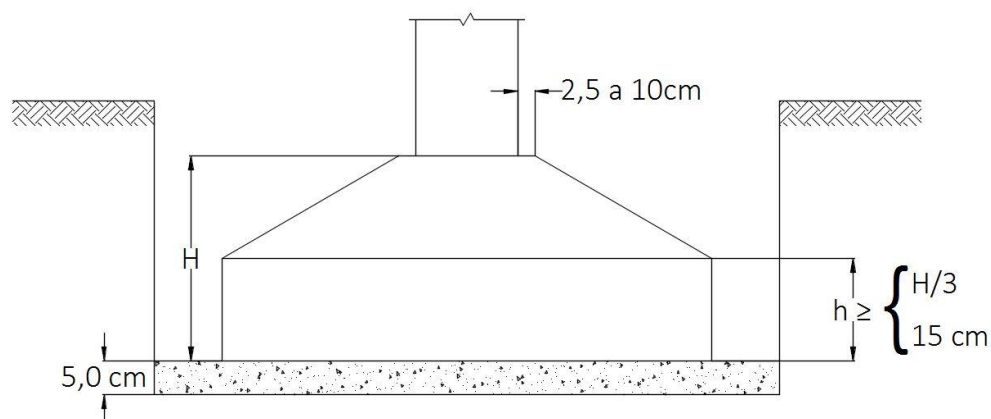


Figura 7 - Detalhes construtivos para sapatas
Fonte: Bastos (2016), adaptada

2.4.1.2.2 Vantagens e Desvantagens

Entre as vantagens do uso de sapatas, pode-se citar o baixo custo, a rapidez de construção e a dispensabilidade de ferramentas ou equipamentos especiais em sua construção (ZULIAN; DONÁ; VARGAS, 2002).

As sapatas suportam uma grande capacidade de cargas quando comparadas a outros tipos de fundações rasas, sendo indicadas para regiões com solo estável e com boa resistência nas camadas superficiais (ZULIAN; DONÁ; VARGAS, 2002).

2.4.1.3 Sapata Corrida

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) sapata corrida é aquela “sujeita à ação de uma carga linearmente distribuída ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento”. Com formato semelhante à sapata isolada, a sapata corrida se difere pela relação entre as dimensões da base, quando a maior dimensão for cinco vezes, ou mais, maior que a menor dimensão, a sapata será considerada corrida (BASTOS, 2016). A representação do elemento e da relação entre as dimensões podem ser conferidos na Figura 8.

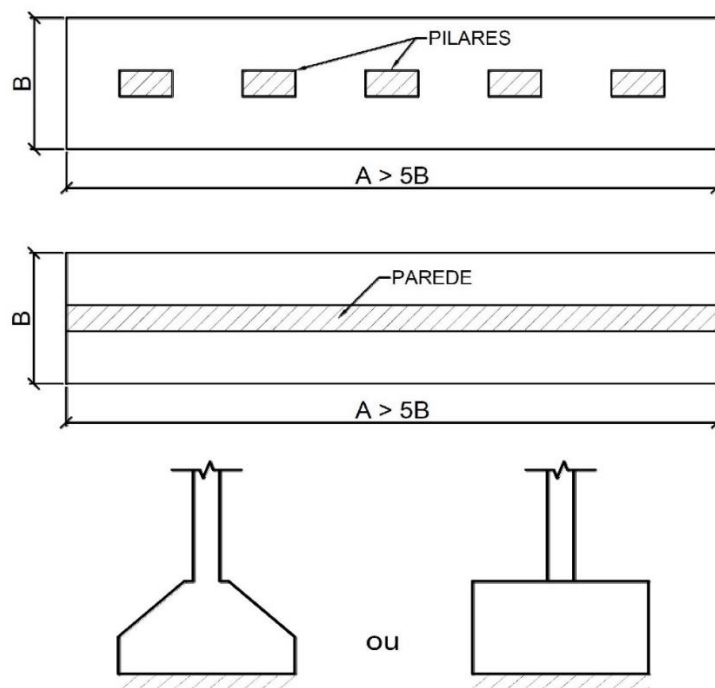


Figura 8 - Sapata Corrida
Fonte: Bastos (2016)

Estes elementos são geralmente usados em construções de pequeno porte, como edificações de baixa altura, casas, muros de arrimo e divisa, paredes de reservatórios, entre outras. Quando o solo apresenta uma boa capacidade de suporte nas camadas mais superficiais, as sapatas corridas constituem uma solução economicamente muito viável (BASTOS, 2016).

2.4.1.4 Sapata Associada

Definida apenas como sapata comum a mais de um pilar pela NBR 6122 (ABNT, 2010), a sapata associada é utilizada quando, devido à proximidade dos pilares, duas ou mais sapatas se sobrepõem em planta. Quando isso ocorre, deve-se colocar os pilares das sapatas sobrepostas em uma só sapata. Para garantir a uniformidade da distribuição das tensões no solo, o centro de sua gravidade deve coincidir com o centro de gravidade das cargas dos pilares. A área da sapata dependerá das cargas de todos os pilares que ela abrange (REBELLO, 2008).

Em condições de carregamentos uniformes e simétricos entre os pilares, a sapata associada resultante será uma sapata corrida simples, com base retangular. Porém, com cargas relativamente diferentes, a necessidade de se coincidir o

centroide da sapata com o centro das cargas resultará em uma sapata de base trapezoidal ou com balanços livres diferentes (ALVA, 2007).

Segundo Bastos (2016) as sapatas corridas podem ser projetadas com ou sem viga de rigidez, como mostram a Figura 9.

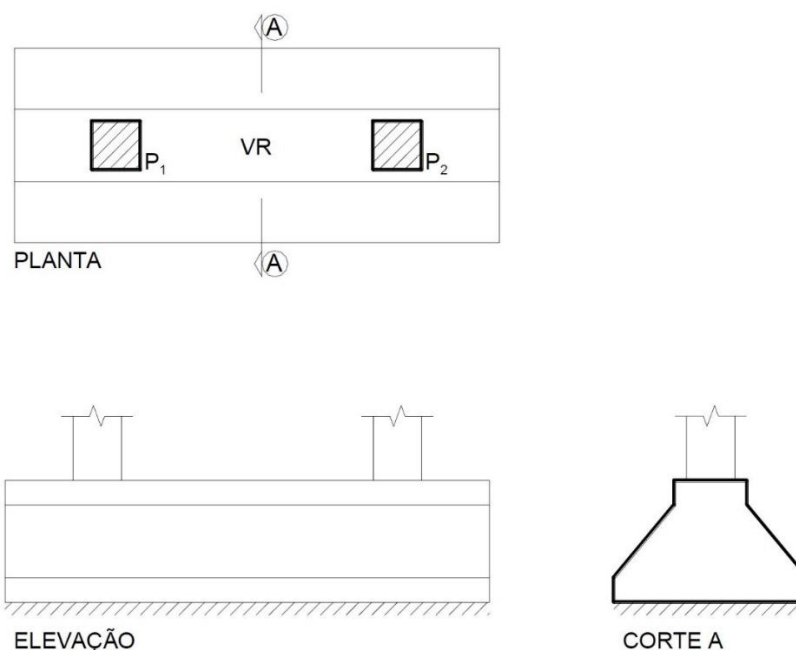


Figura 9 - Sapata Associada
Fonte: Bastos (2016)

2.4.1.5 Radier

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), “*Radier* é um elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares da obra distribuindo os carregamentos” (Figura 10). Usa-se a expressão *radier* quando o elemento abrange todos os pilares da obra, quando recebe apenas parte deles, denomina-se sapata associada. Tal diferença é desconsiderada no ponto de vista de projeto, no qual ambas as situações são tratadas da mesma maneira (VELLOSO e LOPES, 2004).

O *radier* pode ser visto como uma grande sapata, em que, a soma de todas as cargas atuantes, dividida pela área do *radier*, resulte em uma tensão menor do que a tensão admissível do solo. É utilizado com a intenção de se obter uma rigidez suficiente para evitar os recalques diferenciais (REBELLO, 2008).

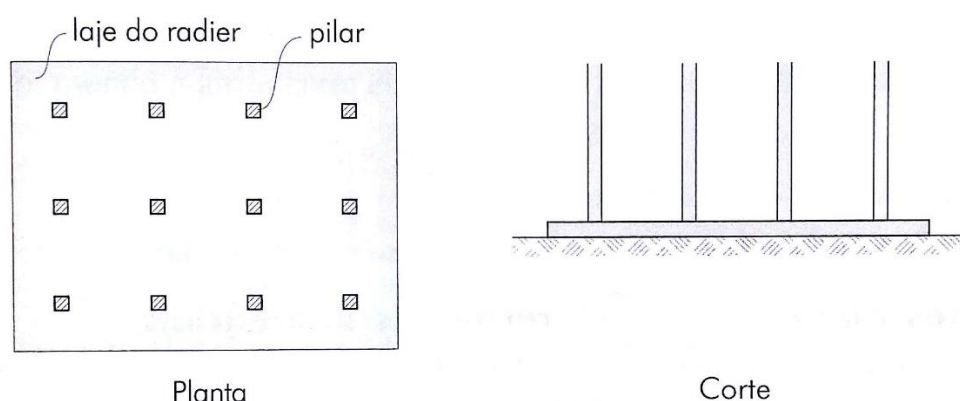


Figura 10 – *Radier*
Fonte: Rebello (2008)

Segundo Velloso e Lopes (2004), o *radier* é adotado como elemento de fundação quando:

- As áreas das sapatas se aproximam muito ou até mesmo se sobrepõem (cargas elevadas e/ou tensões de trabalho baixas);
- Se deseja uniformizar os recalques.

Velloso e Lopes (2004) ainda orientam que, quando a área da soma das sapatas for maior que a metade da área de projeção da edificação, recomenda-se a utilização de *radier*.

2.4.2 Fundações Profundas

A NBR 6122 (ABNT, 2010) inclui no grupo das fundações profundas dois tipos de elementos, são eles:

- Estacas;
- Tubulões;

2.4.2.1 Estacas

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010, pg 3), “estacas são elementos de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos”.

São elementos esbeltos, implantados no solo por meio de cravação ou cavação do solo e posterior concretagem. Dessa forma, podem ser classificadas

como estacas cravadas e estacas escavadas (JOPPERT JUNIOR, 2007). As estacas recebem esforços axiais de compressão, que são resistidos pelas reações exercidas pelo solo em sua ponta e em sua superfície lateral (BARROS, 2011).

2.4.2.1.1 Estacas de Madeira

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

O principal problema das estacas de madeira é sua deterioração, que ocorre principalmente em locais onde há a variação do nível da água. Este ambiente é apropriado para o desenvolvimento de fungos nocivos à madeira. Entretanto, caso a estaca esteja permanentemente molhada ou permanentemente seca, sua integridade será garantida. Uma alternativa que garante a durabilidade da madeira é a utilização de tratamentos químicos, como a aplicação de sais tóxicos ou cresoto, um material derivado do petróleo e da própria fumaça da madeira. Tais procedimentos, entretanto, fazem com que o custo aumente consideravelmente, tornando o uso deste tipo de estaca economicamente inviável (REBELLO, 2008).

Quando cravadas, um anel de aço deve ser colocado na cabeça da estaca para evitar seu rompimento devido aos golpes do pilão e recomenda-se, ainda, a utilização de uma ponteira de aço, visando facilitar a cravação. Do ponto de vista estrutural, a capacidade de carga da estaca dependerá do seu diâmetro e do tipo de madeira utilizado (BARROS, 2011).

2.4.2.1.2 Estacas Metálicas

Este tipo de estaca é empregado, geralmente, quando o uso de estacas de concreto é inadequado. Um dos fatores de uso pode ser a necessidade da diminuição da vibração de cravação, como por exemplo, em casos em que há, próximo ao local de execução da cravação, construções que podem ser facilmente prejudicadas por altos níveis de vibração, como monumentos históricos (REBELLO, 2008).

Além dos fatores citados acima, as estacas podem atender outras fases da obra, podendo servir como elementos de arrimo entre outros. Também podem ser cravadas em solos resistentes, sem que haja o risco de quebra ou de levantamento de estacas vizinhas, mesmo em situações com alta densidade de estacas. Esses aspectos, fazem com que as estacas metálicas, mesmo tendo um custo elevado comparadas a outros tipos de estacas, tornem-se, em várias situações, economicamente viáveis (ALONSO, 1996).

As estacas metálicas podem ser encontradas em diversas formas, como perfis laminados ou soldados e tubos metálicos. Nos perfis laminados estão os trilhos ferroviários, que podem ser utilizados como elementos de fundação após serem retirados das ferrovias. Os perfis ainda podem ser utilizados isolados e associados, como mostra a Figura 11 (VELLOSO e LOPES, 2010).

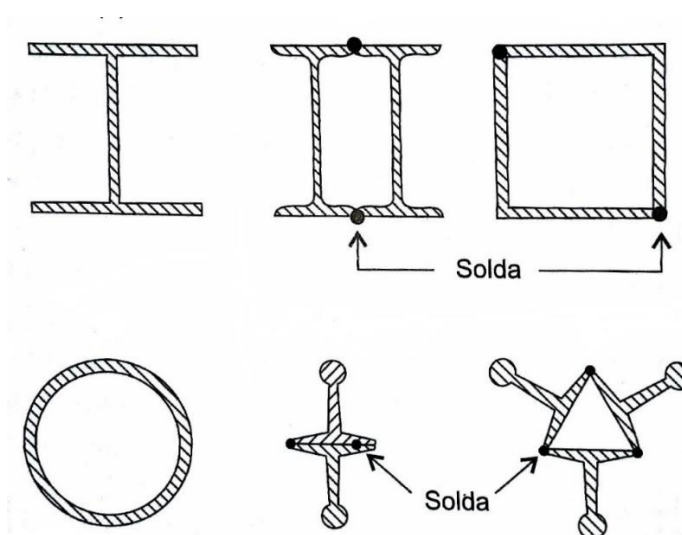


Figura 11 - Perfis estaca metálica
Fonte: Velloso e Lopes, (2010)

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

Alonso (1996) aponta que o problema de corrosão em estacas completamente enterradas em solo natural já não é questionado, visto que a quantidade existente de oxigênio em solos naturais é muito pequena, causando uma mínima corrosão na estaca. A NBR 6122 (ABNT, 2010), entretanto, exige que em estacas enterradas se desconte uma espessura de 1,5 mm em toda a superfície em

contato com o solo, o que resulta em uma área útil menor do que a área do perfil. No ponto de vista estrutural, a carga máxima é obtida pela multiplicação da área útil pela tensão admissível da estaca.

2.4.2.1.3 Estaca Pré-moldada de Concreto

O concreto, entre todos os materiais de construção, é um dos que melhor se presta para a confecção de estacas, em particular as pré-moldadas, devido ao controle de qualidade possível nos processos de fabricação e cravação. As estacas podem ser confeccionadas em concreto armado ou protendido e adensadas por vibração ou centrifugação, com cargas nominais variando de 200 a 1500 kN (ALONSO, 1996).

Essas estacas são largamente utilizadas pelo mundo como elementos de fundação, porém, em algumas situações, estão sendo substituídas por soluções melhores, tanto econômica quanto tecnicamente (REBELLO, 2008).

Apresentam seções transversais, geralmente, com formato circular, quadrada, hexagonal ou octogonal, podendo ser ou não vazadas, como mostra a Figura 12. Para viabilização do transporte, as estacas são fabricadas com comprimento máximo de 12 metros, e, quando há a necessidade de maiores comprimentos, as estacas devem ser emendadas no canteiro. Tais emendas podem ser realizadas por anéis metálicos, luvas de encaixe e por solda. As duas primeiras opções podem ser utilizadas apenas quando não houver esforços de tração na cravação e na utilização. Devido a isso, a NBR 6122 recomenda a ligação por soldagem (ALONSO, 1996).

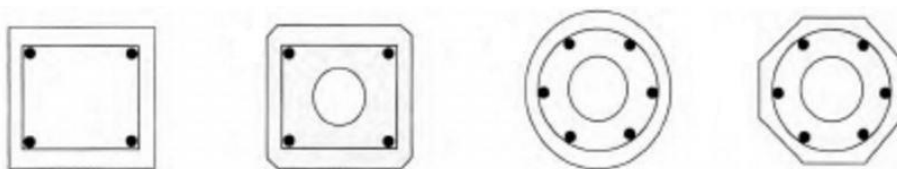


Figura 12 - Perfis estacas pré-moldadas de concreto
Fonte: Velloso e Lopes, (2010)

Segundo Rebello (2008), as estacas de concreto são armadas apenas com o propósito de suportar o seu peso próprio durante o transporte, devido ao fato de se comportarem como vigas quando na posição horizontal. Velloso e Lopes (2010) ressaltam que as estacas de concreto necessitam de um reforço nas armaduras

longitudinais, nas duas extremidades, para resistirem às tensões que surgem durante a cravação, como mostra a Figura 13.

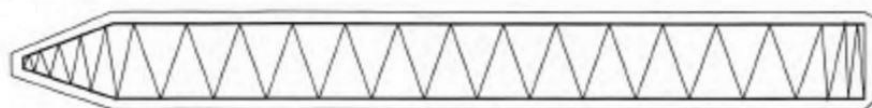


Figura 13 - Armação estaca pré-moldada de concreto
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

As estacas pré-moldadas podem ser cravadas por vibração, prensagem ou percussão. A cravação por prensagem é idealizada para reforços em fundações, mas tem sido utilizada em situações em que é preciso evitar vibrações e barulhos. Tem a vantagem de possibilitar a realização da prova de carga na estaca, de até uma vez e meia a carga de trabalho, conferindo um alto controle de qualidade para o estaqueamento (ALONSO, 1996).

Apesar disso, Alonso (1996) aponta que a cravação por percussão ainda é a mais utilizada. Este processo pode ser realizado pela utilização de um martelo automático ou martelo de queda livre. O martelo automático possui uma frequência de cravação maior, resultando em uma cravação contínua e melhor. Já o martelo de queda livre possui uma frequência menor, pelo fato do martelo precisar ser levantado a uma altura, da qual é solto em queda livre. Devido a fatores como poluição sonora e emissão de gases, o procedimento por martelo automático é mais utilizado em lugares afastados de centros urbanos, dando preferência ao martelo de queda livre em obras urbanas (REBELLO, 2008).

As estacas pré-moldadas de concreto não são recomendadas quando há presença de matacões ou camadas de pedregulhos no solo, bem como quando a previsão da cota de ponta da estaca é muito variável, de modo a impossibilitar a seleção de comprimentos constantes das estacas. No ponto de vista estrutural, as cargas máximas nominais das estacas são geralmente indicadas pelos fabricantes através de catálogos técnicos em função do formato e diâmetro (ALONSO, 1996).

2.4.2.1.4 Estaca Franki

Consiste em uma estaca de concreto armado moldada no solo, que utiliza um tubo de revestimento metálico como molde. Este tubo metálico é cravado

dinamicamente no solo por um pilão em queda livre, com peso entre 1 e 3 toneladas. Para a cravação, o tubo tem sua ponta fechada com uma bucha de concreto, com um baixo fator água/cimento, com slump praticamente zero, permitindo assim o apiloamento e a cravação do tubo, o qual é arrastado para baixo devido ao forte atrito entre o concreto seco e a parede metálica do tubo. Atingida a profundidade desejada, a bucha é desprendida do tubo e continua-se a cravação com adições graduais de concreto, causando assim o alargamento da base da estaca (MAIA, 1996). O processo de execução da estaca franki pode ser conferido na Figura 14.

As estacas franki apresentam alta capacidade de carga e podem ser executadas em profundidades avançadas, sem limitações quanto ao lençol freático. São recomendadas para locais onde o solo apresenta a camada resistente em profundidades variáveis e são aplicáveis em terrenos com pedregulhos e pequenos matacões (ANDRADE, 2003).

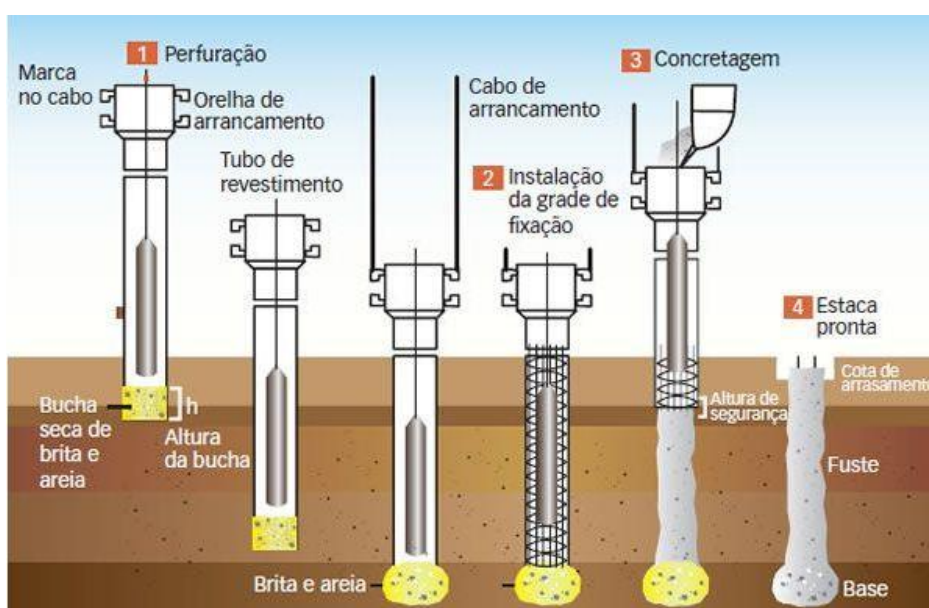


Figura 14 - Estaca Franki
Fonte: Nakamura (2013)

Segundo Maia (1996), esse tipo de estaca apresenta alguns problemas executivos. Um deles é o estrangulamento do fuste da estaca durante a concretagem em solos muito moles e a ruptura do fuste durante o apiloamento do concreto. Outro aspecto negativo do seu uso é o levantamento das estacas e até mesmo a ruptura do fuste por tração, que pode ocorrer devido a movimentação de solo causada pela cravação de estacas vizinhas.

2.4.2.1.5 Estacas Escavadas

As estacas escavadas são caracterizadas por serem moldadas no local, após a escavação do solo. A escavação pode ser realizada por meio de perfuratrizes rotativas, sondas para retirada de solo e trados mecânicos. As estacas executadas por esses procedimentos são definidas como estacas escavadas mecanicamente por trado helicoidal, estaca Strauss com tubo de revestimento recuperável e tipo broca, respectivamente (FALCONI; FÍGARO e SOUZA FILHO, 1996).

As estacas escavadas por trado helicoidal, como o nome já diz, é executada por meio do uso de uma haste helicoidal montada sobre uma base, a qual é incorporada a veículo sobre rodas como pode ser verificado na Figura 15, facilitando assim o deslocamento no canteiro, onde a topografia permite. Além de sua alta mobilidade, a estaca escavada por trado tem uma boa produtividade e pode alcançar profundidades maiores que as estacas escavadas manualmente. Após o furo realizado, a haste é retirada e ocorre a sua concretagem e o posicionamento das ferragens de espera, que servem para ligar a estaca ao bloco de fundação. Pela forma de execução, o uso dessas estacas se restringe a solos estáveis e acima do lençol freático. Após alcançar o solo resistente, a capacidade de carga da estaca depende do seu diâmetro (REBELLO, 2008). Destaca-se ainda que, nesse tipo de estaca, é importante que ocorra o apiloamento do fundo do buraco escavado, visando a compactação do solo que ficou solto (JOPPERT JUNIOR, 2007).

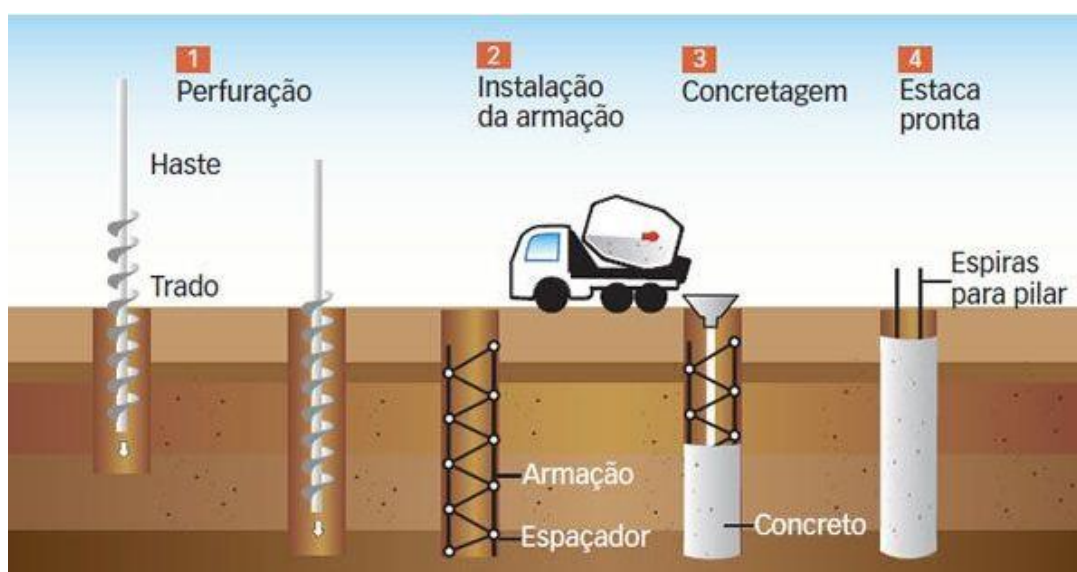


Figura 15 - Trado helicoidal acoplado a veículo sobre rodas
Fonte: Nakamura (2013)

Com um processo simples, a estaca tipo Strauss consiste na retirada de solo por meio de uma piteira ou sonda, com a introdução de tubos metálicos rosqueáveis até se atingir a profundidade desejada, conforme mostra a Figura 16. Após a escavação, procede-se a concretagem com apiloamento e retirada da tubulação, que deve ser retirada a fim de garantir a integridade da estaca. Assim como na estaca escavada por trado helicoidal, posterior a concretagem, é realizado o posicionamento das esperas (ANDRADE, 2003).

Rebello (2008) não recomenda a utilização desse tipo de estaca abaixo do nível da água, salvo quando sua execução seja extremamente cuidadosa. Quando realizada abaixo do nível da água, aconselha-se considerar uma redução na capacidade de carga da estaca. Falconi, Fígaro e Souza Filho (1996) citam algumas vantagens da estaca Strauss, como a ausência de trepidações e vibrações em prédios vizinhos, facilidade de locomoção dentro do canteiro, possibilidade de análise do solo conforme a retirada de material, possibilidade de montagem do equipamento em terrenos pequenos, entre outras. Botelho e Carvalho (2007) ainda apontam que para as cargas que se propõem, a estaca Strauss é uma das mais econômicas. Por outro lado, por ter um método de escavação pela cravação da piteira, possui uma produtividade menor em relação à estaca escavada com trado (FALCONI; FÍGARO e SOUZA FILHO, 1996).

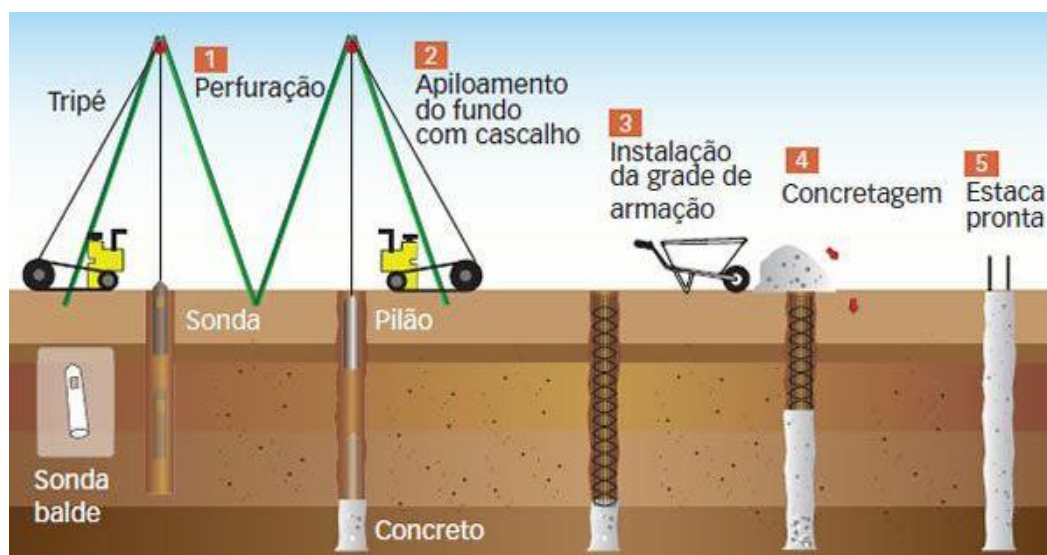


Figura 16 - Estaca Strauss
Fonte: Nakamura (2013)

A estaca tipo broca é um tipo de fundação escavada manualmente com a ajuda de um trado rotativo, que recebe o nome de broca. Esta broca é um

equipamento caracterizado por uma haste de tubo metálico emendável com duas lâminas curvas desencontradas na ponta, formando um cilindro com duas aberturas. Realizada a escavação, ocorre o apiloamento do solo no fundo do furo e, então, realizada sua concretagem e o posicionamento das esperas, como demonstra a Figura 17. Devido a precariedade em sua execução, não é recomendada para profundidades maiores que 6 metros e para profundidades abaixo do nível da água (REBELLO, 2008). Essas estacas são aceitáveis para cargas de 50 a 100 kN (ALONSO, 2010).

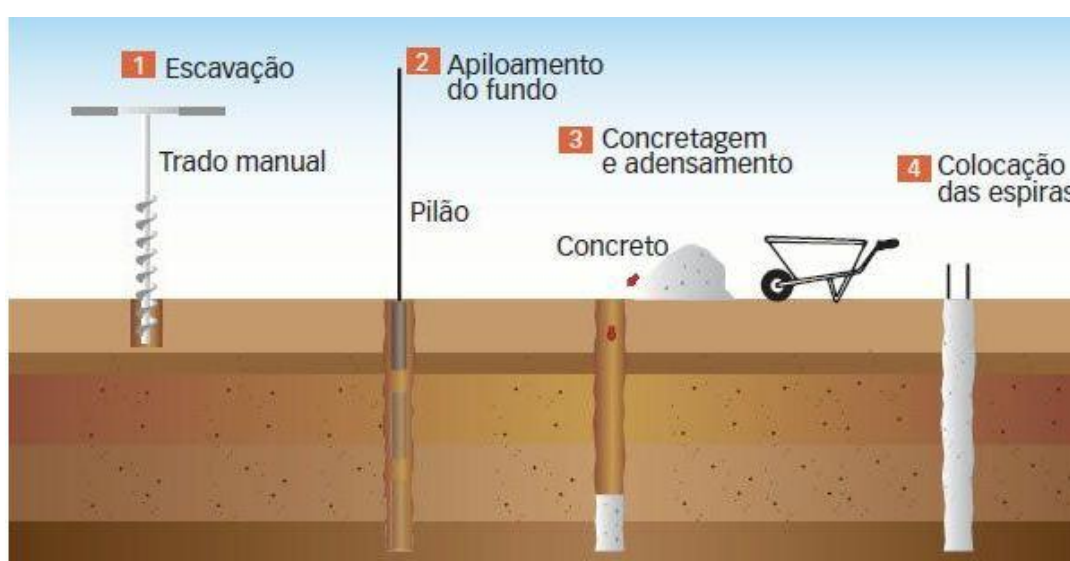


Figura 17 - Estaca tipo broca
Fonte: Nakamura (2013)

2.4.2.1.6 Estaca Hélice Contínua

Antunes e Tarozzo (1996, p.345) define este tipo de estaca como “uma estaca de concreto moldada ‘in loco’ executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através de haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno”.

Sua execução é realizada por meio da rotação de um tubo metálico com uma chapa em forma de hélice fixada a ele. A presença de dentes, na extremidade do tubo, facilita a escavação. Após se alcançar a cota de apoio da estaca, inicia-se a concretagem, que é realizada simultaneamente à retirada da hélice. A hélice pode ser retirada sem rotação ou com baixa rotação sempre no sentido da perfuração. O concreto é injetado no interior do furo através do tubo central como mostra a Figura 18 (REBELLO, 2008).

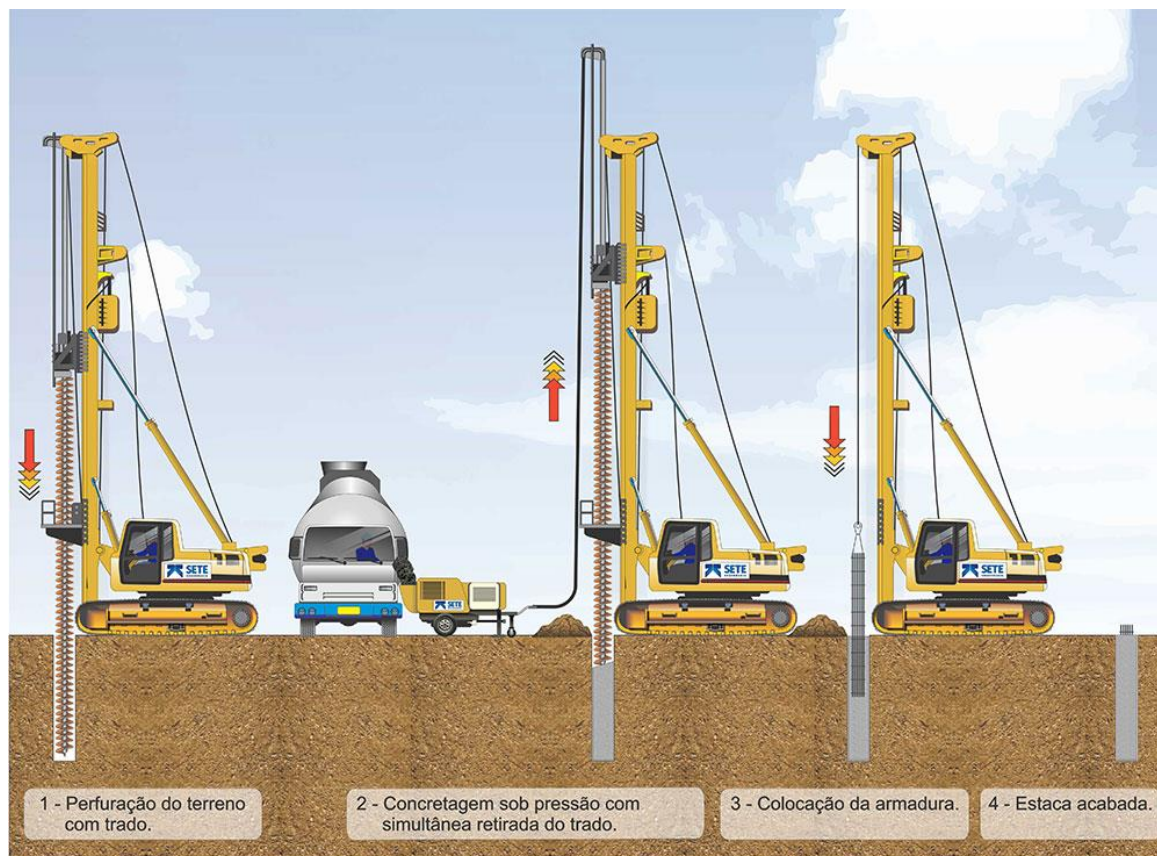


Figura 18 - Estaca hélice contínua
Fonte: LAN Consultoria (2015)

A armação desse tipo de estaca deve ser realizada logo após a concretagem, porque apresenta dificuldades inerentes devido ao seu processo construtivo. A armadura tem formato de gaiola e é colocada por gravidade ou com o auxílio de um pilão de pequena carga (ANTUNES e TAROZZO, 1996).

Além da alta produtividade, a estaca hélice contínua ainda apresenta um elevado grau de qualidade. Sua execução é eletronicamente monitorada, apresentando diversos dados no decorrer do processo de execução, que vão desde a profundidade de perfuração até a pressão de bombeamento e perda de concreto (REBELLO, 2008).

Rebello (2008) ainda afirma que as estacas podem atingir um comprimento máximo de 30 metros, podendo ser executadas abaixo do nível da água e em qualquer tipo de solo, exceto os que apresentarem rocha sã ou matacões. Como desvantagens, esse tipo de estaca tem o custo ainda elevado, a necessidade de locais planos para locomoção do equipamento de execução, o grande volume de solo retirado e seu diâmetro limitado a 1 metro.

2.4.2.1.7 Estaca Raiz

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define a estaca raiz como sendo uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada “in loco”, executada através de perfuração rotopercussiva ou rotativa, revestida integralmente por tubos metálicos recuperáveis no trecho em solo. É comumente empregada em reforços de fundações, solos rochosos e em canteiros que apresentam dificuldade de acesso a equipamentos de maior porte (ZULIAN; DONÁ; VARGAS, 2002).

Este tipo de estaca é executado por meio de um tubo rotativo, que tem em sua extremidade uma ferramenta denominada sapata de perfuração, com diâmetro maior que o do tubo. Utiliza-se circulação de água para auxiliar no processo de perfuração, esta água, após lavar o solo, é expulsa pelo espaço formado entre a parede do furo e a face do tubo. Com a utilização de um equipamento denominado “tricone”, que dispõe de pastilhas de diamante ou vídia, essas estacas podem atravessar maciços rochosos. Após a cavação ocorre o posicionamento da armadura e então a argamassagem do furo (REBELLO, 2008).

Preenchido o furo, o tubo de revestimento é vedado no topo por um tampão, que é ligado a um compressor de ar. Golpes de ar comprimido são aplicados durante a retirada do tubo de revestimento. O ar comprimido é utilizado para se garantir o total preenchimento do furo (REBELLO, 2008). O processo de execução da estaca raiz pode ser conferido na Figura 19.

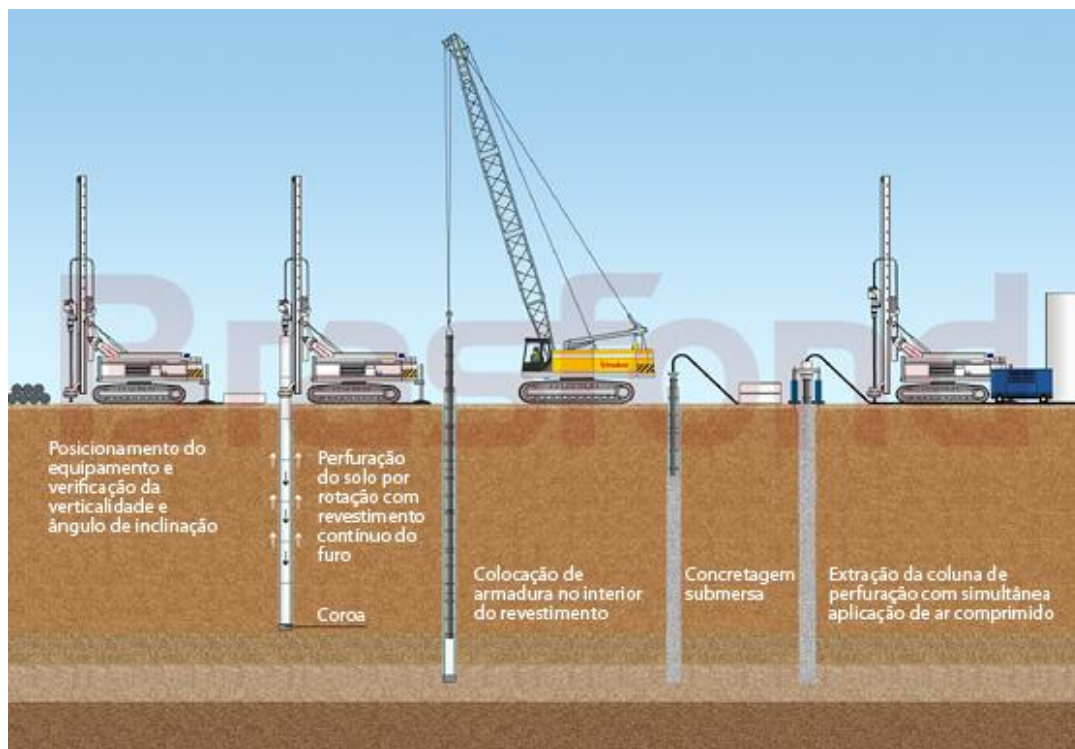


Figura 19 - Estaca Raiz
Fonte: Nakamura (2013)

2.4.2.2 Tubulão

O Tubulão é um tipo de fundação profunda em formato de cilindro vertical, podendo ou não ter sua base alargada. A execução do cilindro vertical, denominado fuste, é semelhante à de um poço, podendo ser realizada manual ou mecanicamente. Quando realizado manualmente, o fuste deve ter o diâmetro mínimo de 70 centímetros, para possibilitar a entrada de um operário. Para situações de escavação mecânica, o diâmetro do fuste irá depender das cargas a serem suportadas e das dimensões do equipamento (REBELLO, 2008).

Alonso e Golombek (1996) indicam que os tubulões podem ser a céu aberto, geralmente sem revestimento e a ar comprimido. Deve sempre possuir revestimento, constituído de concreto armado ou camisa metálica, sendo que esta pode ser tanto recuperada quanto perdida.

Quando possuem a base alargada, pode ter formato circular ou elíptica. Tais alargamentos são realizados de modo que não se necessite armadura, devendo as tensões de tração, na base do tubulão, resistidos de concreto. Para que isto aconteça, adota-se um ângulo de 60° do alargamento com a horizontal (VELLOSO e LOPES, 2010). O formato da base e a angulação do alargamento são apresentados na Figura 20.

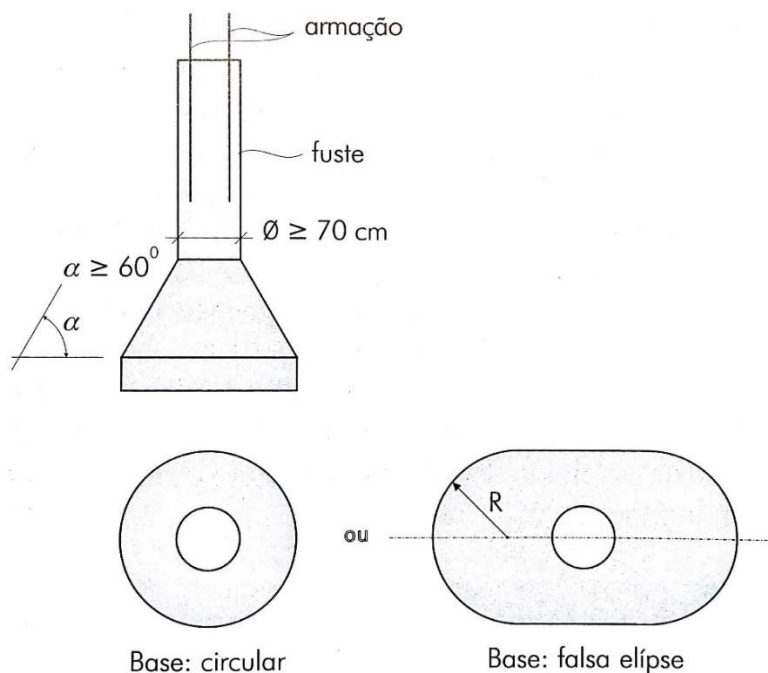


Figura 20 - Fundação tipo tubulão
Fonte: Rebello (2008)

Oliveira Filho (1985) afirma que tubulões a céu aberto são empregados, geralmente, em solos coesivos e acima do nível da água. São poços escavados até a camada resistente onde será assente a base da fundação e logo após concretados. Estes elementos, nada mais são que sapatas isoladas assentadas em grandes profundidades. Segundo Andrade (2003), os tubulões a céu aberto até podem ser executados abaixo do nível da água, desde que seja possível o bombeamento da água sem riscos de desmoronamento. Nesse caso, utiliza-se camisa de revestimento e, após a escavação, ocorre a limpeza e esgotamento da água presente no furo, para a então realização da concretagem.

Quando a retirada de água apresentar riscos à estabilidade das paredes do poço de escavação, um tubulão a ar comprimido é executado em profundidades abaixo do nível da água. Nesse processo, a água existente na escavação é expulsa por meio da aplicação de ar comprimido no interior do furo. Para sua execução, uma camisa de revestimento é cravada no solo e a escavação é feita a céu aberto, até se atingir o nível da água. Na sequência, uma campânula de ar comprimido é instalada na boca da camisa, para que a pressão necessária para expulsar a água seja gerada (REBELLO, 2008).

Rebello (2008) ainda enfatiza que esse tipo de fundação apresenta um trabalho muito severo, em razão do ambiente dentro do tubulão. Cuidados especiais

devem ser tomados nos momentos de entrada e saída do tubulão, não permitindo longos períodos de trabalho no interior da escavação, a fim de garantir a integridade dos operários. O esquema do tubulão a ar comprimido é apresentado na Figura 21.

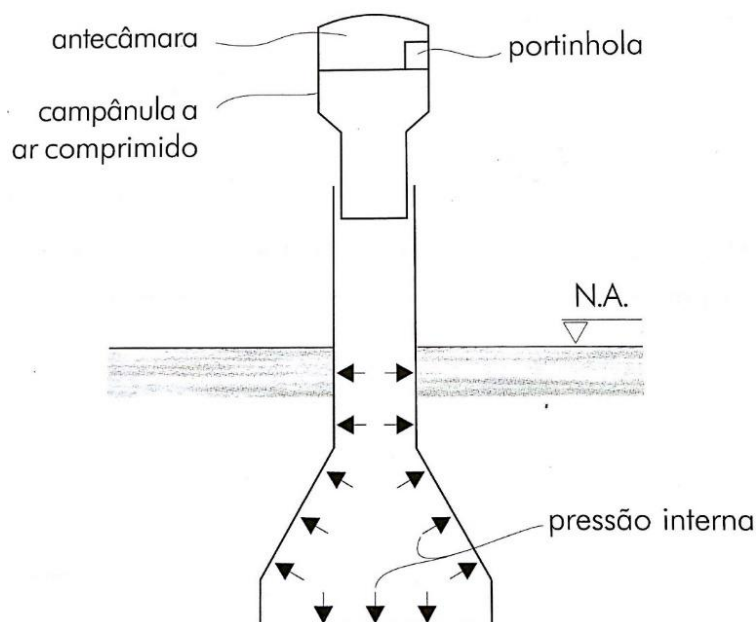


Figura 21 - Tubulão a ar comprimido
Fonte: Rebello (2008)

Embora seja indicado para obras de grande porte, como viadutos e pontes, os tubulões podem ser empregados para pequenas cargas em ocasiões especiais, como em casos em que o terreno apresenta uma topografia de difícil acesso a equipamentos comuns em outros processos (REBELLO, 2008).

2.5 CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES

Andrade (2003) afirma que, para a elaboração de um projeto geotécnico de fundações, há a necessidade de se conhecer, não apenas o perfil do terreno, mas também a planta dos pilares, com as respectivas cargas que serão transferidas à fundação.

2.5.1 Métodos de Cálculo

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a determinação da tensão admissível do solo, a partir do estado-limite último, deve ser estimada por meio do uso de provas de carga sobre placa, métodos teóricos ou métodos semiempíricos.

2.5.1.1 Prova de Carga Sobre Placa

Esse procedimento é regulamentado pela NBR 6489 e consiste em uma placa rígida de aço, com 80 centímetros de diâmetro, que é carregada gradualmente através de um macaco hidráulico, reagindo contra uma cargueira. Uma fração de carregamento é aplicada, somente após cessarem os recalques provenientes da aplicação anterior. O processo continua até que ocorra a ruptura do solo ou até se atinja o dobro da tensão admissível presumida para o solo (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

2.5.1.2 Métodos Teóricos

Tais métodos consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga, visando estimar a tensão de ruptura do solo. A ela aplica-se um coeficiente de segurança, geralmente de valor 3, resultando na tensão admissível do solo. Determinada a tensão admissível, procede-se uma análise de recalques a fim de conferir se esse critério é satisfeito. Caso não seja, o processo deve ser repetido com diferentes valores para a tensão admissível (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

Teixeira e Godoy (1996) ainda salientam que, além da inerente imprecisão das fórmulas de capacidade de carga, essa metodologia encontra dificuldade prática na avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos. Como exemplo, é possível citar os casos de sapatas apoiadas em areias ou solos residuais submersos.

2.5.1.3 Métodos Semiempíricos

São métodos que estimam as propriedades do solo por meio de correlações, e em seguida, as aplicam em fórmulas teóricas, adaptadas ou não. A estimativa da resistência e compressibilidade é realizada com base na resistência à penetração, obtida através de sondagem SPT, ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática de cone, CPT (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

2.6 RESISTÊNCIA DO SOLO PARA O DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.

Segundo Alonso (2010), a tensão admissível do solo para fundações rasas pode ser obtida com base no valor médio do SPT, utilizando a equação (1) para

valores de SPT menores que 20. O SPT médio utilizado leva em consideração a profundidade, de ordem de grandeza duas vezes a largura estimada para o elemento de fundação, contando a partir da cota de apoio.

$$\sigma_{adm} = \frac{SPT_{m\u00e9dio}}{50} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Onde:

σ_{adm} – Tensão admissível do solo;

$SPT_{m\u00e9dio}$ – M\u00e9dia dos valores de SPT das camadas selecionadas.

Para se definir a profundidade abaixo da cota de assentamento que ser\u00e1 considerada, faz-se um pr\u00e9-dimensionamento da sapata, conforme a tens\u00e3o admiss\u00edvel do solo considerando o N_{SPT} da cota de assentamento, encontrando o lado de menor dimens\u00e3o, e ent\u00e3o definindo a profundidade de estudo. Para facilitar o pr\u00e9-dimensionamento, pode-se considerar sapatas quadradas e ent\u00e3o encontrar a \u00e1rea da sapata e seu lado pelas equa\u00e7\u00f5es (2) e (3) respectivamente. Ap\u00f3s a defini\u00e7\u00e3o da profundidade, a tens\u00e3o admiss\u00edvel deve ser recalculada, considerando agora a m\u00e9dia dos SPT's respectivos as camadas definidas previamente (ALONSO, 2010).

$$S = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad (2)$$

Onde:

S – \u00c1rea da sapata;

P – Carga proveniente do pilar.

$$B = \sqrt{S} \quad (3)$$

Onde:

B – Lado da sapata.

2.7 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DAS ESTACAS

É possível estimar a capacidade de carga de uma estaca por correlações de ensaios realizados em campo, como o SPT e o CPT. A maioria dos métodos utiliza a equação (4) para calcular a carga de ruptura da estaca (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_t = R_p + R_l \quad (4)$$

Onde:

R_t – Resistência total (kg; tf ou kN);

R_p – Resistência de ponta (kg; tf ou kN);

R_l – Resistência lateral (kg; tf ou kN);

A resistência de ponta é calculada pela equação (5) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_p = r_p \times A_p \quad (5)$$

Onde:

r_o – Resistência unitária de pontal (kg/cm²; tf/m² ou kN/m²);

A_p – Área da ponta da estaca (cm² ou m²);

A resistência lateral é calculada pela equação (6) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_l = r_l \times L \times U_l \quad (6)$$

Onde:

r_l – Resistência unitária lateral (kg/cm²; tf/m² ou kN/m²);

L – Profundidade da estaca (cm ou m);

U_l – Perímetro lateral da estaca (cm ou m).

Os métodos procuram estimar as resistências unitárias lateral e de ponta, sendo os demais parâmetros, características geométricas das estacas (JOPPERT JUNIOR, 2007).

2.7.1 Método de Aoki e Velloso

Tal método estima as resistências unitárias lateral e de ponta, considerando os resultados do ensaio do CPT, utilizando as equações (7) e (8) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (7)$$

$$r_l = \frac{q_c \times \alpha}{F_2} \quad (8)$$

Onde:

q_c – Resultado médio da resistência de ponta do cone CPT na camada de solo em análise;

α – Fator de correlação da resistência de ponta e lateral do cone CPT, conforme o tipo de solo;

F1 e F2 – Coeficientes dependentes do tipo de estaca.

Os valores de F1 e F2 são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Coeficientes F1 e F2

Estaca	F1	F2
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00
Franki	2,50	5,00

Fonte: Joppert Junior (2007)

A resistência lateral total será a soma das resistências unitárias correspondentes a cada camada do solo, conforme a equação (9) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_l = \sum i(r_{l_i} \times U \times \Delta L_i) \quad (9)$$

Para se utilizar os valores de sondagem SPT, no cálculo das resistências lateral e de ponta, aplica-se a equação (10) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$q_c = K \times N_{SPT} \quad (10)$$

Onde:

K – Coeficiente que depende do tipo de solo;

N_{SPT} – Valor do SPT da camada em análise.

Como já afirmado, os coeficientes K e α utilizados nos cálculos, dependem do tipo de solo. Os valores de K e α são apresentados na Tabela 3 (JOPPERT JUNIOR, 2007).

Tabela 3 - Coeficientes K e α

Solo	K (kN/m ²)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia Siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia Argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoso argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Fonte: Joppert Junior (2007)

Determinada a resistência total da estaca, deve-se aplicar um fator de segurança de valor 2,0, conforme a equação (11), para definir a resistência admissível da estaca. Este fator de segurança está de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), item 6.2.1.1.1, Tabela 1.

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2,0} \quad (11)$$

2.7.2 Método Décourt e Quaresma

Esse método calcula as resistências unitárias lateral e de ponta, tomando como base os resultados do ensaio SPT. As resistências unitárias são calculadas pelas equações (12) e (13) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$rl = \left(\frac{SPT_{m\u00e9dio\ l}}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (12)$$

$$rp = SPT_{m\u00e9dio\ p} \times K \quad (13)$$

Onde:

$SPT_{m\u00e9dio\ l}$ – M\u00e9dia aritm\u00e9tica dos SPT's que envolvem o fuste das estacas, desconsiderando o SPT da ponta e o anterior (SPT m\u00ednimo = 3);

$SPT_{m\u00e9dio\ p}$ – M\u00e9dia aritm\u00e9tica dos SPT's da ponta, o anterior e o posterior;

K – Coeficiente dependente do tipo de solo.

Os valores do coeficiente K s\u00e3o apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do coeficiente K

Solo	K (kN/m ²)
Argiloso	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Arenoso	400

Fonte: Joppert Junior (2007)

A resist\u00eancia lateral total \u00e9 obtida considerando o somat\u00f3rio de todas as resist\u00eancias laterais unit\u00e1rias ao longo do fuste. Tanto a resist\u00eancia total lateral quanto a de ponta, s\u00e3o multiplicados por fatores de corre\u00e7\u00e3o, como mostram as equa\u00e7\u00f5es (14) e (15) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$Rl = \sum i (rl_i \times U \times \Delta L_i \times \beta) \quad (14)$$

$$Rp = rp \times Ap \times \alpha \quad (15)$$

Onde:

α e β – Fatores de corre\u00e7\u00e3o que dependem do tipo de estaca e solo.

U – Per\u00edmetro lateral da estaca (cm ou m).

Os fatores de corre\u00e7\u00e3o α e β est\u00e3o presentes nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Fator de correção α da resistência de ponta

Solo	Estacas cravadas	Escavadas em geral	Escavada com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz
Argila	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85
Solo intermediário	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: Joppert Junior (2007)

Tabela 6 - Fator de correção β da resistência lateral

Solo	Estacas cravadas	Escavadas em geral	Escavada com lama betonítica	Hélice contínua	Raiz
Argila	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50
Solo intermediário	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: Joppert Junior (2007)

Para se obter a carga admissível das estacas, aplica-se fatores de segurança, sendo que a resistência admissível a ser considerada deve ser a menor entre as equações (16) e (17) (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2,0} \quad (16)$$

$$R_{adm} = \frac{R_l}{1,3} + \frac{R_p}{4} \quad (17)$$

2.8 ORÇAMENTO

Para González (2008), em uma visão tradicional, o orçamento é uma estimativa, ou previsão, do custo ou preço de uma obra. O preço total da obra é o valor da soma de todos os gastos necessários para a construção. O orçamento deve ser realizado antes do início da obra, a fim de possibilitar o estudo e o planejamento prévios, auxiliando também no controle da obra.

Para conceber um orçamento, é necessário quantificar os insumos, mão de obra e equipamentos que serão utilizados em uma obra ou serviço (AVILA; LIBRELOTTO; LOPES, 2003). Além dos quantitativos, a TCPO (Tabelas de Composições de Preços e Orçamentos), da Editora Pini, aponta que para o

orçamento, é necessário conhecer também os coeficientes de produtividade da mão-de-obra e o consumo horário dos equipamentos a serem usados nos serviços (CARVALHO, 2003).

Para compreender um orçamento, segundo a TCPO (PINI, 2017), é importante o entendimento de alguns termos, como:

- Composição de Custos de Serviços: É o conjunto de elementos de insumos e coeficientes de consumo, mensurado por unidade de serviço.
- Insumos: são todos os elementos como máquinas, mão-de-obra e equipamentos necessários à execução de uma obra ou serviço. Tais elementos apresentam uma unidade de medição e um coeficiente de consumo conforme a composição em que estão presentes.
- Consumo: coeficiente que traduz a quantidade de um insumo, na unidade adotada, para determinado insumo.

Há vários tipos de fontes de composições de serviços e preços, dependendo sempre do tipo de obra e da empresa que realiza o trabalho, lembrando que o ideal é sempre a empresa ter suas próprias composições (MARTINS, 2016).

A Paraná Edificações é uma entidade autárquica, ligada à Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística (SEIL). Sua finalidade é o planejamento, a coordenação e a execução, centrada no desenvolvimento sustentável, de projetos, obras e serviços de engenharia de edificações. A entidade também elabora parâmetros e composições para elaboração de orçamentos (PARANÁ EDIFICAÇÕES, 2017).

A CYPE Ingenieros é uma empresa espanhola que tem mais de 30 anos de experiência em projetos de arquitetura, engenharia e construção, e que ocupa uma posição de liderança no setor de softwares para engenharia e construção. Pertence à família de *softwares* de conceito BIM (Building Information Model), o que permite realizar projetos de todas as especialidades de engenharia com integração e informações compartilhadas (CYPE, 2017a).

O Gerador de Preços da CYPE Ingenieros é uma base de dados interativa que permite a obtenção do preço do artigo escolhido, considerando as composições de materiais, equipamentos e processos construtivos (CYPE, 2017b).

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) é um conjunto de composições e preços, indicado e disponibilizado pelo

portal da Caixa Econômica Federal, para servir como referência na elaboração de orçamentos(CAIXA, 2017).

3 METODOLOGIA

Este trabalho pretende avaliar a viabilidade técnica e econômica de diferentes tipos de fundação na cidade de Pato Branco – PR, caracterizando-se, dessa forma, como um estudo exploratório. Gil (2008, p. 41) ressalta que uma pesquisa exploratória “[...] tem como objetivo proporcionar maior familiaridade com o problema, com vistas a torná-lo mais explícito ou a construir hipóteses”, podendo então o presente trabalho pode ser classificado como exploratório.

Conforme os procedimentos técnicos, o trabalho constitui-se de pesquisa bibliográfica, visando obtenção de embasamento teórico, para definir as variáveis do estudo e levantamento para o conhecimento dos materiais a serem utilizados bem como a disponibilidade das fundações em estudo.

Quanto à abordagem, segundo Fachin (2003), é possível classificá-la como quali e quantitativa, uma vez que busca definir diferentes tipos de fundação, considerando os aspectos técnico e econômico, de uma edificação na cidade de Pato Branco. Segundo o autor, a pesquisa qualitativa caracteriza-se por seus atributos, relacionando não somente aspectos mensuráveis, mas também definidos descritivamente.

3.1 ETAPAS DO TRABALHO

A primeira etapa desse trabalho consistiu-se pelo levantamento de referencial teórico sobre fundações, apurando características das fundações e os aspectos essenciais à realização de um projeto de fundações para uma edificação. Para isso, foram consultados livros, normas, artigos, portais e sites da *Internet*, entre outros.

O segundo passo foi o contato com empresas e escritórios de engenharia para a obtenção de um relatório de sondagem de solo, a planta de cargas e o projeto estrutural de uma edificação residencial de dois pavimentos, com o objetivo de levantar dados essenciais ao estudo.

Posteriormente, com os dados do solo e da edificação juntamente ao referencial teórico, uma análise prévia foi realizada a fim de definir quais tipos de fundação seriam avaliadas no trabalho. Com as fundações definidas, iniciou-se o processo de projeto, visando desenvolver um projeto para cada fundação em

análise, utilizando os métodos já estudados e com o auxílio de software de cálculo estrutural.

Para os projetos, calculou-se as tensões admissíveis para fundações rasas e as cargas admissíveis para fundações profundas. Para isso, essas tensões e capacidades foram inseridas no software, para que o programa pudesse considerar as características do solo para os dimensionamentos.

Concluídos os projetos, foram recolhidos os dados quantitativos de materiais fornecidos pelo software. A partir desse levantamento de dados, deu-se início ao levantamento das composições necessárias para a execução de cada projeto, bem como a busca de preços dos insumos presentes nas composições. Com as informações das composições e dos quantitativos em mãos, foi possível criar um orçamento e um cronograma de execução para as fundações.

Em seguida, após todos os dados e informações levantadas, realizou-se a análise e considerações sobre a viabilidade técnica e econômica de cada projeto, considerando o orçamento de cada uma e a produtividade durante a execução, resultando na conclusão do trabalho.

Uma apresentação mais esmiuçada das etapas do trabalho pode ser conferida no diagrama apresentado na Figura 22, o qual reproduz o caminho trilhado para a conclusão dos objetivos.

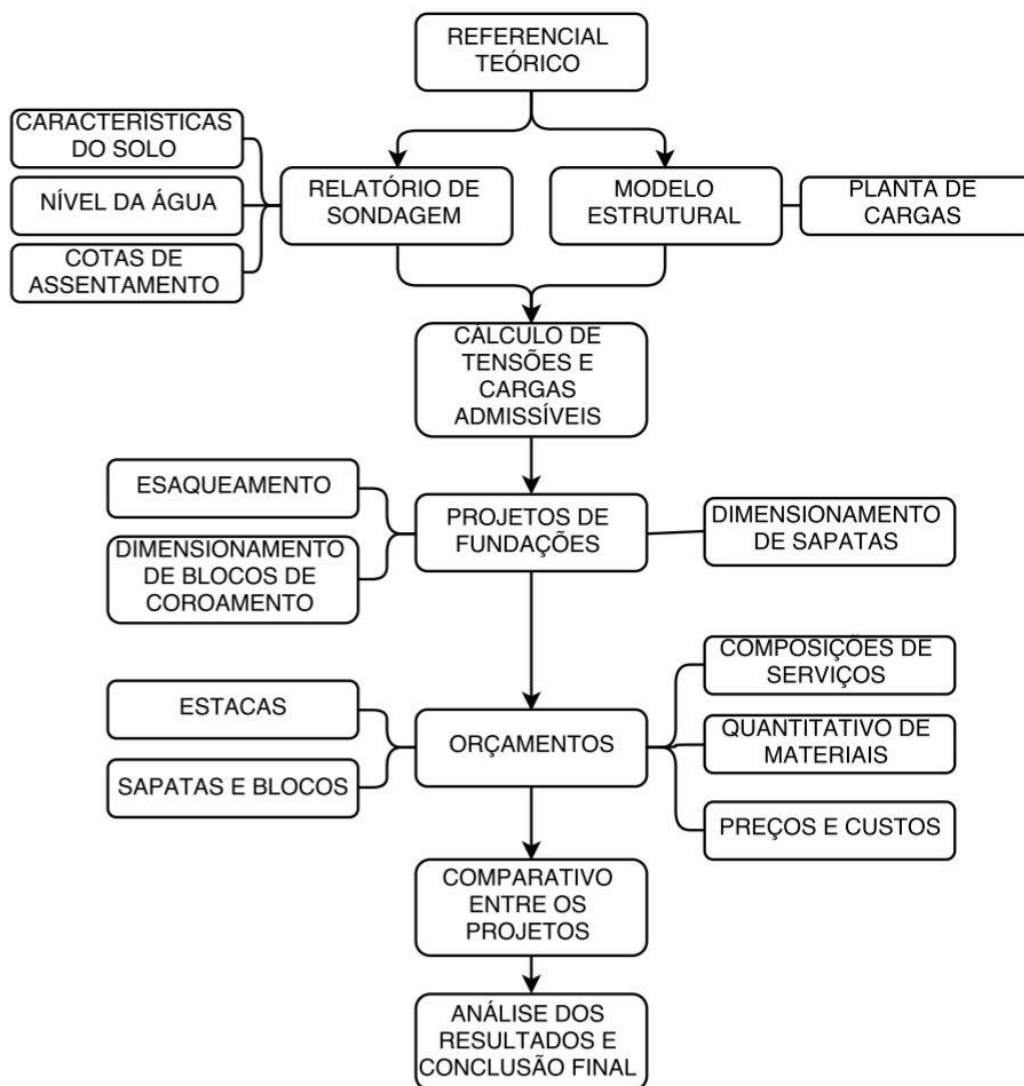


Figura 22 - Diagrama das etapas do trabalho
 Fonte: Autoria própria

4 DESENVOLVIMENTO

4.1 PESQUISA DE CAMPO

Durante o desenvolvimento do trabalho, uma entrevista foi realizada com o Tecnólogo Valmir Enio Testolin, da Exebase Fundações de Obras, na cidade de Pato Branco, na data de quinze de maio de 2017. Durante a entrevista, foram levantados questionamentos, principalmente, sobre utilização, preços e processos construtivos das fundações.

As considerações feitas após a entrevista e utilizadas no trabalho serão dispostas na sequência desse trabalho, mais especificamente nas seções relativas ao levantamento das composições para a execução das fundações e do levantamento de preços para a execução das estacas.

4.2 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação apresentada na Figura 23 consiste em uma residência unifamiliar de alto padrão, com dois pavimentos e 504,00 m² de área construída. Para fins de estudo, considerou-se que a edificação será construída na Rua Tocantins, s/nº, lote 08, quadra 42 no centro da cidade de Pato Branco – PR. O projeto arquitetônico da residência foi concebido pelo escritório Dupla Arquitetura.

Realizando visita ao local, observou-se que as edificações no entorno do lote são construções com pouca idade e em excelentes condições de conservação, como mostram as Figuras 24 e 25.



Figura 23 - Edificação residencial
Fonte: Dupla Arquitetura (2016)



Figura 24 - Edificação vizinha 1
Fonte: Autoria própria



Figura 25 - Edificação vizinha 2
Fonte: Autoria própria

4.3 ANÁLISE DO RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT

As investigações geotécnicas preliminares constituem-se de requisitos prévios para se realizar um projeto de fundações. A investigação deve incluir, no mínimo, sondagens a percussão, para obtenção de informações de resistência do subsolo. Para análise do terreno obteve-se, junto à empresa MGS Engenharia¹, o relatório de sondagem SPT referente ao lote localizado na Rua Tocantins, s/n, lote 08, quadra 42, no centro da cidade de Pato Branco – PR. O relatório, que inclui em sua descrição os procedimentos realizados, considerações apresentadas durante a sondagem, os perfis individuais dos furos, a tabela de compacidade e consistência, a locação dos furos e o perfil de sondagem, é apresentado no Anexo A.

Os perfis individuais de cada furo mostram, de acordo com a tabela de compacidade e consistência, que há a predominância de argila pouco siltosa no solo sondado. Observando o perfil de sondagem, apresentado ao final do relatório de sondagem, constatou-se que os furos apresentam variação da profundidade.

¹ Responsável técnico: Engenheiro Manoel Gustavo Gomes dos Santos.

4.4 ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES

Com base no referencial teórico, foi possível realizar a análise e a escolha dos tipos de fundações a serem estudadas. Levou-se em consideração as características das fundações, o relatório de sondagem SPT, as diferenças de custos segundo a bibliografia, as capacidades de cargas dos elementos estruturais, a disponibilidade local, as edificações vizinhas, os métodos construtivos e a finalidade. A topografia original do local não pode ser checada, pois quando verificado, havia uma edificação sendo construída no terreno em estudo.

Do grupo das fundações profundas, as estacas Franki e os tubulões não foram selecionados por possuírem capacidade de carga elevada, recomendados, então, para obras de maior porte. Excluiu-se também a possibilidade de uso das estacas raiz, pois são recomendadas para solos rochosos e reforços de fundações. A estaca hélice contínua, por sua vez, é recomendada para obras de maior porte, para fins de alta produtividade e apresenta um custo elevado em comparação aos outros tipos de estacas. Das estacas pré-moldadas, as de madeira foram desconsideradas, visto que são utilizadas, atualmente, em obras temporárias, e as de perfil metálico por serem, adotadas, preferencialmente, em casos de impossibilidade de utilização das estacas de concreto, bem como pelo seu preço elevado. Ademais, ambas as estacas não são facilmente encontradas na cidade de Pato Branco, sendo necessário seu fretamento de outras regiões, caso sejam utilizadas em um projeto de fundações.

Das fundações diretas, os blocos foram descartados pois são utilizados quando a camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0m de profundidade. O *radier*, foi desconsiderado porque, apesar de armado, também necessita de grande volume de concreto em sua construção. Além disso, esse tipo de fundação não é comumente utilizado na região de Pato Branco.

Optou-se assim, dentre as fundações rasas, pelas sapatas isoladas, devido ao seu baixo custo e sua rápida e fácil execução, para projeto de fundações da edificação em estudo.

No grupo de fundações profundas, as estacas Strauss, estacas escavadas mecanicamente e as pré-moldadas de concreto, se mostram apropriadas tanto para o tipo da edificação, quanto para o solo em estudo.

A estaca Strauss tem facilidade em sua execução e o equipamento para escavação é de fácil montagem e transporte, além enquadrar-se no grupo das mais econômicas. A estaca escavada mecanicamente foi escolhida por apresentar bom rendimento e mobilidade. Ambas as estacas apresentam ainda baixa vibração na escavação, variabilidade no comprimento da estaca e amostragem do solo durante a escavação. Conforme o relatório de sondagem SPT (Anexo A), o nível da água está abaixo da profundidade até qual a sondagem foi realizada, o que torna as estacas escavadas boas opções, visto que devem ser executadas preferencialmente acima do nível da água.

Foi constatado que no entorno do terreno em estudo não há edificações que possam ser comprometidas com o processo de cravação das estacas e que o terreno não apresenta regiões com matacões. Dessa forma, não há nenhuma restrição quanto ao uso deste tipo de estaca.

Após pesquisa realizada em empresas de execução de fundações na cidade de Pato Branco, constatou-se que os três tipos de estacas são comumente utilizados para o tipo de edificação estudada e que, para a execução, não é necessária a compra de materiais em outras regiões ou grandes deslocamentos de equipamento.

4.5 TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO PARA SAPATAS

De posse dos dados do relatório de sondagem (Anexo A), deu-se início ao cálculo da capacidade de carga do solo estudado. Para a definição da tensão admissível do solo a ser utilizada no dimensionamento das sapatas, foi utilizado o método apresentado por Alonso (1986).

Pelas cotas de superfície dos furos da sondagem, observa-se que o terreno é irregular. A primeira consideração feita foi de que o terreno passaria por uma regularização prévia ao início da construção da edificação, sendo regularizado no nível de 1,00 metro para a implantação da obra. Foi considerada a cota de assentamento das sapatas a uma profundidade de 1,5 metro, no nível -0,5m.

Para melhor compreensão da sondagem, traçou-se um perfil taqueométrico, realizando o nivelamento dos perfis dos furos de acordo com o nível do terreno, indicando o nível da superfície do terreno e o nível de assentamento das sapatas. O perfil pode ser verificado na Figura 26.

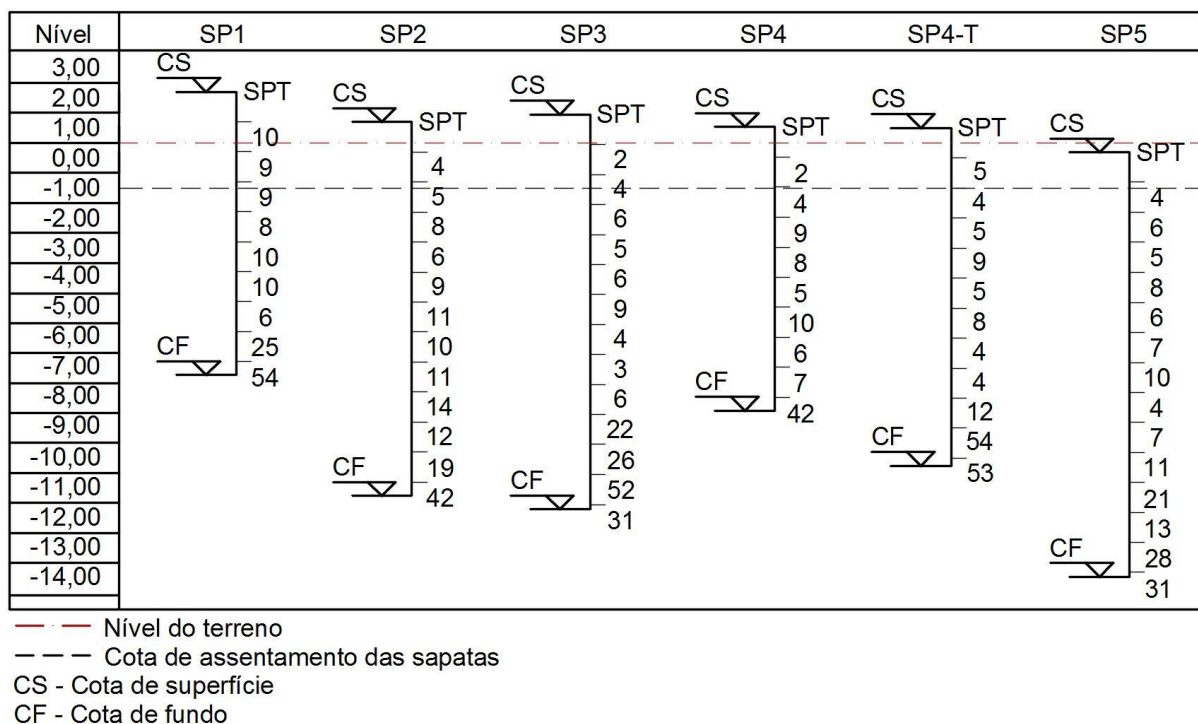


Figura 26 - Perfil taqueométrico do terreno (sapatas)

Fonte: Autoria própria

Com o perfil taqueométrico traçado, pode-se então identificar os valores de SPT correspondentes à cota de assentamento das sapatas.

Para o cálculo da tensão admissível do solo, considerando sapatas quadradas, realizou-se o pré-dimensionamento da sapata referente ao pilar com maior carga atuante conforme a planta de cargas (Anexo B). Foi considerado o SPT correspondente à camada de assentamento, conforme mostrado no perfil taqueométrico. Após encontrar as dimensões da sapata, foi possível definir a profundidade a ser considerada para o cálculo de tensão admissível do solo, pelo método de Alonso. Ao final, cada furo apresentou diferentes tensões admissíveis, sendo adotada como tensão admissível a média dos resultados.

O primeiro passo foi o cálculo da tensão admissível inicial, a área da sapata e os lados pelas equações (1), (2) e (3), considerando inicialmente apenas o valor de SPT da camada de assentamento, conforme mostrado abaixo:

$$\sigma_{adm} = \frac{SPT_{CA}^2}{50} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

² Valor de SPT referente à cota de assentamento da sapata.

$$\sigma_{adm} = \frac{9}{50}$$

$$\sigma_{adm} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad (2)$$

$$S = \frac{534,71}{180} = 2,97 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{S} \quad (3)$$

$$B = \sqrt{2,97} = 1,72 \text{ m}$$

Com esses dados calculados, redefiniu-se a profundidade a se considerar na análise e o $SPT_{\text{médio}}$, para o cálculo da tensão admissível final do furo, a partir da cota de assentamento:

$$\text{Profundidade} = 2 * 1,72 + 1,5 = 4,94\text{m} \rightarrow \text{Camada } 5\text{m}$$

$$SPT_{\text{médio}} = \frac{9 + 8 + 10 + 10 + 6}{5} = 8,6$$

$$\sigma_{adm} = \frac{8,6}{50}$$

(1)

$$\sigma_{adm} = 0,172 \text{ MPa}$$

Utilizando o mesmo roteiro de cálculo aplicado no furo SP1, as tensões admissíveis dos demais furos foram encontradas. Os resultados dos cálculos estão dispostos na Tabela 7.

Tabela 7 - Tensões admissíveis para cada furo da sondagem

Furo	Cota de Assentamento (m)	SPT _{Médio}	σ_{adm} (Mpa)
SP1	-0,5	8,60	0,172
SP2	-0,5	8,57	0,171
SP3	-0,5	5,28	0,106
SP4	-0,5	7,00	0,140
SP4-T	-0,5	5,57	0,111
SP5	-0,5	6,57	0,131

Fonte: Autoria própria

A tensão admissível do solo, considerada para o dimensionamento, foi calculada através da média entre os resultados de tensões apresentados na Tabela 7, resultando no valor mostrado abaixo:

$$\sigma_{adm} = 0,139 \text{ MPa}$$

4.6 DIMENSIONAMENTO E SEÇÕES DAS ESTACAS

4.6.1 Diâmetros e Seções Adotadas

Para o dimensionamento das estacas, a fim de possuir uma maior flexibilidade durante o projeto, optou-se por adotar 3 diâmetros/seções diferentes para cada estaca. Os diâmetros e seções das estacas foram adotados após consulta de mercado na cidade de Pato Branco, mais especificamente na empresa Exebase. Identificou-se que os diâmetros mais utilizados comercialmente para a edificação em estudo são os presentes na Tabela 8. As capacidades de carga, conforme Alonso (1986) e Rebello (2008), estão presentes no Quadro 1.

Tabela 8 - Estacas adotadas

Estaca	Diâmetros/Seções Utilizados(as) (cm)		
Strauss	Ø 25	Ø 32	Ø38
Escavada	Ø 25	Ø 30	Ø 40
Pré-moldada	18x18	20x20	23x23

Fonte: Autoria própria

Quadro 1 - Carga admissível estrutural das estacas

Tipo da Estaca	Diâmetro/Seção (cm)	Carga (kN)
Strauss	Ø 25	200
	Ø 32	300
	Ø 38	450
Escavadas	Ø 25	200
	Ø 30	300
	Ø 40	500
Pré-moldadas	18x18	200
	20x20	300
	23x23	400

Fonte: Alonso (1986) e Rebello (2008), adaptado.

4.6.2 Capacidade de Carga Axial das Estacas

Assim como no cálculo da tensão admissível do solo para sapatas, a determinação da capacidade de carga axial das estacas também considera o relatório de sondagem SPT. O nivelamento altimétrico do terreno considerado foi de 1,00 metro, assim como anteriormente. Com os dados do relatório em mãos, utilizaram-se os métodos propostos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) para a definição das cargas admissíveis das estacas, procurando obter uma melhor análise do solo estudado.

Buscando uniformizar os valores de SPT encontrados em cada camada do solo sondado, realizou-se o cálculo de um N_{SPT} médio correspondente a cada camada segundo o perfil taqueométrico já apresentado anteriormente na Figura 26, descartando os valores discrepantes. Os resultados encontrados foram considerados para os cálculos das cargas admissíveis e são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 - Correção do N_{SPT} pela média

Nível	SPT						N_{SPT} corrigido pela média
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP4-T	SP5	
1,00	10	-	-	-	-	-	-
0,00	9	4	2	2	5	-	4,40
-1,00	9	5	4	4	4	4	5,00
-2,00	8	8	6	9	5	6	7,00
-3,00	9	6	5	8	9	5	7,00
-4,00	9	9	6	5	5	8	7,00
-5,00	6	11	9	10	8	6	8,33
-6,00	25	10	4	6	4	7	6,20
-7,00	54	11	3	7	4	10	7,00
-8,00	-	14	6	42	12	4	9,00
-9,00	-	12	22	-	54	7	17,00
-10,00	-	19	26	-	53	11	22,50
-11,00	-	42	52	-	-	21	47,00
-12,00	-	-	-	-	-	13	-
-13,00	-	-	-	-	-	28	-
-14,00	-	-	-	-	-	31	-
Valores desconsiderados para o cálculo da média.							

Fonte: Autoria própria

Considerando que, para a construção dos blocos sobre as estacas será escavado 1 metro de profundidade, o SPT correspondente ao nível altimétrico 0,00 será desconsiderado.

4.6.2.1 Método de Aoki e Velloso

Com os valores de N_{SPT} médios definidos, deu-se início ao cálculo das capacidades de cargas. Pelo método de Aoki e Velloso calcularam-se as resistências de ponta e lateral para cada camada apresentada no relatório de sondagem, até chegar à profundidade de 11 metros. O primeiro cálculo realizado foi o da estaca Strauss com diâmetro de 25 cm.

Pelo Quadro 2 observa-se que, para a primeira camada do solo a ser considerada, há:

$$L = 1,00 \text{ m}$$

$$N_{SPT} = 5,00$$

Em todos os furos há a presença do mesmo tipo de solo, argila siltosa (Anexo A), então os coeficientes K e α , presentes na Tabela 3 são:

$$K = 220$$

$$\alpha = 4\%$$

Para o diâmetro de 25 cm temos:

$$Ul = 0,785 \text{ m}$$

$$Ap = 0,0491 \text{ m}^2$$

Da Tabela 2, para a estaca Strauss, que é um tipo de estaca escavada, obtiveram-se os seguintes valores para $F1$ e $F2$:

$$F1 = 3,00$$

$$F2 = 6,00$$

Como se dispõe apenas de ensaio SPT, o valor foi correlacionado pela equação (10) para ser utilizado:

$$qc = K \times N_{SPT} \quad (10)$$

$$qc = 220 \times 5,00$$

$$qc = 1100 \text{ kPa}$$

Na sequência, foram encontrados os valores das resistências unitárias de ponta e lateral pelas equações (7) e (8):

$$rp = \frac{qc}{F1} \quad (7)$$

$$rp = \frac{1100}{3,00}$$

$$r_p = 366,67 \text{ kPa}$$

$$r_l = \frac{qc \times \alpha}{F_2} \quad (8)$$

$$r_l = \frac{(1100 \times 0,04)}{6,00}$$

$$r_l = 7,33 \text{ kPa}$$

A partir das equações (5) e (6), calcularam-se as resistências de ponta e lateral da camada analisada:

$$R_p = r_p \times A_p \quad (5)$$

$$R_p = 366,67 \times 0,0491$$

$$R_p = 18,00 \text{ kN}$$

$$R_l = r_l \times L \times U_l \quad (6)$$

$$R_l = 7,33 \times 1,00 \times 0,785$$

$$R_l = 5,75 \text{ kN}$$

Assim, foi possível definir a resistência total e a resistência admissível da estaca, pelas equações (4) e (11):

$$R_t = R_p + R_l \quad (4)$$

$$R_t = 18,00 + 5,75$$

$$R_t = 23,75 \text{ kN}$$

$$R_{adm} = \frac{R_t}{2,0} \quad (11)$$

$$R_{adm} = 11,88 \text{ kN}$$

O procedimento de cálculo realizado para a primeira camada foi feito para todas as camadas até a profundidade de 11 metros, considerando acumulativas as resistências laterais, conforme a equação (9). Os resultados de resistência, para cada camada, e a capacidade de carga final da estaca podem ser verificados na Tabela 9.

Tabela 9 - Capacidade de carga axial estaca Strauss 25 cm de diâmetro

Prof. (m)	SPT _{Médio}	K (Kpa)	α (%)	F1	F2	R _p (kN)	RI (kN)	RI _{acumulada}	R _t (kN)	R _{adm} (kN)
1	5	220	4	3	6	18	5,76	5,76	23,76	11,88
2	7	220	4	3	6	25,2	8,06	13,82	39,02	19,51
3	7	220	4	3	6	25,2	8,06	21,89	47,08	23,54
4	7	220	4	3	6	25,2	8,06	29,95	55,15	27,57
5	8,33	220	4	3	6	29,99	9,6	39,55	69,53	34,77
6	6,2	220	4	3	6	22,32	7,14	46,69	69,01	34,5
7	7	220	4	3	6	25,2	8,06	54,75	79,95	39,97
8	9	220	4	3	6	32,4	10,37	65,12	97,52	48,76
9	17	220	4	3	6	61,2	19,58	84,7	145,9	72,95
10	22,5	220	4	3	6	80,99	25,92	110,62	191,61	95,81
11	47	220	4	3	6	169,19	54,14	164,76	333,95	166,97

Fonte: Autoria própria

O mesmo roteiro de cálculo utilizado anteriormente foi repetido para as outras estacas. Os valores de resistência encontrados para as estacas estão dispostos na Tabela 7.

Tabela 10 - Capacidade de carga axial das estacas adotadas

Estaca	Strauss			Escavada			Pré-moldada		
	Diâmetro (cm)			Diâmetro (cm)			Seção (cm)		
Prof (m)	25	32	38	25	30	40	18x18	20x20	23x23
1	11,88	18,43	25,17	11,88	16,41	27,65	14,71	17,60	22,41
2	19,51	29,49	39,61	19,51	26,44	43,31	25,12	29,67	37,15
3	23,54	34,65	45,74	23,54	31,27	49,76	31,45	36,71	45,25
4	27,57	39,81	51,87	27,57	36,11	56,21	37,79	43,75	53,35
5	34,77	49,87	64,69	34,77	45,32	70,02	48,04	55,47	67,40
6	34,50	48,16	61,26	34,50	44,08	65,92	49,31	56,35	67,49
7	39,97	55,68	70,72	39,97	50,99	76,05	57,28	65,40	78,25
8	48,76	68,22	86,92	48,76	62,4	93,56	69,50	79,48	95,31
9	72,95	104,34	135,07	72,95	94,88	146,09	101,18	116,69	141,57
10	95,81	137,15	177,63	95,81	124,69	192,17	132,74	153,15	185,88
11	166,97	244,04	320,66	166,97	220,67	348,37	225,18	262,02	321,71

Fonte: Autoria própria

Observando a Tabela 10, notou-se que na profundidade de 9 metros, ocorre um acréscimo na resistência das estacas. Buscando obter um menor número de estacas por bloco, optou-se por utilizar estacas de 10 metros, por apresentarem uma boa resistência a essa profundidade. As capacidades de carga axial das estacas na profundidade de 10 metros estão presentes na Tabela 11.

Tabela 11 – Capacidade de carga axial das estacas aos 10 metros (Aoki e Velloso)

Estaca	Strauss			Escavada			Pré-moldada		
Diâmetro/Seção (cm)	25	32	38	25	30	40	18x18	20x20	23x23
R _{adm} (kN)	95,8	137,2	177,6	95,8	124,7	192,2	132,7	153,2	185,9

Fonte: Autoria própria

4.6.2.2 Décourt e Quaresma

Como citado anteriormente, o método proposto por Décourt e Quaresma também foi utilizado para o cálculo das cargas admissíveis das estacas. Como uma análise foi realizada após os cálculos pelo método de Aoki e Velloso, definindo o comprimento das estacas em 10 metros, realizou-se o cálculo da carga admissível apenas para esta profundidade.

Primeiramente foi calculada a carga admissível da estaca Strauss com diâmetro de 25 cm. O primeiro passo foi encontrar os SPT_{médio}'s lateral e de ponta como mostrado a seguir:

$$SPT_{\text{médio } l} = \frac{5 + 7 + 7 + 7 + 8,33 + 6,2 + 7 + 9}{8} = 7,07$$

$$SPT_{\text{médio } p} = \frac{17 + 22,5 + 47}{3} = 28,83$$

Para a estaca de 25 cm temos:

$$Ul = 0,785 \text{ m}$$

$$Ap = 0,0491 \text{ m}^2$$

As resistências unitárias lateral e de ponta foram calculadas pelas equações (12) e (13), utilizando o valor de K para solo argiloso.

$$K = 120$$

$$rl = \left(\frac{SPT_{\text{médio } l}}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (12)$$

$$rl = \left(\frac{7,07}{3} + 1 \right) \times 10 = 33,57$$

$$rp = SPT_{\text{médio } p} \times K \quad (13)$$

$$rp = 28,83 \times 120 = 3459,6$$

Foram utilizados os valores de α e β para argila:

$$\alpha = 0,80$$

$$\beta = 0,85$$

O próximo passo foi encontrar as resistências lateral e de ponta da estaca pelas equações (14) e (15).

$$Rl = \sum i(rl_i \times U \times \Delta L_i \times \beta) \quad (14)$$

$$Rl = 33,57 \times 0,785 \times 8 \times 0,80 = 168,7 \text{ kN}$$

$$Rp = rp \times Ap \times \alpha \quad (15)$$

$$Rp = 3459,6 \times 0,0491 \times 0,85 = 144,4 \text{ kN}$$

Aplicando os coeficientes de segurança pelas equações (16) e (18), obteve-se:

$$Radm = \frac{Rt}{2,0} \quad (16)$$

$$Radm = \frac{168,7 + 144,4}{2,0} = 156,5 \text{ kN}$$

$$Radm = \frac{Rl}{1,3} + \frac{Rp}{4} \quad (17)$$

$$Radm = \frac{168,7}{1,3} + \frac{144,4}{4} = 165,9 \text{ kN}$$

O menor valor entre os dois foi considerado como a carga admissível da estaca:

$$Radm = 156,5 \text{ kN}$$

O mesmo processo de cálculo foi realizado para todas as estacas em estudo. Os valores da capacidade de carga de cada estaca, aos 10 metros de profundidade, estão dispostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Capacidade de carga axial das estacas aos 10 metros (Décourt e Quaresma)

Estaca	Strauss			Escavada			Pré-moldada		
	Diâmetro/Seção (cm)	25	32	38	25	30	40	18x18	20x20
R_{adm} (kN)	156,5	225,2	280,6	156,5	205,1	300,0	152,7	176,6	215,0

Fonte: Autoria própria

4.6.2.3 Valores adotados

Para o projeto de fundações por estacas, buscando realizar uma correção de valores, foi considerado que a capacidade de carga axial adotada para cada estaca seria o valor da média dos resultados obtidos pelos métodos de Aoki e Velloso e de Décourt e Quaresma.

As capacidades adotadas para o projeto são apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Capacidades de carga axial adotadas

Estaca	Strauss			Escavada			Pré-moldada		
	25	32	38	25	30	40	18x18	20x20	23x23
Diâmetro/Seção (cm)									
R _{adm} – Aoki (kN)	95,8	137,2	177,6	95,8	124,7	192,2	132,7	153,2	185,9
R _{adm} – Décourt (kN)	156,5	225,2	280,6	156,5	205,1	300,0	152,7	176,6	215,0
R_{adm} – Adotada (kN)	126,2	181,2	229,1	126,2	164,9	246,1	142,7	164,9	200,5

Fonte: Autoria própria

4.7 ESTAQUEAMENTO E DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS E BLOCOS

Após a determinação da capacidade de carga axial das estacas, iniciou-se o estaqueamento e o dimensionamento dos blocos sobre estacas através do *software* de cálculo estrutural CYPECAD 2015. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação”, desta maneira, não desempenham função de transmitir diretamente as cargas ao solo.

O CYPECAD é um *software* para projetos estruturais em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de aço e concreto, que engloba etapas de lançamento, análise e cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento final dos elementos estruturais. Os recursos para dimensionamento e detalhamento estão de acordo com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) de concreto armado, e NBR 6122 (ABNT, 2010) de fundações (MULTIPLUS, 2017).

Para a realização do trabalho, foi obtido o projeto de superestrutura da edificação apresentada anteriormente com a empresa MASB Engenharia. O projeto foi concebido seguindo as exigências do projeto arquitetônico e segundo a vontade do cliente, que desejava uma estrutura com lajes planas sem vigas. A solução

proposta foi a utilização de lajes maciças de concreto armado, apoiadas em pilares, como mostram as plantas de fôrmas do projeto (Apêndice A). A empresa forneceu o projeto estrutural já modelado no *software* CYPECAD 2015, além de ceder o computador no qual o *software* estava instalado.

Durante o dimensionamento, o lançamento das sapatas, dos blocos e das estacas é de responsabilidade do projetista, sendo apenas as verificações realizadas pelo programa. Após as verificações, caso todas sejam atendidas, o programa realiza o dimensionamento e detalhamento das sapatas e dos blocos. O programa não realiza o dimensionamento das estacas (MULTIPLUS, 2017).

Para a realização do dimensionamento das sapatas e dos blocos, a tensão admissível do solo e as cargas admissíveis das estacas da Tabela 8 foram cadastradas no programa. Para o dimensionamento, as seguintes configurações foram definidas na interface do programa:

a) Para sapatas

- Centro de gravidade coincidente com o centro de carga do pilar;
- Sapatas rígidas ($h \geq (A-a_p)/3$)³
 - h – Altura da sapata;
 - A – Maior dimensão da sapata;
 - a_p – Maior dimensão do pilar.
- Menor dimensão ≥ 60 cm;
- Balanços das sapatas iguais;
- Detalhes construtivos apresentados no item 2.3.1.2.1.

b) Para blocos sobre estacas

- Espaçamento entre eixos das estacas de de 2,5 vezes a seção para estacas pré-moldadas, e 3 diâmetros para estacas moldadas *in-loco*⁴;
- Distribuição das estacas buscando blocos de menor área;
- Cobrimento das armaduras de 4 cm;
- Penetração da estaca no bloco de 5 cm;

³ NBR 6118 (ABNT, 2014), item 22.6.1.

⁴ Valores indicados por Alonso, Exercícios de Fundações, 1986, p. 76.

4.7.1 Sapatas

Após o cadastramento da tensão admissível do solo no programa, iniciou-se o lançamento dos elementos de fundação do tipo sapata retangular piramidal. Após o lançamento, foi solicitado ao programa o dimensionamento das sapatas. Algumas sapatas não foram dimensionadas de acordo com as configurações que foram definidas no programa, então se efetuou a correção das dimensões das sapatas, respeitando a área da base já dimensionada, e então foi solicitado ao programa a verificação do elemento, para garantir o seu correto dimensionamento.

Após o dimensionamento realizado, o software gerou a planta de locação das sapatas, e o quantitativo de materiais necessários para a execução das sapatas (Apêndice B).

As dimensões das sapatas obtidas são apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14 - Dimensões das sapatas

Referências	Carga Máx. (kN)	Lado X (cm)	Lado Y (cm)	Altura h (cm)	Altura ho
P1	275,97	150	180	45	15
P2	364,02	155	185	45	15
P3	350,16	150	180	45	15
P4	461	175	205	55	20
P5	14,74	90	90	30	15
P6	10,6	85	85	30	15
P7	274,85	135	165	45	15
P8	354,63	150	180	45	15
P9	44,5	70	80	30	20
P10	414,88	200	170	50	20
P11	386,1	260	180	55	25
P12	115,13	90	120	30	15
P13	66,59	85	95	30	15
P14	275,47	175	145	45	15
P15	42,87	65	75	30	20
P17	53,23	70	80	30	20
P18	213,32	110	150	35	15
P19	252,03	160	130	40	15
P20	534,74	200	230	65	25
P21	35,12	60	85	30	20
P22	54,56	75	85	30	20
P23	281	135	165	45	15
P24	80,4	85	95	30	15
P25	171,23	105	135	30	15
P27	280,86	150	180	45	15
P28	120,39	100	130	30	15
P29	78,73	85	95	30	20

Fonte: Autoria própria

4.7.2 Estaca Strauss

Posteriormente as estacas Strauss foram cadastradas no programa e então deu-se início então ao estaqueamento e dimensionamento dos blocos de fundação. Alguns blocos apresentaram erro de dimensionamento devido à capacidade de carga das estacas, sendo a quantidade de estacas menor do que a necessária para absorver a carga do pilar. Fez-se então a correção do número de estacas nos blocos com problemas, e então foi realizado o redimensionamento dos elementos. O programa gerou então a planta de locação, e o quantitativo de materiais necessários para sua construção (Apêndice C).

As dimensões dos blocos e a quantidade estacas utilizadas são apresentadas nas Tabelas 15 e 16.

Tabela 15 - Dimensões blocos estaca Strauss

Referências	Carga Máx. (kN)	Lado X (cm)	Lado Y (cm)	Altura h (cm)	Nº de Estacas	Estaca
P1	276,0	182	68	55	2	ST38
P2	364,0	182	68	60	2	ST38
P3	350,2	182	68	60	2	ST32
P4	461,0	175	150	55	3	ST38
P5	14,7	30	30	30	1	ST25
P6	10,6	30	30	30	1	ST25
P7	274,9	158	62	50	2	ST32
P8	354,6	182	68	65	2	ST38
P9	44,5	35	35	35	1	ST25
P10	414,9	168	145	55	3	ST32
P11	386,1	182	182	105	4	ST38
P12	115,1	55	55	30	1	ST25
P13	66,6	50	50	35	1	ST25
P14	275,5	168	68	55	2	ST38
P15	42,9	40	40	35	1	ST25
P17	53,2	40	40	35	1	ST25
P18	213,3	158	62	45	2	ST32
P19	252,0	158	62	50	2	ST32
P20	534,7	182	182	75	4	ST38
P21	35,1	55	55	30	1	ST25
P22	54,6	45	45	30	1	ST25
P23	281,0	158	62	55	2	ST32
P24	80,4	35	35	35	1	ST25
P25	171,2	55	55	30	1	ST32
P27	280,9	158	62	55	2	ST32
P28	120,4	55	55	30	1	ST25
P29	78,7	55	55	30	1	ST25

Fonte: Autoria própria

Tabela 16 - Quantidade de estacas Strauss

Nome	Diâmetro (cm)	Quantidade
ST25	25	12
ST32	32	14
ST38	38	21

Fonte: Autoria própria

4.7.3 Estaca escavada

Em sequência as estacas escavadas foram selecionadas e então se realizou o estaqueamento e dimensionamento dos blocos, seguindo o mesmo procedimento realizado para a estaca Strauss. Ao final, o programa gerou a planta de locação, e o quantitativo de materiais para sua construção (Apêndice D).

As dimensões dos blocos e a quantidade de estacas utilizadas são apresentadas nas Tabelas 17 e 18.

Tabela 17 - Dimensões blocos estaca escavada

Referências	Carga Máx. (kN)	Lado X (cm)	Lado Y (cm)	Altura h (cm)	Nº de Estacas	Estaca
P1	276,0	190	70	60	2	ES40
P2	364,0	190	70	65	2	ES40
P3	350,2	190	70	65	2	ES40
P4	461,0	201	174	70	3	ES40
P5	14,7	30	30	30	1	ES25
P6	10,6	30	30	30	1	ES25
P7	274,9	150	60	50	2	ES30
P8	354,6	190	70	60	2	ES40
P9	44,5	35	35	35	1	ES25
P10	414,9	184	70	65	2	ES40
P11	386,1	190	190	100	4	ES40
P12	115,1	55	55	30	1	ES30
P13	66,6	45	45	30	1	ES25
P14	275,5	184	70	55	2	ES40
P15	42,9	40	40	30	1	ES25
P17	53,2	40	40	30	1	ES25
P18	213,3	150	60	45	2	ES30
P19	252,0	150	60	45	2	ES30
P20	534,7	190	190	80	4	ES40
P21	35,1	55	55	30	1	ES25
P22	54,6	45	45	30	1	ES25
P23	281,0	150	60	50	2	ES30
P24	80,4	35	35	30	1	ES25
P25	171,2	60	60	30	1	ES40
P27	280,9	184	70	50	2	ES40
P28	120,4	55	55	30	1	ES30
P29	78,7	55	55	30	1	ES25

Fonte: Autoria própria

Tabela 18 - Quantidade estacas escavada

Nome	Diâmetro (cm)	Quantidade
ES25	25	10
ES30	30	11
ES40	40	25

Fonte: Autoria própria

4.7.4 Estaca pré-moldada

Por último, foram selecionadas as estacas pré-moldadas, e em seguida se realizou o estaqueamento e dimensionamento dos blocos, seguindo o mesmo procedimento realizado para as estacas anteriores. O programa gerou então a planta de locação, e o quantitativo de materiais necessários para sua construção (Apêndice E).

As dimensões dos blocos e a quantidade de estacas utilizadas são apresentadas nas Tabelas 19 e 20.

Tabela 19 - Dimensões blocos estaca pré-moldada

Referências	Carga Máx. (kN)	Lado X (cm)	Lado Y (cm)	Altura h (cm)	Nº de Estacas	Estaca
P1	276,0	131	74	45	2	PM23
P2	364,0	156	134	50	3	PM23
P3	350,2	131	114	40	3	PM23
P4	461,0	110	110	55	4	PM20
P5	14,7	30	30	30	1	PM18
P6	10,6	30	30	30	1	PM18
P7	274,9	131	74	45	2	PM23
P8	354,6	35	35	50	3	PM20
P9	44,5	184	131	30	1	PM18
P10	414,9	131	114	45	3	PM23
P11	386,1	184	131	90	4	PM23
P12	115,1	60	60	30	1	PM18
P13	66,6	45	45	30	1	PM18
P14	275,5	110	110	45	4	PM18
P15	42,9	40	40	30	1	PM18
P17	53,2	40	40	30	1	PM18
P18	213,3	100	50	40	2	PM20
P19	252,0	120	70	40	2	PM20
P20	534,7	130	130	55	4	PM23
P21	35,1	55	55	35	1	PM18
P22	54,6	45	45	30	1	PM18
P23	281,0	127	70	45	2	PM23
P24	80,4	40	40	30	1	PM18
P25	171,2	60	60	30	1	PM20
P27	280,9	111	54	50	2	PM23
P28	120,4	60	60	30	1	PM20
P29	78,7	60	60	30	1	PM18

Fonte: Autoria própria

Tabela 20 - Quantidade de estacas pré-moldadas

Nome	Seção (cm)	Quantidade
PM18	18x18	15
PM20	20x20	13
PM23	23x23	25

Fonte: Autoria própria

4.8 ORÇAMENTO

4.8.1 Composições de Serviços

Para a realização do orçamento, foram utilizadas as planilhas disponibilizadas no portal da Paraná Edificações e o Gerador de Preços da CYPE Ingenieros para o levantamento das composições necessárias para a construção das fundações.

4.8.1.1 Sapatas e Blocos sobre Estacas

Considerando que a construção de blocos de coroamento para estacas e sapatas será efetuado, em sua grande parte, por trabalho manual, com pouco uso de equipamentos ou ferramentas especiais, será utilizada a planilha de composições e serviços da Paraná Edificações para o levantamento das composições para execução dos elementos de fundação. São necessários serviços de escavação, fôrmas, armaduras e concretagem. As composições para a realização dos serviços são apresentadas a seguir.

4.8.1.1.1 Escavação

Considerando escavação manual de valas, tem-se a composição apresentada na Tabela 21

Tabela 21 - Escavação manual de valas – unidade: m³

Isumos	Unidade	Coefficiente
Servente	h	3,956

Fonte: Paraná edificações (2016)

4.8.1.1.2 Fôrmas

Para as fôrmas, considerou-se a utilização de tábuas sem reaproveitamento. As composições encontradas estão na Tabela 22.

Tabela 22 - Forma para fundações s/ reaproveitamento – unidade: m²

Isumos	Unidade	Coefficiente
Ajudante de carpinteiro	h	0,325
Carpinteiro	h	1,300
Peça de madeira de 3ª (1x4") n/ aparelhada	m	3,500
Tábua de madeira de 2ª (1x12") n/ aparelhada	m	3,487
Prego 18x27	kg	0,150

Fonte: Paraná edificações (2016)

4.8.1.1.3 Armaduras

Nas armaduras, para efeito de globalização, considerou-se as composições de acordo com intervalos entre os diâmetros das barras, utilizando como base da composição, o diâmetro intermediário do intervalo. Também se considerou que o ajudante de armador teria o mesmo rendimento do armador. As composições já incluem o fornecimento do material, corte com 10% de perda, dobra, montagem e posicionamento da armadura na cava.

A composição para armadura com aço CA-50 e diâmetros de 6,3mm à 12,5mm consta na Tabela 23.

Tabela 23 - Armadura com aço CA-50, 6,3mm à 12,5mm – unidade: kg

Isumos	Unidade	Coefficiente
Ajudante de armador	h	0,107
Armador	h	0,107
Aço CA-50 10mm	kg	1,100
Arame recozido	kg	0,025

Fonte: Paraná edificações (2016)

A Tabela 24 mostra a composição para armadura com aço CA-50 e diâmetros de 16,0mm à 25,0mm.

Tabela 24 - Armadura com aço CA-50, 16,0 mm à 25,0mm – unidade: kg

Isumos	Unidade	Coefficiente
Ajudante de armador	h	0,067
Armador	h	0,067
Aço CA-50 20mm	kg	1,100
Arame recozido	kg	0,025

Fonte: Paraná edificações (2016)

Para armações com aço CA-60, diâmetro de 5,0mm, tem-se a composição apresentada na Tabela 25.

Tabela 25 - Armadura com aço CA-60 5,0mm – unidade: kg

Isumos	Unidade	Coefficiente
Ajudante de armador	h	0,187
Armador	h	0,187
Aço CA-50 10mm	kg	1,100
Arame recozido	kg	0,025

Fonte: Paraná edificações (2016)

4.8.1.1.4 Concretagem

Na entrevista realizada com o Engenheiro Valmir, ele apontou que, devido ao encamisamento do buraco e da utilização de água durante o processo de escavação, a estaca Strauss deve ser concretada logo após o término da escavação, a fim de liberar a camisa de metal para utilização em outro buraco, bem como para evitar estrangulamentos do fuste da estaca. Devido a isso, geralmente, utiliza-se concreto rodado em obra. Já na estaca escavada, como o solo deve ser estável para a escavação, pode-se concretar algum tempo após a realização do furo, o que permite mais facilmente a utilização de concreto usinado. O mesmo pode ser considerado para as sapatas e os blocos sobre estacas.

Sendo assim, foram levantadas as composições tanto de concreto usinado, quanto concreto rodado em betoneira. As composições serão utilizadas de acordo com o concreto necessário para a construção de cada elemento de fundação.

Além do concreto utilizado na execução dos elementos, foi levantada a composição da execução do lastro de concreto magro para assentamento das sapatas.

Para o concreto rodado em betoneira, considerou-se resistência característica do concreto de 20 Mpa (C20), sem lançamento. A composição está disposta na Tabela 26.

Tabela 26 - Concreto C20 rodado em betoneira – unidade: m³

Isumos	Unidade	Coefficiente
Servente	h	2,25
Operador de máquinas e equipamentos	h	1,42
Betoneira 600lt, cap. Mistura 360lt	h	1,42
Areia média s/ frete	m ³	0,788
Cimento Portland composto CP-II 32	kg	324,16
Brita n°1 s/ frete	m ³	0,589

Fonte: Paraná edificações (2016)

Concreto magro para lastro de sapatas E = 5cm, composição na Tabela 27.

Tabela 27 - Concreto magro para lastro – unidade: m³

Isumos	Unidade	Coefficiente
Servente	h	2,52
Operador de máquinas e equipamentos	h	1,59
Betoneira 600lt, cap. Mistura 360lt	h	1,59
Areia média s/ frete	m ³	0,86
Cimento Portland composto CP-II 32	kg	212,33
Brita n°1 s/ frete	m ³	0,58

Fonte: Paraná edificações (2016)

O lançamento e aplicação manual de concreto em fundações tem a sua composição mostrada na Tabela 28.

Tabela 28 - Lançamento e adensamento de concreto – unidade: m³

Isumos	Unidade	Coefficiente
Servente	h	5,538
Pedreiro	h	1,846
Vibrador de imersão	h	1,846

Fonte: Paraná edificações (2016)

A Tabela 29 apresenta a composição do lançamento e adensamento de lastro de concreto.

Tabela 29 - Lançamento e adensamento de lastro de concreto – unidade: m²

Isumos	Unidade	Coefficiente
Lançamento manual de concreto	m ³	0,050
Concreto magro para lastro	m ³	0,050

Fonte: Paraná edificações (2016)

As composições seguintes foram levantadas a partir da base de dados da ferramenta Gerador de Preços.

Para a realização da concretagem, considerando concreto usinado com resistência característica de 20 Mpa (C20) e lançamento do concreto feito por meios manuais tem-se a seguinte composição, conforme a Tabela 30.

Tabela 30 - Concretagem de blocos e sapatas com concreto usinado C20 – unidade:m³

Isumos	Unidade	Coefficiente
Concreto usinado bombável C20 com brita nº 1	m ³	1,100
Oficial de concretagem	h	0,055
Servente	h	1,164

Fonte: Gerador de Preços (2017)

4.8.1.2 Estacas

Conforme o item 8.6.3 (Tabela 4) da NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas Strauss e escavadas, sem fluido estabilizantes, não necessitam ser armadas para pressões abaixo de 5 MPa, devendo considerar apenas a armadura de ligação da estaca com o bloco. Para fim de orçamento, as estacas foram consideradas com a armadura mínima indicada pela norma para essas estacas, na qual a área de aço corresponde à 0,5% da seção de concreto, com barras de 2 metros de comprimento. O Gerador de Preços possui um mínimo de armadura a ser considerado que, dependendo do diâmetro da estaca, é maior que a armadura mínima indicada pela norma. Foi considerado o maior valor encontrado entre as duas situações.

4.8.1.2.1 Estaca Strauss

Estaca Strauss diâmetro de 25 cm, executada com concreto C20 com brita nº 1, rodado em betoneira, aço CA-50, 0,40 kg/m, já com o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 31.

Tabela 31 - Estaca Strauss 25 cm de diâmetro - unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	0,420
Concreto rodado em betoneira C20, brita nº 1	h	0,050
Execução estaca Strauss	m	1,005
Armador	h	0,003
Ajudante de armador	H	0,004
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,775
Servente	h	0,775

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca Strauss diâmetro de 32 cm, executada com concreto C20 com brita nº 1, rodado em betoneira, aço CA-50, 0,86 kg/m, já com o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 32.

Tabela 32 - Estaca Strauss 32 cm de diâmetro - unidade:m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	0,903
Concreto rodado em betoneira C20, brita n° 1	m ³	0,080
Execução estaca Strauss	m	1,005
Armador	h	0,007
Ajudante de armador	h	0,010
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,886
Servente	h	0,886

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca Strauss diâmetro de 38 cm, executada com concreto C20 com brita n° 1, rodado em betoneira, aço CA-50, 1,07 kg/m, já com o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 33.

Tabela 33 - Estaca Strauss 38 cm de diâmetro - unidade:m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	1,124
Concreto rodado em betoneira C20, brita n° 1	m ³	0,113
Execução estaca Strauss	m	1,005
Armador	h	0,008
Ajudante de armador	h	0,012
Oficial de trabalhos de concretagem	h	1,063
Servente	h	1,063

Fonte: Gerador de Preços (2017)

4.8.1.2.2 Estaca Escavada Mecanicamente

Estaca escavada diâmetro de 25 cm, executada com concreto C20 com brita n° 1, dosado em central, lançamento a partir do caminhão, aço CA-50, 0,55 kg/m, já com o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 34.

Tabela 34 - Estaca escavada 25 cm de diâmetro – unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	0,578
Concreto usinado bombável C20, brita n° 1	m ³	0,054
Execução estaca escavada	m	1,005
Armador	h	0,004
Ajudante de armador	h	0,006
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,332
Servente	h	0,332

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca escavada diâmetro de 30 cm, executada com concreto C20 com brita n° 1, dosado em central, lançado a partir do caminhão, aço CA-50, 1,00 kg/m, já com

o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 35.

Tabela 35 - Estaca escavada 30 cm de diâmetro – unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	1,050
Concreto usinado bombável C20, brita n° 1	m ³	0,076
Execução estaca escavada	m	1,005
Armador	h	0,008
Ajudante de armador	h	0,011
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,366
Servente	h	0,366

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca escavada diâmetro de 40 cm, executada com concreto C20 com brita n° 1, dosado em central, lançado a partir do caminhão, aço CA-50, 1,40 kg/m, já com o corte e colocação, considerando um desperdício de 5%. Composição na Tabela 36.

Tabela 36 - Estaca escavada 40 cm de diâmetro – unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Espaçador de plástico	un	3,000
Aço CA-50	kg	1,470
Concreto usinado bombável C20, brita n° 1	m ³	0,131
Execução estaca escavada	m	1,005
Armador	h	0,011
Ajudante de armador	h	0,016
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,399
Servente	h	0,399

Fonte: Gerador de Preços (2017)

4.8.1.2.3 Estaca pré-moldada de concreto

Estaca pré-moldada de concreto armado, seção 18x18. Composição na Tabela 37.

Tabela 37 - Estaca pré-moldada de concreto seção 18x18 – unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Estaca de concreto armado seção 18x18	m	1,000
Cravação de estaca pré-moldada	m	1,005
Servente	h	0,244

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca pré-moldada de concreto armado, seção 20x20. Composição na Tabela 38.

Tabela 38 - Estaca pré-moldada de concreto seção 20x20 – unidade: m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Estaca de concreto armado seção 20x20	m	1,000
Cravação de estaca pré-moldada	m	1,005
Servente	h	0,354

Fonte: Gerador de Preços (2017)

Estaca pré-moldada de concreto armado, seção 23x23. Composição na Tabela 39.

Tabela 39 - Estaca pré-moldada de concreto seção 23x23 – unidade:m

Isumos	Unidade	Coefficiente
Estaca de concreto armado seção 23x23	m	1,000
Cravação de estaca pré-moldada	m	1,005
Servente	h	0,409

Fonte: Gerador de Preços (2017)

4.8.2 Preços e Custos Unitários

Os preços considerados para o orçamento foram levantados a partir das tabelas de preços e custos da SINAPI, da região de Curitiba – PR, sendo os valores compatíveis com os praticados na região de Pato Branco. O concreto usinado foi o único material orçado no mercado regional.

Os custos para a execução das estacas foram levantados a partir de pesquisa de campo, realizada na cidade de Pato Branco, levando em consideração os valores praticados pela empresa Exebase Fundações de Obras. O Eng. Valmir, já citado anteriormente, declarou que o preço depende muito das condições do projeto, então aplica-se, no trabalho, uma média do preço utilizado pela empresa, tanto para a execução, quanto para a mobilização dos equipamentos.

Os preços levantados são apresentados nas Tabelas 40 à 45.

Tabela 40 - Materiais

Isumos	Unidade	Preço (R\$)
Peça de madeira de 3ª (1x4") n/ aparelhada	m	3,20
Tábua de madeira de 2ª (1x12") n/ aparelhada	m	7,94
Prego 18x27	kg	7,20
Aço CA-50 10mm	kg	3,35
Aço CA-50 20mm	kg	2,98
Aço CA-60 5,0mm	kg	3,32
Arame recozido 18 BGW	kg	7,30
Brita nº1 s/ frete	m³	36,67
Areia média s/ frete	m³	53,00
Cimento Portland composto CP-II 32	m³	0,47
Concreto usinado bombável C20 com brita nº 1	m³	280,00
Espaçador de plástico	un	0,15

Fonte: SINAPI (2017)

Tabela 41 - Mão de obra com encargos

Isumos	Unidade	Preço (R\$)
Servente	h	16,17
Ajudante de carpinteiro	h	16,76
Carpinteiro	h	20,49
Ajudante de armador	h	16,73
Armador	h	20,49
Operador de máquinas e equipamentos	h	17,84
Pedreiro	h	20,61
Oficial de trabalhos de concretagem	h	18,68

Fonte: SINAPI (2017)

Tabela 42 - Equipamentos

Isumos	Unidade	Preço (R\$)
Betoneira 600lt, cap. Mistura 360lt	h	1,22
Vibrador de imersão	h	1,57
Caminhão basculante 6m³ (carga 12t)	h	143,12

Fonte: SINAPI (2017)

Tabela 43 - Execução de estaca Strauss – unidade: m

Isumos	Unidade	Preço (R\$)
Execução estaca Strauss Ø = 25	m	27,50
Execução estaca Strauss Ø = 32	m	27,50
Execução estaca Strauss Ø = 38	m	27,50
Mobilidade	gb ⁵	50,00

Fonte: Exebase Fundações de Obras (2017)

Tabela 44 - Execução de estaca escavada mecanicamente – unidade: m

Isumos	Unidade	Preço (R\$)
Execução estaca escavada Ø = 25	m	10,50
Execução estaca escavada Ø = 30	m	10,50
Execução estaca escavada Ø = 40	m	16,50
Mobilidade	gb	390,00

Fonte: Exebase Fundações de Obras (2017)

⁵ Preço global.

Tabela 45 - Execução de estaca pré-moldada de concreto – unidade: m

Insumos	Unidade	Preço (R\$)
Cravação de estaca pré-moldada 18x18	m	70,00
Cravação de estaca pré-moldada 20x20	m	78,00
Cravação de estaca pré-moldada 23x23	m	87,00
Mobilidade	gb	50,00

Fonte: Exebase Fundações de Obras (2017)

4.8.3 Preço Unitário das Composições

Com base nos preços e custos unitários dos insumos, deu-se início ao cálculo do preço unitário das composições das fundações. Os resultados são apresentados nas Tabelas 46 à 64.

Tabela 46 - Escavação manual de vala – unidade m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Servente	h	3,956	-	16,17	63,97
Total					63,97

Fonte: Autoria própria

Tabela 47 - Forma para fundações – unidade m²

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Ajudante de carpinteiro	h	0,325	-	16,76	5,45
Carpinteiro	h	1,300	-	20,49	26,64
Peça de madeira de 3ª (1x4") n/ aparelhada	m	3,500	3,20	-	11,20
Tábua de madeira de 2ª (1x12") n/ aparelhada	m	3,487	7,94	-	27,69
Prego 18x27	kg	0,150	7,20	-	1,08
Total					72,06

Fonte: Autoria própria

Tabela 48 - Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm - unidade kg

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Ajudante de armador	h	0,107	-	16,73	1,79
Armador	h	0,107	-	20,49	2,19
Aço CA-50 10mm	kg	1,100	3,35	-	3,68
Arame recozido	kg	0,025	7,30	-	0,18
Total					7,84

Fonte: Autoria própria

Tabela 49 - Armadura CA-50, 16mm à 25mm - unidade kg

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Ajudante de armador	h	0,067	-	16,73	1,12
Armador	h	0,067	-	20,49	1,37
Aço CA-50 20mm	kg	1,100	2,98	-	3,28
Arame recozido	kg	0,025	7,30	-	0,18
Total					5,95

Fonte: Autoria própria

Tabela 50 - Concreto estrutural C20 rodado em obra – unidade m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Servente	h	2,25	-	16,17	36,38
Operador de máquinas e equipamentos	h	1,42	-	17,84	25,33
Betoneira 600lt, cap. Mistura 360lt	h	1,42	1,22	-	1,73
Areia média s/ frete	m ³	0,788	53,00	-	41,76
Cimento Portland composto CP-II 32	kg	324,16	0,47	-	152,35
Brita n°1 s/ frete	m ³	0,589	36,67	-	21,60
Total					279,15

Fonte: Autoria própria

Tabela 51 - Concreto magro para lastro de sapatas E = 5cm - unidade: m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Servente	h	2,52	-	16,17	40,75
Operador de máquinas e equipamentos	h	1,59	-	17,84	28,37
Betoneira 600lt, cap. Mistura 360lt	h	1,59	1,22	-	1,94
Areia média s/ frete	m ³	0,86	53,00	-	45,58
Cimento Portland composto CP-II 32	kg	212,33	0,47	-	99,80
Brita n°1 s/ frete	m ³	0,589	36,67	-	21,60
Total					238,04

Fonte: Autoria própria

Tabela 52 - Lançamento e adensamento manual de concreto – unidade m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Servente	h	5,538	-	16,17	89,55
Pedreiro	h	1,846	-	20,61	38,05
Vibrador de imersão	h	1,846	1,57	-	2,90
Total					130,50

Fonte: Autoria própria

Tabela 53 - Lançamento e adensamento de lastro de concreto – unidade:m²

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Lançamento manual de concreto	m ³	0,050	-	130,50	6,53
Concreto magro para lastro	m ³	0,050	238,04	-	11,90
Total					18,43

Fonte: Autoria própria

Tabela 54 - Concretagem de blocos e sapatas – unidade: m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Concreto usinado bombável C20 com brita n°1	m ³	1,100	280,00	-	308,00
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,055	-	18,68	1,03
Servente	h	1,497	-	16,17	24,21
Total					333,24

Fonte: Autoria própria

Tabela 55 - Estaca Strauss 25cm de diâmetro – unidade:m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	0,420	3,35	-	1,41
Concreto rodado em betoneira C20 brita n° 1	m ³	0,050	279,15	-	13,96
Execução estaca Strauss Ø = 25	m	1,005	-	27,50	27,64
Armador	h	0,003	-	20,49	0,06
Ajudante de armador	H	0,004	-	16,73	0,07
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,775	-	18,68	14,18
Servente	h	0,775	-	16,17	12,53
Total					70,30

Fonte: Autoria própria

Tabela 56 - Estaca Strauss 32cm de diâmetro – unidade m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	0,903	3,35	-	3,03
Concreto rodado em betoneira C20, brita n° 1	m ³	0,080	279,15	-	22,33
Execução estaca Strauss Ø = 32	m	1,005	-	27,50	27,64
Armador	h	0,007	-	20,49	0,14
Ajudante de armador	h	0,010	-	16,73	0,17
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,886	-	18,68	16,55
Servente	h	0,886	-	16,17	14,32
Total					84,63

Fonte: Autoria própria

Tabela 57 - Estaca Strauss 38cm de diâmetro – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	1,124	3,35	-	3,77
Concreto rodado em betoneira C20, brita nº 1	m ³	0,113	279,15	-	31,54
Execução estaca Strauss Ø = 38	m	1,005	-	27,50	27,64
Armador	h	0,008	-	20,49	0,16
Ajudante de armador	h	0,012	-	16,73	0,20
Oficial de trabalhos de concretagem	h	1,063	-	18,68	19,86
Servente	h	1,063	-	16,17	17,19
Total					100,81

Fonte: Autoria própria

Tabela 58 - Estaca escavada 25cm de diâmetro – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	0,578	3,35	-	1,94
Concreto usinado bombável C20, brita nº 1	m ³	0,055	280,00	-	15,40
Execução estaca escavada Ø = 25	m	1,005	-	10,50	10,55
Armador	h	0,004	-	20,49	0,08
Ajudante de armador	h	0,006	-	16,73	0,10
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,332	-	18,68	6,20
Servente	h	0,332	-	16,17	5,37
Total					40,10

Fonte: Autoria própria

Tabela 59 - Estaca escavada 30cm de diâmetro – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	1,050	3,35	-	3,52
Concreto usinado bombável C20, brita nº 1	m ³	0,076	280,00	-	21,28
Execução estaca escavada Ø = 30	m	1,005	-	10,50	10,55
Armador	h	0,008	-	20,49	0,16
Ajudante de armador	h	0,011	-	16,73	0,18
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,366	-	18,68	6,84
Servente	h	0,366	-	16,17	5,92
Total					48,90

Fonte: Autoria própria

Tabela 60 - Estaca escavada 40cm de diâmetro

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Espaçador de plástico	un	3,000	0,15	-	0,45
Aço CA-50	kg	1,470	3,35	-	4,92
Concreto usinado bombável C20, brita nº 1	m ³	0,131	280,00	-	36,68
Execução estaca escavada Ø = 40	m	1,005	-	16,50	16,58
Armador	h	0,011	-	20,49	0,23
Ajudante de armador	h	0,016	-	16,73	0,27
Oficial de trabalhos de concretagem	h	0,399	-	18,68	7,45
Servente	h	0,399	-	16,17	6,45
Total					73,03

Fonte: Autoria própria

Tabela 61 - Transporte de terra – unidade m³

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de de Obra R\$	Preço Total R\$
Caminhão basculante 6m ³ (carga 12t)	h	0,096	-	143,12	13,74
Total					13,74

Fonte: Autoria própria

Tabela 62 - Estaca pré-moldada de concreto seção 18x18 cm – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Cravação de estaca pré-moldada de conc. 18x18	m	1,005	-	70,00	70,35
Servente	h	0,244	-	16,17	3,95
Total					74,30

Fonte: Autoria própria

Tabela 63 - Estaca pré-moldada de concreto seção 20x20 cm – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Cravação de estaca pré-moldada de conc. 20x20	m	1,005	-	78,00	78,39
Servente	h	0,354	-	16,17	5,72
Total					84,11

Fonte: Autoria própria

Tabela 64 - Estaca pré-moldada de concreto seção 23x23 cm – unidade: m

Insumos	Un.	Coef.	Preço Material R\$	Preço Mão de Obra R\$	Preço Total R\$
Cravação de estaca pré-moldada de conc. 23x23	m	1,005	-	87,00	87,43
Servente	h	0,409	-	16,17	6,61
Total					94,04

Fonte: Autoria própria

4.8.4 Orçamento Final

Com todos os preços unitários calculados, realizou-se o orçamento final de cada projeto.

4.8.4.1 Sapatas

A partir do quantitativo de materiais necessários para a execução das sapatas (Apêndice B), foi calculado o preço total de construção dos elementos. Os valores podem ser verificados na Tabela 65.

Tabela 65 - Orçamento sapatas

Insumos	Un.	Quant.	Preço R\$	Total R\$
Escavação manual de valas	m ³	15,17	63,97	970,42
Transporte de solo com caminhão basculante ⁶	m ³	21,24	13,74	291,84
Fôrmas para fundações	m ²	59,57	72,06	4.292,61
Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm	kg	589,00	7,84	4.617,76
Armadura CA-50, 16mm à 25mm	kg	49,00	5,95	291,55
Lastro de concreto magro	m ²	51,20	18,43	943,62
Concretagem de sapatas	m ³	15,17	333,24	5.055,25
Total				16.463,05

Fonte: Autoria própria

4.8.4.2 Estacas Strauss

Com o quantitativo de materiais necessários para a construção dos blocos, e a quantidade de estacas (Apêndice C), estimou-se o orçamento final apresentado na Tabela 66. Foram consideradas estacas de 10 metros de comprimento.

Tabela 66 - Orçamento estacas Strauss

Insumos	Un.	Quant.	Preço R\$	Total R\$
Execução de estaca Strauss Ø = 25	m	120,00	70,30	8.436,00
Execução de estaca Strauss Ø = 32	m	140,00	84,63	11.848,20
Execução de estaca Strauss Ø = 38	m	210,00	100,81	21.170,10
Escavação manual de valas	m ³	14,78	63,97	945,48
Transporte de solo com caminhão basculante	m ³	78,50	13,74	1.078,59
Fôrmas para fundações	m ²	51,36	72,06	3.701,00
Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm	kg	878,00	7,84	6.883,52
Armadura CA-50, 16mm à 25mm	kg	47,00	5,95	279,65
Lastro de concreto magro	m ²	23,63	18,43	435,50
Concretagem de blocos	m ³	14,78	333,24	4.925,29
Mobilização de equipamento	gb	1,00	50,00	50,00
Total				59.753,33

Fonte: Autoria própria

⁶ Cálculo do volume de solo realizado considerando taxa de empolamento de 40% (MATTOS, 2014)

4.8.4.3 Estacas Escavadas

Com o quantitativo de materiais para a execução dos blocos, e a quantidade de estacas a serem escavadas (Apêndice D), determinou-se o orçamento final apresentado na Tabela 67.

Tabela 67 - Orçamento estacas escavadas

Insumos	Un.	Quant.	Preço R\$	Total R\$
Execução de estaca Escavada Ø = 25	m	100,00	40,10	4.010,00
Execução de estaca Escavada Ø = 30	m	110,00	48,90	5.379,00
Execução de estaca Escavada Ø = 40	m	250,00	73,03	18.257,50
Escavação manual de valas	m ³	16,02	63,97	1.024,80
Transporte de solo com caminhão basculante	m ³	78,50	13,74	1.078,59
Fôrmas para fundações	m ²	53,50	72,06	3.855,21
Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm	kg	925,00	7,84	7.252,00
Armadura CA-50, 16mm à 25mm	kg	49,00	5,95	291,55
Lastro de concreto magro	m ²	24,78	18,43	456,70
Concretagem de blocos	m ³	16,02	333,24	5.338,50
Mobilização de equipamento	gb	1,00	390,00	390,00
Total				47.333,85

Fonte: Autoria própria

4.8.4.4 Estacas pré-moldadas de concreto

Com o quantitativo de materiais para a execução dos blocos, e a quantidade de estacas utilizadas (Apêndice E), calculou-se o orçamento final apresentado na Tabela 68.

Tabela 68 - Orçamento estacas pré-moldadas de concreto

Insumos	Un.	Quant.	Preço R\$	Total R\$
Execução de estaca pré-moldada 18x18	m	150,00	74,30	11.145,00
Execução de estaca pré-moldada 20x20	m	130,00	84,11	10.934,30
Execução de estaca pré-moldada 23x23	m	250,00	94,04	23.510,00
Escavação manual de valas	m ³	9,35	63,97	598,12
Transporte de solo com caminhão basculante	m ³	13,10	13,74	179,99
Fôrmas para fundações	m ²	36,79	72,06	2.651,09
Armadura CA-50, 6,3mm à 12,5mm	kg	570,00	7,84	4.468,80
Armadura CA-50, 16mm à 25mm	kg	44,00	5,95	261,80
Lastro de concreto magro	m ²	18,45	18,43	340,03
Concretagem de blocos	m ³	9,35	333,24	3.115,79
Mobilização de equipamento	gb	1,00	50,00	50,00
Total				57.254,93

Fonte: Autoria própria

5 ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÃO

5.1 COMPARATIVO

Pelos resultados obtidos, percebeu-se que as soluções propostas apresentaram algumas diferenças entre si. A primeira e principal diferença observada é na parte orçamentária, onde há uma grande desigualdade no preço final de cada solução, como mostra a Tabela 69.

Tabela 69 - Custos finais das fundações

Elemento	Sapatas	Estacas Strauss	Estacas escavadas	Estacas pré-moldadas
Custo final	R\$ 16.463,05	R\$ 59.753,33	R\$ 47.333,85	R\$ 57.254,93

Fonte: Autoria própria

Para uma compreensão mais clara dos componentes, os custos das fundações profundas foram discriminados em estacas, blocos e mobilização do equipamento. Os valores discriminados do custo de execução estão dispostos na Tabela 70.

Tabela 70 - Custos execução de estacas e blocos

Elemento	Estacas Strauss	Estacas escavadas	Estacas pré-moldadas
Estacas	41.454,30	27.646,50	45.589,30
Blocos	18.249,03	19.297,35	11.615,63
Mobilização	50,00	390,00	50,00
Total	59.753,33	47.333,85	57.254,93

Fonte: Autoria própria

Observando a Tabela 69, percebe-se a grande variação de preço entre a fundação por sapata e as fundações por estacas. A estaca escavada, que representa o menor custo entre as fundações profundas, apresenta um custo final aproximadamente 287% maior em relação às sapatas.

A discrepância entre valores encontrados ocorreu devido a alguns fatores que foram observados durante o projeto. O primeiro é que, mesmo o solo do terreno utilizado como exemplo apresentar camada resistente somente em profundidades elevadas, o que justifica a utilização de fundações profundas, as capacidades de carga encontradas se mostraram baixas, o que resultou em um número elevado de estacas.

O segundo ponto observado, é o fato de que as sapatas exigem método de execução mais simples, não dependendo da utilização de equipamentos específicos durante sua construção, tendo assim, um custo de execução menor.

Por conseguinte, se constatou que as fundações profundas demandam uma quantidade maior de materiais para serem executadas. Pôde-se observar que no caso das estacas Strauss e escavada, apenas para construção dos blocos, a quantidade de concreto necessária é muito semelhante à quantidade necessária para a construção das sapatas.

A Tabela 71 auxilia na visualização da diferença dos custos dos materiais, mão de obra e equipamentos, para a execução das fundações.

Tabela 71 - Custos dos itens analisados (R\$)

Fundação	Materiais	Mão de Obra	Equipamentos	Total
Sapata	9.893,92	6.204,29	364,84	16.463,05
Estaca Strauss	21.232,31	24.330,83	14.190,20	59.753,33
Estaca escavada	26.494,98	13.945,98	6.892,89	47.333,85
Estaca pré-moldada	28.189,86	7.534,96	21.530,10	57.254,93

Fonte: Autoria própria

Os custos de execução das sapatas e das estacas foram organizados no gráfico da Figura 27.

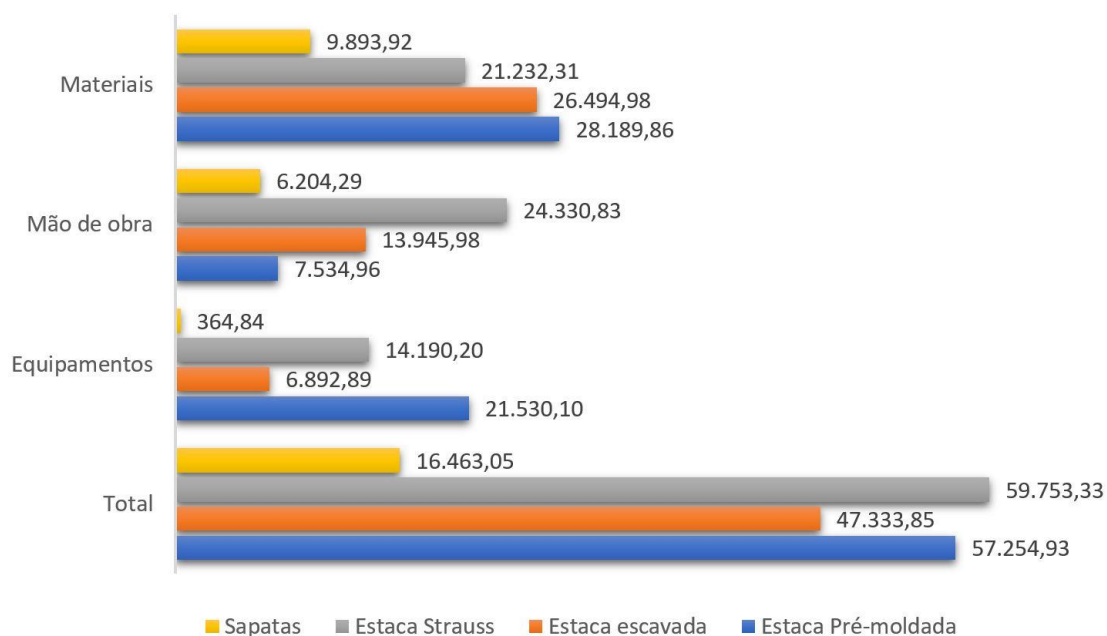


Figura 27 - Comparativo do custo entre as fundações
Fonte: Autoria própria

Para realizar uma análise global do custo total da obra, com os custos das fundações, foram considerados os preços do CUB-PR⁷ da SINDUSCON-PR referentes a maio de 2017. Realizou-se o cálculo da porcentagem que cada projeto representa em relação ao custo total da edificação. Os dados obtidos podem ser visualizados nas Tabelas 72 e 73

Tabela 72 - Custo total da obra

Área construída (m ²)	CUB-PR (R\$) ⁸	Custo Total da Obra (R\$)
504,00	2.079,72	1.048.178,88

Fonte: Autoria própria

Tabela 73 - Relação entre o custo das fundações e o custo total da obra

Fundação	Sapatas	Estaca Strauss	Estaca Escavada	Estaca Pré-moldada
Custo de Execução (R\$)	16.463,05	59.753,33	47.333,85	57.254,93
Custo da fundação/ Custo total	1,6%	5,7%	4,5%	5,4%

Fonte: Autoria própria

A Tabela 73 mostra que, em relação ao custo total da obra, o custo de construção das fundações profundas não representa um valor elevado⁹. Esse ponto então, não inviabiliza a utilização de estacas para as fundações do projeto. Entretanto, a utilização de estacas se torna inviável, haja vista o custo de execução das fundações por sapatas ser muito inferior, como mostra a Figura 27.

Outro ponto analisado foi o tempo de execução de cada um dos projetos. Para as estacas, foram consideradas as produtividades indicadas pelo manual de fundações da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2017):

- Estaca Strauss: 50 m/dia;
- Estaca escavada: 150 m/dia;
- Estaca pré-moldada: 50 m/dia.

O tempo de execução de cada tipo de estaca apresenta-se calculado na Tabela 74.

⁷ Custos Unitários Básicos de Construção

⁸ Valor referente à construção de uma residência unifamiliar de alto padrão

⁹ 3% a 7% do custo total da obra (ADEMILAR, 2013)

Tabela 74 - Tempo de execução das estacas

Estaca	Produtividade (m/dia)	Quantidade (m)	Total (dias)
Strauss	30	470	16
Escavada	150	460	4
Pré-moldada	50	530	11

Fonte: Autoria própria

Cronogramas para a construção das sapatas e dos blocos de coroamento das estacas foram elaborados, considerando uma jornada de trabalho de 44h semanais e com a seguinte equipe:

- 2 serventes p/ escavação;
- 2 carpinteiros e 1 ajudante de carpinteiro p/ as fôrmas;
- 1 armador e 2 ajudantes de armador p/ as armaduras;
- 1 oficial de concretagem e 3 serventes p/ concretagem.

Os cronogramas são apresentados nas Figuras 28 a 31, já desconsiderando os fins de semana.

Etapa	Dias																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Escavação	■	■	■	■																										
Fôrmas			■	■	■	■	■	■																						
Lastro																														
Armadura					■	■	■	■	■																					
Concreto								■																						

Figura 28 - Cronograma de execução – sapatas

Fonte: Autoria própria

Etapa	Dias																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Escavação	■	■	■	■																										
Fôrmas			■	■	■	■	■																							
Armadura																														
Concreto								■																						

Figura 29 - Cronograma de execução de blocos - estaca Strauss

Fonte: Autoria própria

Etapa	Dias																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Escavação	■	■	■	■																										
Fôrmas			■	■	■	■	■																							
Armadura																														
Concreto								■																						

Figura 30 - Cronograma de execução de blocos - estaca escavada

Fonte: Autoria própria

Etapa	Dias																													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Escavação	■	■	■	■																										
Fôrmas			■	■	■	■	■																							
Armadura			■	■	■	■	■																							
Concreto							■																							

Figura 31 - Cronograma de execução de blocos - estaca pré-moldada
Fonte: Autoria própria

Com a definição do tempo de execução das sapatas e dos blocos, pode-se estipular o tempo total de execução de cada projeto. O resultado é mostrado na Tabela 74.

Tabela 75 - Tempo de execução das fundações

Fundação	Tempo de execução (dias)
Sapata	8
Estaca Strauss	23
Estaca escavada	11
Estaca pré-moldada	16

Fonte: Autoria própria

A Tabela 74 comprova que a fundação por sapatas é a opção mais viável para o caso estudado, pois apresenta um tempo de execução menor em relação às estacas. Isso se deve ao fato das sapatas precisarem de menos serviços para serem executadas, o que diminui o tempo necessário para sua construção.

Após a análise dos dados, percebe-se que para o caso em estudo, a melhor solução é a utilização de fundação por sapatas, pois:

- Apresentam um menor custo de execução;
- Necessitam menor quantidade de material para serem construídas;
- Demanda uma quantidade menor de serviços durante sua execução, o que diminui o tempo de construção e o custo;
- Sua execução é simples, não demandando equipamentos específicos.

Complementando, constata-se que para o presente projeto, onde os pilares mais carregados apresentam cargas na ordem de 50 toneladas, as fundações profundas não indicaram viabilidade perante as fundações diretas. Porém, em um cenário onde não fosse possível o uso de fundações diretas, as estacas escavadas mecanicamente seriam as mais favoráveis para o projeto, por apresentarem um custo menor em relação às outras estacas, bem como por sua produtividade.

5.2 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

As fundações de um edifício são responsáveis por transferir seguramente os esforços provenientes da superestrutura ao solo. Seus componentes são projetados, de maneira que resistam a todas as tensões solicitantes da edificação e sejam capazes de transmitir as solicitações de maneira segura, evitando sobretudo, o aparecimento de recalques diferenciais.

Observando grande quantidade de construções residenciais de dois pavimentos, comumente chamados de sobrados na cidade de Pato Branco, este estudo objetivou avaliar a viabilidade técnica e econômica de diferentes tipos de fundações para uma edificação residencial desse estilo, considerando que o projeto seria construído em um terreno nessa mesma cidade.

O estudo realizou revisão bibliográfica sobre fundações, sondagens e solos, o que permitiu aprofundamento teórico sobre os tipos de fundações e suas características, os tipos de solos, os tipos de sondagens realizadas para o reconhecimento do solo, os recursos utilizados no orçamento, e as normas que regem os projetos de fundações.

Após considerar as características de cada fundação, as características do solo, os custos médios das fundações, disponibilidade de execução, a mobilidade e as características do terreno, definiu-se a escolha das fundações para projeção, a qual foi o uso de sapatas, estacas Strauss, estacas escavadas e estacas pré-moldadas de concreto.

A análise e interpretação do relatório de sondagens realizaram-se com êxito, sendo possível a retirada de dados essenciais para a realização dos projetos de fundações, como tipo do solo, valor do N_{SPT} de cada camada e o nível da água. Ressalta-se que o êxito na análise só foi possível por meio do estudo teórico realizado.

Os cálculos da tensão admissível do solo para sapatas e das capacidades de carga axial das estacas foram realizados com êxito, pois com os dados necessários para os métodos utilizados, retirados do relatório de sondagem, foi possível seguir a bibliografia e estipular os valores a serem utilizados.

A utilização do *software* CYPECAD para o dimensionamento das sapatas e dos blocos de coroamento gerou inicialmente pequena dificuldade de ordem operacional, devido à pouca familiaridade com a plataforma. Durante o

desenvolvimento do trabalho, porém, foi possível se familiarizar tecnicamente com o programa, donde resultaram uma modelagem e dimensionamento satisfatórios das estruturas de fundações. O dimensionamento foi realizado atendendo a bibliografia e as normas vigentes.

Os orçamentos levantados para as fundações realizaram-se utilizando as composições fornecidas pela Paraná Edificações e do Gerador de Preços CYPE. Os preços e custos das composições foram levantados pelas planilhas da SINAPI, bem como em empresas de Pato Branco, buscando aproximar o orçamento à realidade local.

Na sequência realizou-se uma comparação entre os projetos das fundações propostas, considerando-se o custo final, e o tempo de execução de cada projeto, e fomentando dados relevantes para escolhas assertivas aos profissionais de engenharia civil. Constatou-se que houve grande discrepância entre os custos das fundações, observando que a estaca escavada, que apresentou o menor custo entre as fundações profundas, representa um valor 287% maior que o custo das sapatas.

Pode-se observar também que as estacas demandam uma quantidade maior de materiais para serem construídas, onde a quantidade de material necessário para a construção apenas dos blocos de coroamento das estacas Strauss e escavada, se equipara à quantidade de material necessário para a execução das sapatas. Quanto ao ponto construtivo, as sapatas apresentam métodos de execução mais simples, não dependendo da utilização de equipamentos específicos durante sua construção, tendo assim um custo de construção menor.

Após a análise dos resultados, concluiu-se que para edificações semelhantes à em estudo, a utilização de sapatas como fundações é a mais viável técnica e economicamente. Com a definição da melhor fundação, o objetivo estabelecido pelo presente trabalho é atingido, porém, pesquisas futuras podem ser realizadas, buscando desenvolver estudos que possam analisar melhor as características do solo da região, podendo assim compreender melhor o comportamento das fundações, desenvolvendo projetos cada vez melhores e mais econômicos.

6 REFERÊNCIAS

ADEMILAR. **Tabela com o percentual de gastos para cada etapa da obra.** Disponível em: <<http://www.ademilar.com.br/blog/construcao-civil/tabela-percentual-gastos-obra/>>. Acesso em: 03 jun. 2017

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTDLAND. **Fundações:** Manual de Estruturas. Jaguaré: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2017.

ABNT **NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para a fundação de edifícios. Rio de Janeiro: 1983.

ABNT **NBR 6122:** Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro: 2014.

ABNT **NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: 2010.

ABNT **NBR 6484:** Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: 2001.

ALONSO, Urbano Rodriguez. ESTACAS PREMOLDADAS. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, 1996. p. 373-400.

ALONSO, Urbano Rodriguez; GOLOMBEK, Sigmundo. TUBULÕES e CAIXÕES. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, 1996. p. 400-409.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Sapatas.** Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ANDRADE, Alysso Rodrigo de. **Caracterização dos elementos de fundações aplicáveis em edificações na região de Florianópolis.** 2003. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Hέλvio. ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, 1996. p. 345-348.

AVILA, Antonio Victorino; LIBRELOTTO, Liziane Ilha; LOPES, Oscar Ciro. **Orçamento de Obras: Construção Civil.** Florianópolis: Universidade do Sul de Santa Catarina, 2003.

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

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **ESTRUTURAS DE CONCRETO III - NOTAS DE AULA: Sapatas de Fundação.** Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2016.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; CARVALHO, Luis Fernandes Meirelles. 4 edifícios x 5 locais de implantação: = 20 soluções de fundações. São Paulo: Edgard Blucher, 2007.

CAIXA Econômica Federal. **SINAPI**. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 10 maio 2017.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed., rev. ampl. Rio de Janeiro, RJ: LTC, c1988. v.

CARVALHO, Kelly. **Construção Mercado: Orçamento**. 2003. Disponível em: <<http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/orcamento-79998-1.aspx>>. Acesso em: 06 maio 2017.

CYPE, Ingenieros. **CYPE Ingenieros**. Disponível em: <http://www.cype.pt/cype_ingenieros/#CYPEes>. Acesso em: 10 maio 2017a.

CYPE, Ingenieros. **Gerador de Preços: O que é gerador de preços?**. Disponível em: <http://www.cype.pt/cype_ingenieros/#CYPEes>. Acesso em: 10 maio 2017b.

CYPE, Ingenieros. **Programas**. Disponível em: <<http://programas.cype.pt/>>. Acesso em: 10 maio 2017a.

DANTAS NETO, S.A. **Fundações e obras de contenção**. Fortaleza, 2008. 134 p. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC.

FACHIN, Odília. **Fundamentos de metodologia**. 4. ed. São Paulo: Saraiva, 2003.

FALCONI, Frederico; FÍGARO, Nélio Descio; SOUZA FILHO, João Mathias de. Estacas Escavadas Sem Lama Bentonítica. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996. p. 336-345.

GIL, Antônio Carlos. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Sextante, 2008.

GONZÁLEZ, Marco Aurélio Stumpf. **Noções de Orçamento e Planejamento de Obras: Notas de Aula**. São Leopoldo: Universidade do Vale do Rio dos Sinos, 2008.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções em edifícios: Qualidade total da gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

LAN CONSULTORIA. Estaca Hélice Contínuas. 2017. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/estaca-helice-continua-monitorada>>. Acesso em: 12 maio 2017.

MAIA, Clóvis Mario Moreira. ESTACAS TIPO FRANKI. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996. p. 329-336.

MARTINS, Gustavo. **Como fazer Orçamento de Obras de Maneira Eficiente: O Guia Absolutamente Completo**. Disponível em: <<http://engenheirodecustos.com.br/wp-content/uploads/2016/06/E-book-Eng-de-Custos-1.pdf>>. Acesso em: 10 maio 2017.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como trabalhar com empolamento e contração**. Disponível em: <<http://blogs.pini.com.br/posts/Engenharia-custos/como-trabalhar-com-empolamento-e-contracao-311252-1.aspx>>. Acesso em: 15 maio 2017.

MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS. **Módulo Blocos sobre estacas e tubulões**. Disponível em: <<http://www.multiplus.com/software/cypecad/modulos-e-recursos/blocos-sobre-estacas-e-tubuloes.asp#>>. Acesso em: 18 maio 2017.

MULTIPLUS SOFTWARES TÉCNICOS. **Software para cálculo estrutural e projeto estrutural**. Disponível em: <<http://www.multiplus.com/software/cypecad/>>. Acesso em: 18 maio 2017.

NAKAMURA, Juliana. **Fundações Profundas**. 2017. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/83/artigo285302-1.aspx>>. Acesso em: 02 maio 2017.

OLIVEIRA FILHO, Ubirajara Marques. **Fundações Profundas: Estudos**. Porto Alegre: D.c. Luzzatto, 1985.

PARANÁ EDIFICAÇÕES. **Apresentação**. Disponível em: <<http://www.paranaedificacoes.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=1>>. Acesso em: 06 maio 2017.

PARANÁ EDIFICAÇÕES. Tabela de Composições de Serviços de Edificações. Disponível em: <<http://www.paranaedificacoes.pr.gov.br/arquivos/File/CustosEdificacoes/CustosdeObras/ComposicoesdeServicosdeEdificacoesComDesoneracao.pdf>>. Acesso em: 08 maio 2017.

PINI. **Composições do TCPO**. 2017. Disponível em: <http://tcpoweb.pini.com.br/home/composicoes_tcpo.html>. Acesso em: 12 maio 2017.

QUARESMA, Artuur Rodrigues et al. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-163.

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

SOUZA, Luiz Humberto de Freitas; SANTOS, Maurílio dos. Execução De Fundação Rasa Tipo Sapata Associada, Para Cargas Elevadas De Um Edifício Residencial. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, Uberaba, v. 6, n. 3, p.1-17, 03 dez. 2014.

SUNDUSCONPR. **CUB-PR**. Disponível em: <<https://sindusconpr.com.br/tabela-completa-370-p>>. Acesso em: 03 jun. 2017.

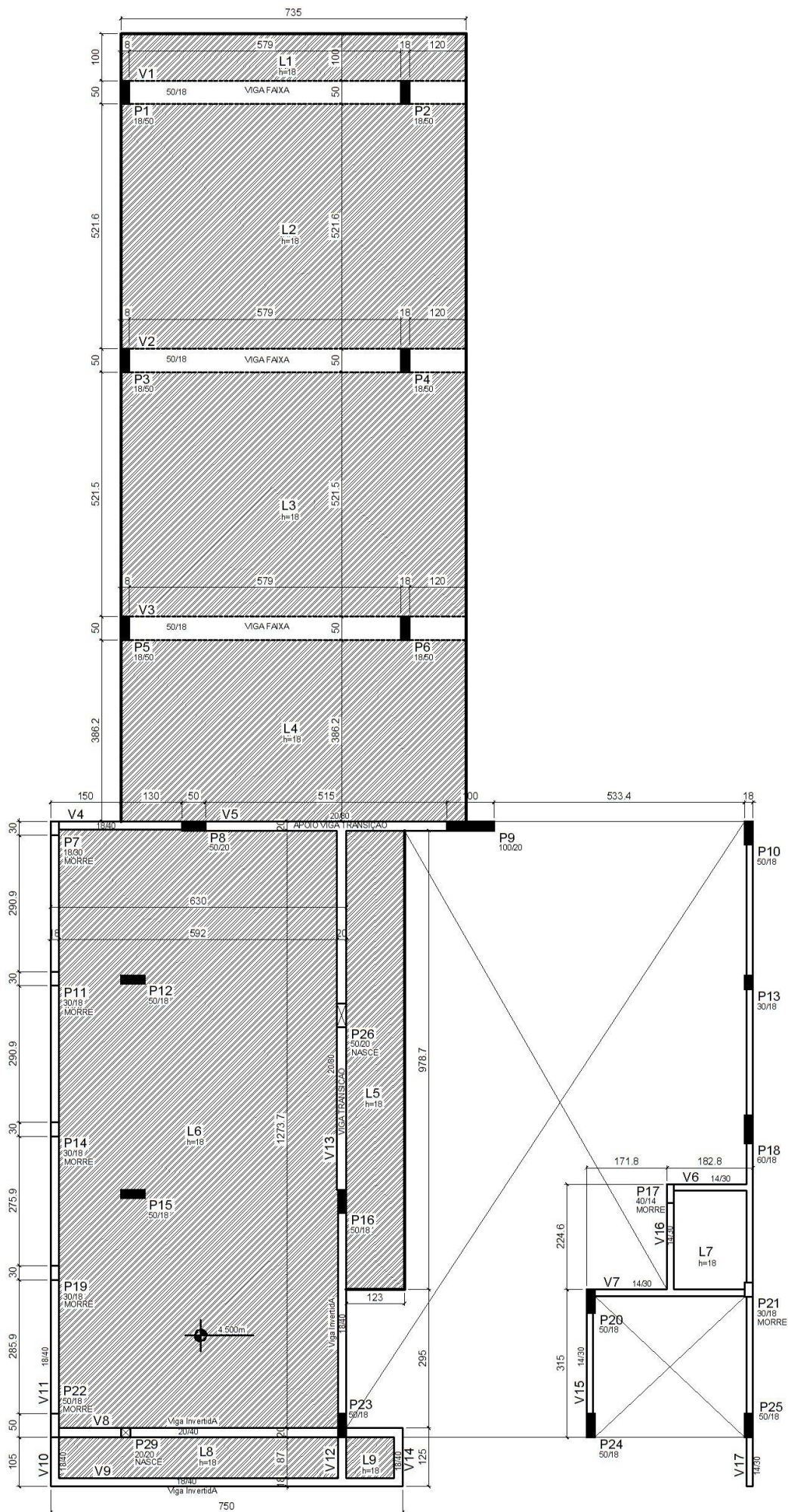
TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. ANÁLISE, PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES RASAS. In: HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 1996. p. 227-265.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais**. V.1. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: fundações profundas**. V.1. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ZULIAN, Carlan Seiler; DONÁ, Elton Cunha; VARGAS, Carlos Luciano. **Notas De Aulas Da Disciplina Construção Civil: Assunto: Fundações**. Ponta Grossa: Departamento de Engenharia Civil da UEPG, 2002.

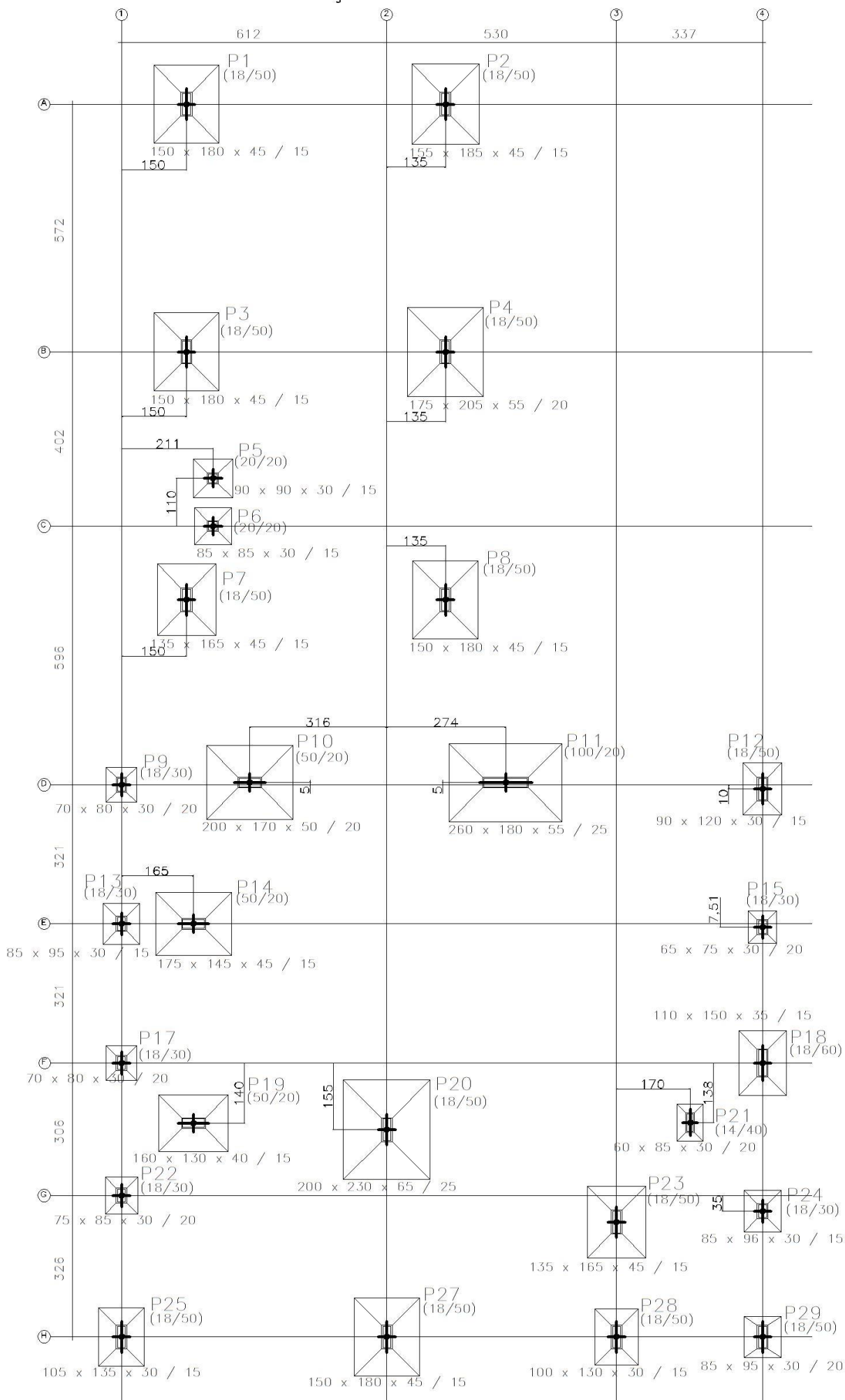
APÊNDICE A



PLANTA DE FORMAS / SUPERIOR

APÊNDICE B

PLANTA DE LOCAÇÃO



QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO				
Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y
P1	150x180	45 / 15	9Ø10c/20	7Ø10c/20
P2	155x185	45 / 15	10Ø10c/18	9Ø10c/18
P3	150x180	45 / 15	9Ø10c/20	7Ø10c/20
P4	175x205	55 / 20	10Ø12.5c/20	10Ø10c/18
P5	90x90	30 / 15	4Ø10c/20	4Ø10c/20
P6	85x85	30 / 15	4Ø10c/20	4Ø10c/20
P7	135x165	45 / 15	8Ø10c/20	7Ø10c/20
P8	150x180	45 / 15	9Ø10c/20	7Ø10c/20
P9	70x80	30 / 20	4Ø10c/20	3Ø10c/20
P10	200x170	50 / 20	8Ø12.5c/20	10Ø12.5c/20
P11	260x180	55 / 25	9Ø12.5c/20	13Ø12.5c/20
P12	90x120	30 / 15	6Ø10c/20	4Ø10c/20
P13	85x95	30 / 15	5Ø10c/20	4Ø10c/20
P14	175x145	45 / 15	7Ø10c/20	9Ø10c/20
P15	65x75	30 / 20	4Ø10c/20	3Ø10c/20
P17	70x80	30 / 20	4Ø10c/20	3Ø10c/20
P18	110x150	35 / 15	7Ø10c/20	5Ø10c/20
P19	160x130	40 / 15	6Ø10c/20	8Ø10c/20
P20	200x230	65 / 25	11Ø12.5c/20	10Ø12.5c/20
P21	60x85	30 / 20	4Ø10c/20	3Ø10c/20
P22	75x85	30 / 20	4Ø10c/20	4Ø10c/20
P23	135x165	45 / 15	8Ø10c/20	7Ø10c/20
P24	85x95	30 / 15	5Ø10c/20	4Ø10c/20
P25	105x135	30 / 15	7Ø10c/20	5Ø10c/20
P27	150x180	45 / 15	9Ø10c/20	7Ø10c/20
P28	100x130	30 / 15	6Ø10c/20	5Ø10c/20
P29	85x95	30 / 20	5Ø10c/20	4Ø10c/20

Aço	Diâmetro (mm)	Comp. total (m)	Peso + 10% (kg)
CA-50	6,3	94,7	26
	10	387,3	263
	12,5	283	300
	16	28	49

Peso total (kg)		Volume concreto (m³)		Área de formas (m²)
CA-50	638	C20	15,17	59,57

APÊNDICE C

PLANTA DE LOCAÇÃO BLOCOS ESTACAS STRAUSS

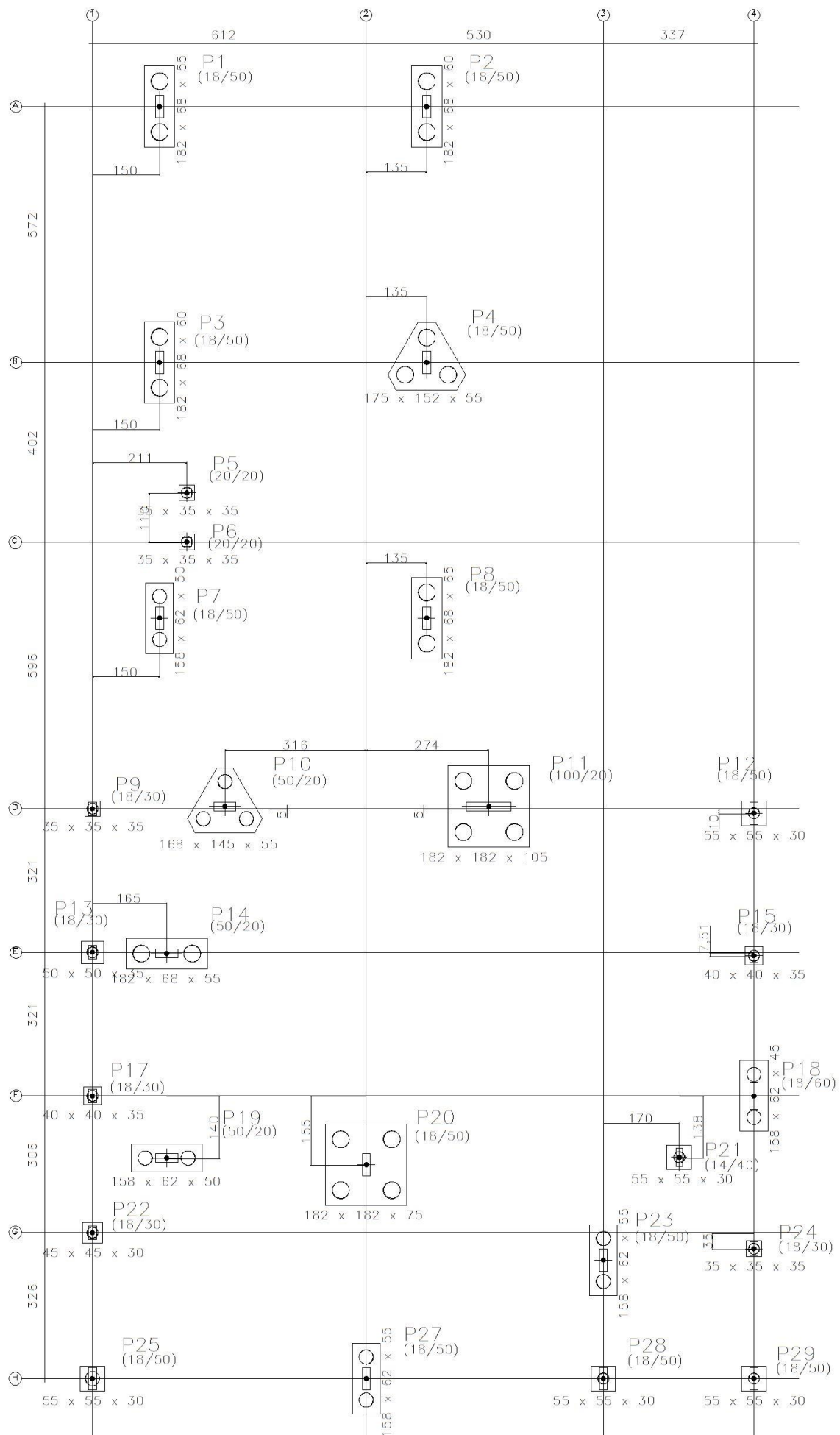
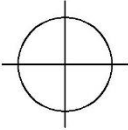
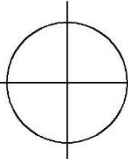
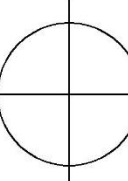


Tabela de estacas

12xST25		Concreto circular: $\phi 25.0$ cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 126.2 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 126.2 kN
14xST32		Concreto circular: $\phi 32.0$ cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 181.2 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 181.2 kN
21xST38		Concreto circular: $\phi 38.0$ cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 229.1 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 229.1 kN

QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

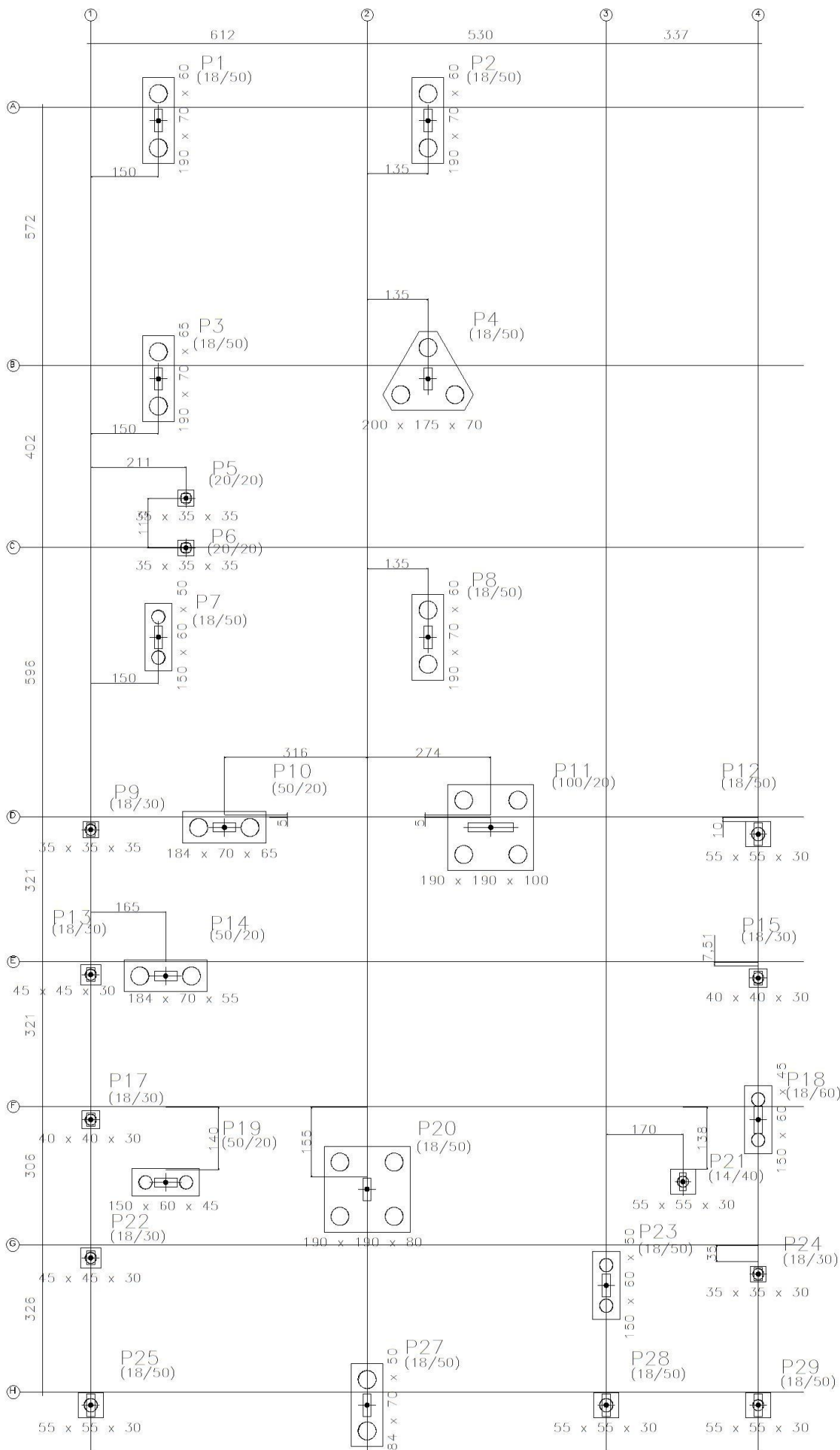
Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Estacas	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura perimetral	Vigas laterais	Vigas paralelas X	Vigas paralelas Y
P1	182 x 68	55	Tipo ST38, Penetração 5 cm	5 ϕ 12.5		5 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P2	182 x 68	60	Tipo ST38, Penetração 5 cm	7 ϕ 12.5		7 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P3	182 x 68	60	Tipo ST38, Penetração 5 cm	6 ϕ 12.5		6 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P4	175 x 152	55	Tipo ST38, Penetração 5 cm	ϕ 6.3c/15	ϕ 6.3c/15			Inferior:6 ϕ 10		
P5	35 x 35	35	Tipo ST25, Penetração 10 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P6	35 x 35	35	Tipo ST25, Penetração 10 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P7 e P19	158 x 62	50	Tipo ST32, Penetração 5 cm	5 ϕ 12.5		5 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P8	182 x 68	65	Tipo ST38, Penetração 5 cm	6 ϕ 12.5		6 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P9	35 x 35	35	Tipo ST25, Penetração 10 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P10	168 x 145	55	Tipo ST32, Penetração 5 cm	ϕ 6.3c/15	ϕ 6.3c/15			Inferior:5 ϕ 10		
P11	182 x 182	105	Tipo ST38, Penetração 5 cm	ϕ 6.3c/20	ϕ 6.3c/20		6 ϕ 6.3		Inferior:5 ϕ 10	Inferior:5 ϕ 10
P12, P21, P28 e P29	55 x 55	30	Tipo ST25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P13	50 x 50	35	Tipo ST25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P14	182 x 68	55	Tipo ST38, Penetração 5 cm	5 ϕ 12.5		5 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P15 e P17	40 x 40	35	Tipo ST25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P18	158 x 62	45	Tipo ST32, Penetração 5 cm	5 ϕ 12.5		5 ϕ 10	Lateral:4 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P20	182 x 182	75	Tipo ST38, Penetração 5 cm	ϕ 6.3c/15	ϕ 6.3c/15		4 ϕ 6.3		Inferior:4 ϕ 12.5	Inferior:4 ϕ 12.5
P22	45 x 45	30	Tipo ST25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P23 e P27	158 x 62	55	Tipo ST32, Penetração 5 cm	5 ϕ 12.5		5 ϕ 10	Lateral:6 ϕ 8,Estribos: ϕ 8c/20			
P24	35 x 35	35	Tipo ST25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			
P25	55 x 55	30	Tipo ST32, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 ϕ 8,Estribos xz:2 ϕ 10,Estribos yz:2 ϕ 10			

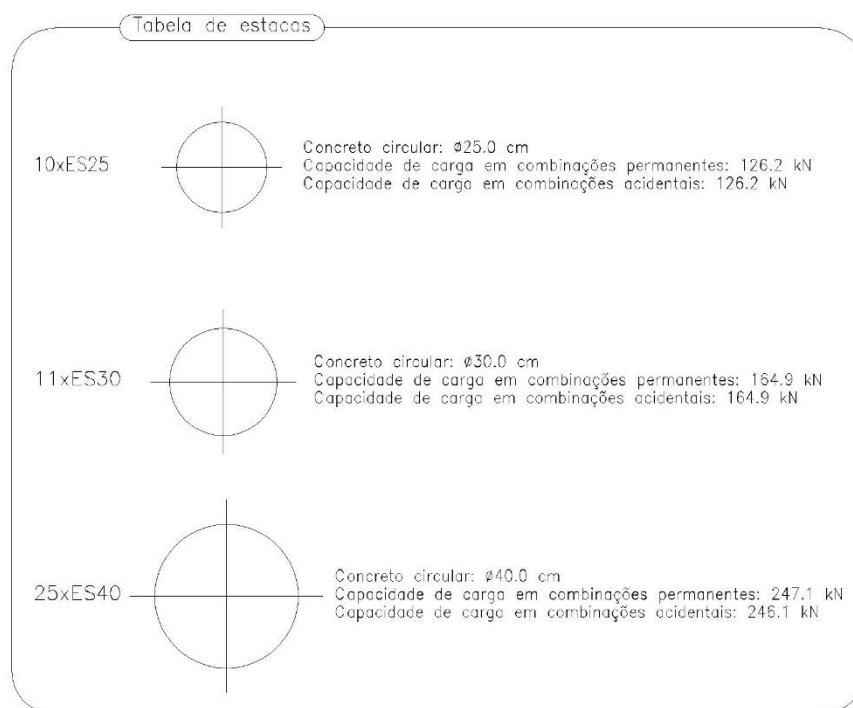
Aço	Diâmetro (mm)	Comp. total (m)	Peso + 10% (kg)
CA-50	6,3	379,8	102
	8	635,4	276
	10	239,5	162
	12,5	319,2	338
	16	27,1	47

Peso total (kg)		Volume concreto (m ³)		Área de fôrmas (m ²)
CA-50	925	C20	14,78	51,36

APÊNDICE D

PLANTA DE LOCAÇÃO BLOCOS ESTACAS ESCAVADAS





QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO										
Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Estacas	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura perimetral	Vigas laterais	Vigas paralelas X	Vigas paralelas Y
P1	190 x 70	60	Tipo ES40, Penetração 5 cm	5 \varnothing 12.5		5 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P2	190 x 70	60	Tipo ES40, Penetração 5 cm	7 \varnothing 12.5		7 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P3	190 x 70	65	Tipo ES40, Penetração 5 cm	6 \varnothing 12.5		6 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P4	Vuelo: 35,Distância estacas: 120	70	Tipo ES40, Penetração 5 cm	\varnothing 6.3c/18	\varnothing 6.3c/18		4 \varnothing 6.3	Inferior:5 \varnothing 10		
P5	35 x 35	35	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P6	35 x 35	35	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P7 e P23	150 x 60	50	Tipo ES30, Penetração 5 cm	5 \varnothing 12.5		5 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P8	190 x 70	60	Tipo ES40, Penetração 5 cm	7 \varnothing 12.5		6 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P9	35 x 35	35	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P10	184 x 70	65	Tipo ES40, Penetração 5 cm	7 \varnothing 12.5		7 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P11	190 x 190	100	Tipo ES40, Penetração 5 cm	\varnothing 6.3c/20	\varnothing 6.3c/20		5 \varnothing 6.3		Inferior:5 \varnothing 10	Inferior:5 \varnothing 10
P12, P25 e P28	55 x 55	30	Tipo ES30, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P13 e P22	45 x 45	30	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P14	184 x 70	55	Tipo ES40, Penetração 5 cm	5 \varnothing 12.5		5 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P15 e P17	40 x 40	30	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P16	150 x 60	45	Tipo ES30, Penetração 5 cm	6 \varnothing 10		6 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P19	150 x 60	45	Tipo ES30, Penetração 5 cm	5 \varnothing 12.5		5 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			
P20	190 x 190	80	Tipo ES40, Penetração 5 cm	\varnothing 6.3c/18	\varnothing 6.3c/18		4 \varnothing 6.3		Inferior:6 \varnothing 10	Inferior:6 \varnothing 10
P21 e P29	55 x 55	30	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P24	35 x 35	30	Tipo ES25, Penetração 5 cm				Estribos xy:2 \varnothing 8,Estribos xz:2 \varnothing 10,Estribos yz:2 \varnothing 10			
P27	184 x 70	50	Tipo ES40, Penetração 5 cm	6 \varnothing 12.5		6 \varnothing 10	Lateral:6 \varnothing 8,Estribos: \varnothing 8c/20			

Aço	Diâmetro (mm)	Comp. total (m)	Peso + 10% (kg)
CA-50	6,3	387,9	105
	8	695,4	302
	10	291,9	198
	12,5	302,2	320
	16	28,04	49

Peso total (kg)		Volume concreto (m ³)		Área de fôrmas (m ²)
CA-50	974	C20	16,02	53,50

APÊNDICE E

PLANTA DE LOCAÇÃO BLOCOS ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

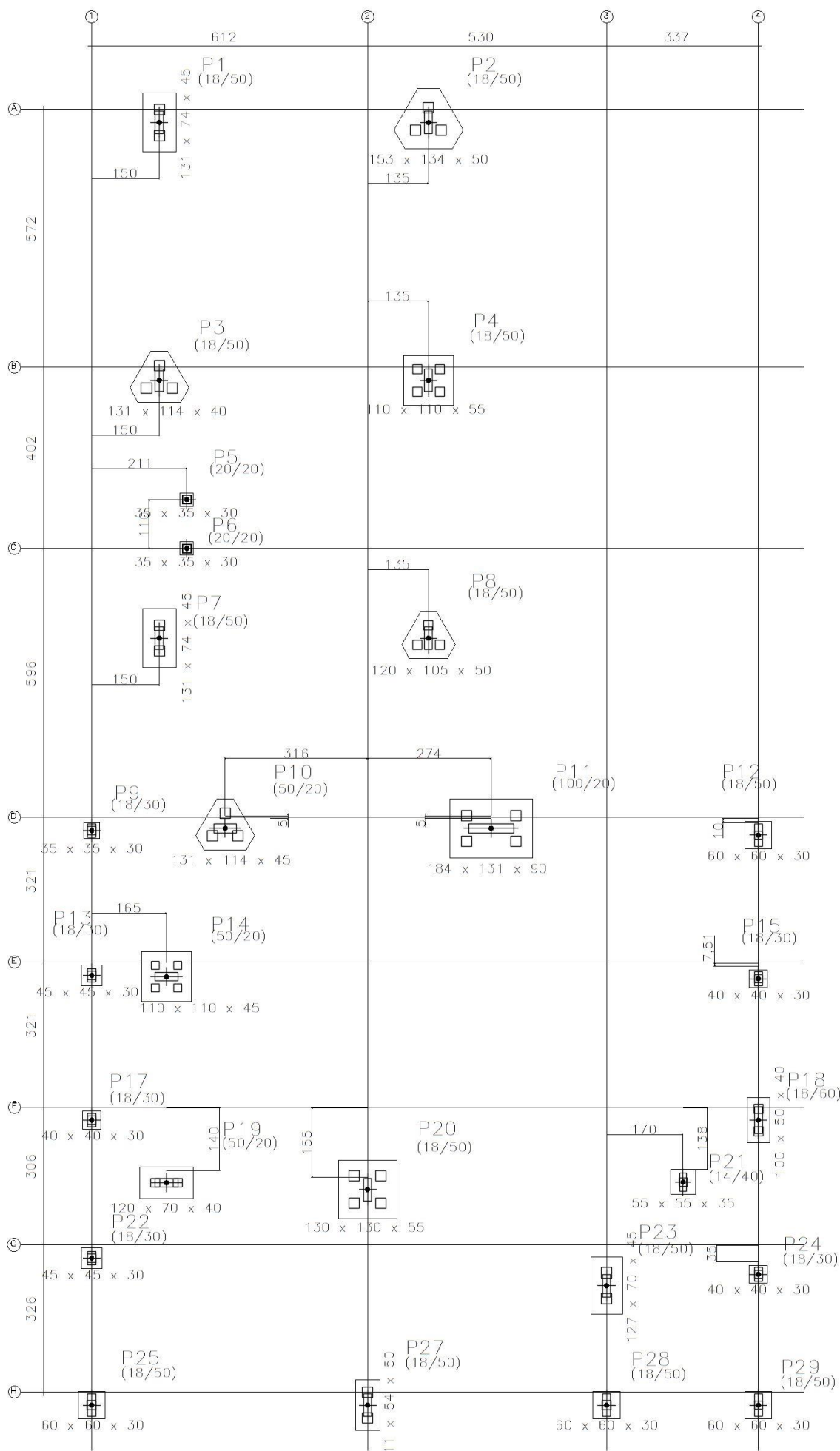


Tabela de estacas	
15xPM18	 <p>Concreto quadrado: L = 18.0 cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 142.7 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 142.7 kN</p>
13xPM20	 <p>Concreto quadrado: L = 20.0 cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 164.9 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 164.9 kN</p>
25xPM23	 <p>Concreto quadrado: L = 23.0 cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 200.4 kN Capacidade de carga em combinações acidentais: 200.4 kN</p>

QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO										
Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Estacas	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura perimetral	Vigas laterais	Vigas paralelas X	Vigas paralelas Y
P1 e P7	131 x 74	45	Tipo PM23, Penetração 5 cm	5ø10		5ø10	Lateral:5ø8,Estribos:ø8c/20			
P2	153 x 134	50	Tipo PM23, Penetração 5 cm	ø6.3c/14	ø6.3c/14			Inferior:3ø10		
P3	131 x 114	40	Tipo PM23, Penetração 5 cm	ø6.3c/14	ø6.3c/14			Inferior:4ø10		
P4	110 x 110	55	Tipo PM20, Penetração 5 cm	ø6.3c/10	ø6.3c/10				Inferior:4ø10	Inferior:4ø10
P5	35 x 35	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P6	35 x 35	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P8	120 x 105	50	Tipo PM20, Penetração 5 cm	ø6.3c/12	ø6.3c/12			Inferior:3ø10		
P9	35 x 35	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P10	131 x 114	45	Tipo PM23, Penetração 5 cm	ø6.3c/12	ø6.3c/12			Inferior:4ø10		
P11	184 x 131	90	Tipo PM23, Penetração 5 cm	ø6.3c/15	ø6.3c/15		5ø6.3		Inferior:4ø10	Inferior:4ø10
P12 e P29	60 x 60	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P13 e P22	45 x 45	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P14	110 x 110	45	Tipo PM18, Penetração 5 cm	ø6.3c/12	ø6.3c/12				Inferior:3ø10	Inferior:3ø10
P15, P17 e P24	40 x 40	30	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P18	100 x 50	40	Tipo PM20, Penetração 5 cm	4ø10		4ø10	Lateral:3ø8,Estribos:ø8c/20			
P19	120 x 70	40	Tipo PM20, Penetração 5 cm	3ø12.5		3ø10	Lateral:4ø8,Estribos:ø8c/18			
P20	130 x 130	55	Tipo PM23, Penetração 5 cm	ø6.3c/12	ø6.3c/12				Inferior:5ø10	Inferior:5ø10
P21	55 x 55	35	Tipo PM18, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P23	127 x 70	45	Tipo PM23, Penetração 5 cm	5ø10		5ø10	Lateral:4ø8,Estribos:ø8c/20			
P25 e P26	60 x 60	30	Tipo PM20, Penetração 5 cm				Estribos xy:2ø8,Estribos xz:2ø10,Estribos yz:2ø10			
P27	111 x 54	50	Tipo PM23, Penetração 5 cm	5ø10		5ø10	Lateral:4ø8,Estribos:ø8c/20			

Aço	Diâmetro (mm)	Comp. total (m)	Peso + 10% (kg)
CA-50	6,3	373,6	101
	8	278,5	121
	10	281,3	191
	12,5	148,6	157
	16	25,3	44

Peso total (kg)		Volume concreto (m³)		Área de fôrmas (m²)
CA-50	614	C20	9,35	36,79

ANEXO A

MANOEL GUSTAVO GOMES DOS SANTOS
SONDAGENS SPT, SPT-T, TRADO, ROTATIVA E MISTA.

Pato Branco, 25 de novembro de 2015

Cliente: Tonial Construções e Empreendimentos Imobiliários Ltda;
Interessados: Eng.º Civil Joacir Tonial / Eng.º Civil José Carlos Tonial;
Obra: Edifício Comercial e Residencial;
Local: Rua Tocantins, s/nº;
Lote 08 da Quadra 42;
Pato Branco – PR.

RELATÓRIO DE SONDAGEM

Ref.: 13161115

Prezados Senhores:

Estamos apresentando relatório referente à sondagem de simples reconhecimento de solos com SPT (Standard Penetration Test), realizada na obra em questão, sendo que foram executados 06 (seis) furos de sondagem, perfazendo um total de 69,91 m (sessenta e nove metros e noventa e um centímetros).

As perfurações foram executadas por percussão, com auxílio de trado e revestimento de 63,50 mm de diâmetro interno.

As extrações das amostras foram feitas de metro em metro, através de cravação de um amostrador padrão de diâmetro externo de 50,80 mm e diâmetro interno de 34,90 mm.

A resistência à penetração está expressa pelo número de golpes necessários a cravação de 30 cm (trinta centímetros) do descrito amostrador, mediante a queda de uma altura de 75 cm (setenta e cinco centímetros) de um martelo padronizado de 65 Kg (sessenta e cinco kilogramas).

A classificação da consistência das argilas e siltes argilosos e da compacidade das areias e siltes arenosos, foi realizada de acordo com a tabela anexa (tabela dos estados de compacidade e de consistência), adotando-se os 30 cm (trinta centímetros) finais, ou seja, a soma das segunda e terceira parcela de 15 cm (quinze centímetros).

Os resultados da sondagem foram apresentados individualmente por furo através de um perfil individual, indicando nas diversas colunas: o número de golpes, a profundidade das camadas, a numeração das amostras extraídas, a classificação dos solos de cada uma das camadas e o nível de água em relação à superfície do terreno.

MANOEL GUSTAVO GOMES DOS SANTOS
SONDAGENS SPT, SPT-T, TRADO, ROTATIVA E MISTA.

Embora não tenha sido verificada presença de água nos furos de sondagem, existem possibilidades de ocorrerem acúmulos de água no subsolo, principalmente nas hipóteses de ocorrências de intensas precipitações pluviométricas com pequenos períodos de retorno e ou de afloramentos naturais de água nas camadas inferiores do terreno.

Nos seis furos foram atingidas condições de paralisação de sondagem descritas no item 6.3.12 da NBR 6484/2001.

No furo SP3 atingiu-se condição de paralisação de sondagem nos 12,30 m (doze metros e trinta centímetros), no entanto com o objetivo de verificação foi prosseguida com a perfuração, tendo-se atingido uma nova condição de paralisação de sondagem nos 13,15 m (treze metros e quinze centímetros).

No furo SP4-T atingiu-se condição de paralisação de sondagem nos 10,45 m (dez metros e quarenta e cinco centímetros), no entanto com o mesmo objetivo de verificação prosseguiu-se com a perfuração, tendo-se atingido uma sucessiva condição de paralisação de sondagem nos 11,26 m (onze metros e vinte e seis centímetros).

Foi executado o furo testemunho SP4-T, em virtude da diferença entre as profundidades atingidas nos furos SP4 e SP5, bem como, pela consideração do índice de resistência a penetração acumulado no furo SP4 (inferior em comparação com os demais furos de sondagem).

As amostras de solo extraídas da sondagem ficarão à disposição pelos próximos 60 (sessenta) dias, a contar da presente data.

Sem mais, subscrevemo-nos.

Atenciosamente:

.....
Manoel Gustavo Gomes dos Santos
Engenheiro Civil
CREA RS 64807/D

ANEXOS:

- Perfis individuais dos furos de sondagem;
- Tabela dos estados de compacidade e de consistência;
- Localização dos furos de sondagem;
- Perfil de sondagem.

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Ltda Obra: Edifício Comercial e Residencial Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra 42) Pato Branco / PR Escala: S/E				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP1 Cota: 2,71 m Início: 11/11/2015 Término: 11/11/2015 Data: 13/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck	Número de golpes	15	15	15			
	1,00	4	5	5	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	4	4	5	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	3,00	3	4	5	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	4,00	3	4	4	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	5,00	4	5	5	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	6,00	4	5	5	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	2	3	3	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	8,00	4	9	16	8	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	
	9,45	19	23	31	9	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	SECO
	10,00				10		
	11,00				11		
	12,00				12		
	13,00				13		
	14,00				14		
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
	18,00				18		
	19,00				19		
	20,00				20		
	21,00				21		
	22,00				22		
	23,00				23		
	24,00				24		
	25,00				25		
	26,00				26		
	27,00				27		
	28,00				28		
	29,00				29		
	30,00				30		

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 13/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 1

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Ltda Obra: Edifício Comercial e Residencial Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra 42) Pato Branco / PR Escala: S/E				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP2 Cota: 1,70 m Início: 09/11/2015 Término: 09/11/2015 Data: 13/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
	1,00	1	2	2	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	2	2	3	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MOLE	
	3,00	2	4	4	3	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MOLE	
	4,00	2	4	4	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS - MÉDIA	
	5,00	2	3	3	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	6,00	3	4	5	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	4	5	6	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	8,00	4	5	5	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	9,00	4	5	6	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	10,00	6	7	7	9	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	11,00	4	5	7	10	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	12,00	8	9	10	11	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	12,45	17	19	23	12	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	13,00				13	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS - DURA	SECO
	14,00				14		
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
	18,00				18		
	19,00				19		
	20,00				20		
	21,00				21		
	22,00				22		
	23,00				23		
	24,00				24		
	25,00				25		
	26,00				26		
	27,00				27		
	28,00				28		
	29,00				29		
30,00				30			

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 13/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 2

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Ltda Obra: Edifício Comercial e Residencial Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra 42) Pato Branco / PR Escala: S/E				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP3 Cota: 1,95 m Início: 06/11/2015 Término: 06/11/2015 Data: 13/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da camada (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			AMS	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
	1,00	1	1	1	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	2	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MUITO MOLE	
	3,00	1	3	3	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	4,00	2	2	3	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	5,00	2	3	3	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	6,00	3	4	5	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	1	2	2	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	8,00	1	1	2	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	9,00	2	3	3	9	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	10,00	10	11	11	10	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	11,00	11	13	13	11	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	
	12,30	21	31		12	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	
	13,15	31			13	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	SECO
	14,00				14		
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
18,00				18			
19,00				19			
20,00				20			
21,00				21			
22,00				22			
23,00				23			
24,00				24			
25,00				25			
26,00				26			
27,00				27			
28,00				28			
29,00				29			
30,00				30			

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 13/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 3

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Obra: Edifício Comercial e Residencial Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra Pato Branco / PR)				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP4 Cota: 1,53 m Início: 06/11/2015 Término: 06/11/2015 Data: 13/11/2015			
Escala: S/E				Data: 13/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck	Número de golpes	15	15	15			
	1,00	1	1	1	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	2	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MUITO MOLE	
	3,00	3	4	5	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	4,00	2	4	4	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	5,00	2	2	3	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	6,00	3	5	5	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	3	3	3	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	8,00	2	4	3	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	9,45	17	19	23	9	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	SECO
	10,00				10		
	11,00				11		
	12,00				12		
	13,00				13		
	14,00				14		
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
	18,00				18		
	19,00				19		
	20,00				20		
	21,00				21		
	22,00				22		
	23,00				23		
	24,00				24		
	25,00				25		
	26,00				26		
	27,00				27		
	28,00				28		
	29,00				29		
	30,00				30		

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

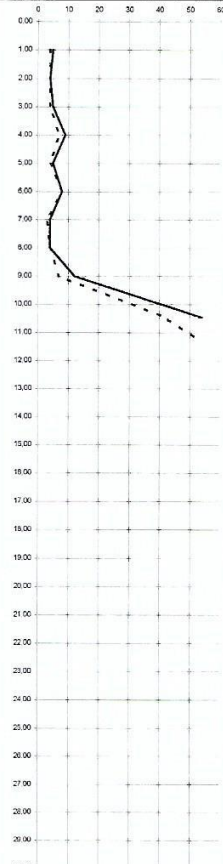
Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 13/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 4

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Ltda Obra: Edifício Comercial e Residencial Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra 42) Pato Branco / PR				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP4-T Cota: 1,50 m Início: 17/11/2015 Término: 06/11/2015 Escala: S/E Data: 18/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			AMS	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
	1,00	2	2	3	1	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	2	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES- MOLE	
	3,00	2	2	3	3	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES- MOLE	
	4,00	3	4	5	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	5,00	2	2	3	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	6,00	4	4	4	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	1	2	2	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	8,00	2	2	2	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	9,00	3	4	8	9	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	10,45	19	23	31	10	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	
	11,26	22	31 / 11		11	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	SECO
	12,00				12		
	13,00				13		
	14,00				14		
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
	18,00				18		
	19,00				19		
	20,00				20		
	21,00				21		
	22,00				22		
	23,00				23		
	24,00				24		
	25,00				25		
	26,00				26		
	27,00				27		
	28,00				28		
	29,00				29		
	30,00				30		

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

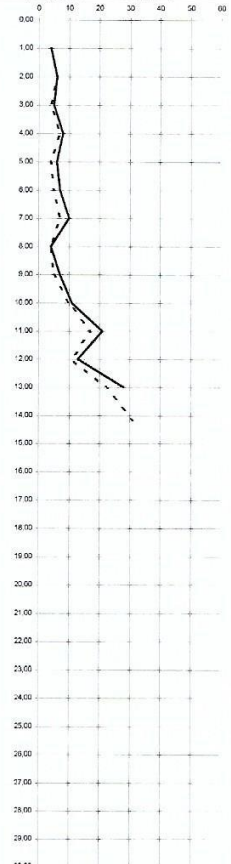
Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 18/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 5

Cliente: Tonial Const. e Empreem. Imobiliários Ltda				Sondagem a Percussão (SPT)			
Obra: Edifício Comercial e Residencial				SP: SP5			
Local: Rua Tocantins, s/n.º (Lote 08 da Quadra 42)				Cota: 0,69 m			
Pato Branco / PR				Início: 09/11/2015		Término: 09/11/2015	
Escala: S/E				Data: 13/11/2015			
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
							
	1,00	2	2	2	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM MATÉRIA ORGÂNICA	
	2,00	3	3	3	2	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MOLE	
	3,00	2	2	3	3	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	4,00	3	4	4	4	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES - MOLE	
	5,00	2	2	4	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	6,00	2	3	4	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	7,00	3	4	6	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	8,00	2	2	2	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MOLE	
	9,00	2	3	4	9	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - MÉDIA	
	10,00	5	5	6	10	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS - RIJA	
	11,00	6	11	10	11	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS - DURA	
	12,00	5	6	7	12	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS - RIJA	
	13,00	7	15	13	13	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - DURA	
	14,15	31			14	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES	SECO
	15,00				15		
	16,00				16		
	17,00				17		
	18,00				18		
	19,00				19		
	20,00				20		
	21,00				21		
	22,00				22		
	23,00				23		
	24,00				24		
	25,00				25		
	26,00				26		
	27,00				27		
	28,00				28		
	29,00				29		
	30,00				30		

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador | \varnothing ext \rightarrow 50,80
 | \varnothing int \rightarrow 34,90

Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 13/11/2015

Sondagem nº: 13161115
 Responsável técnico:

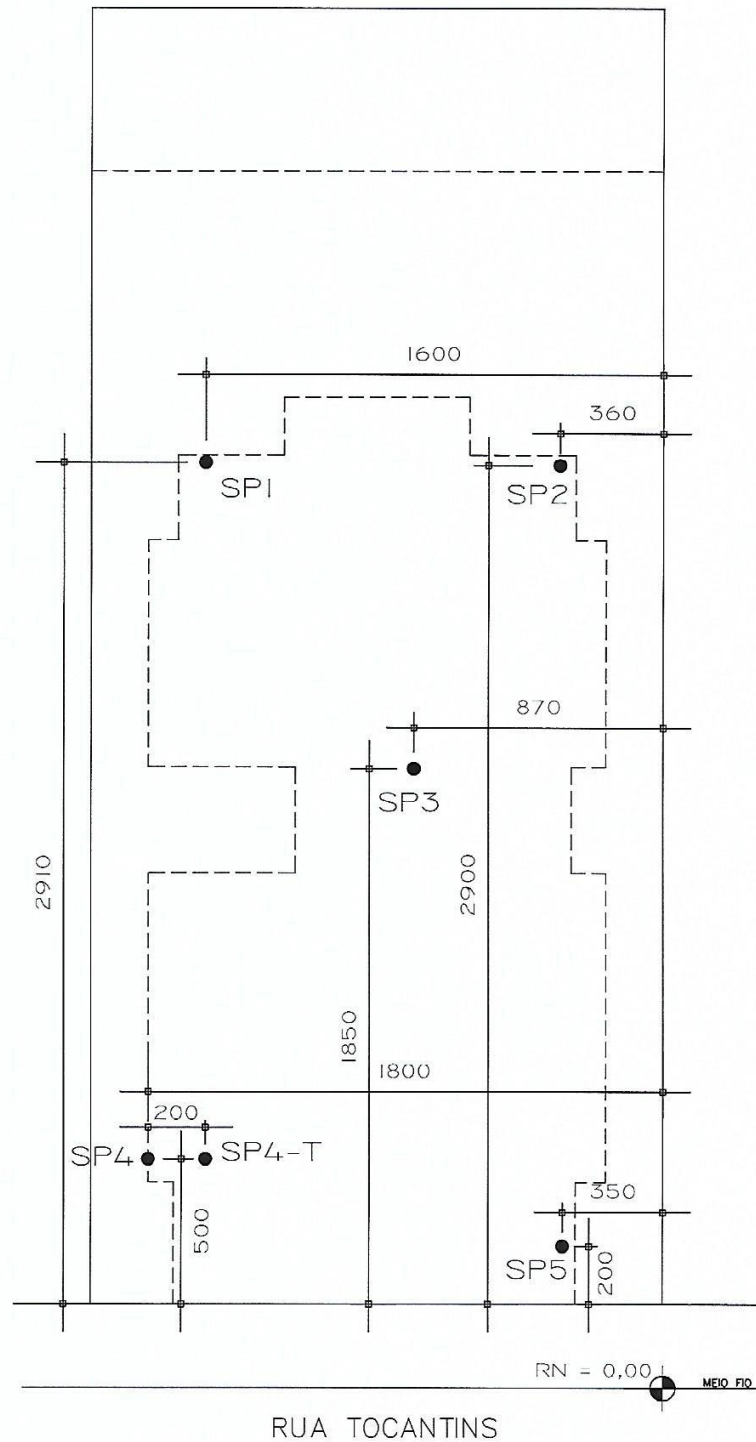
Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 6

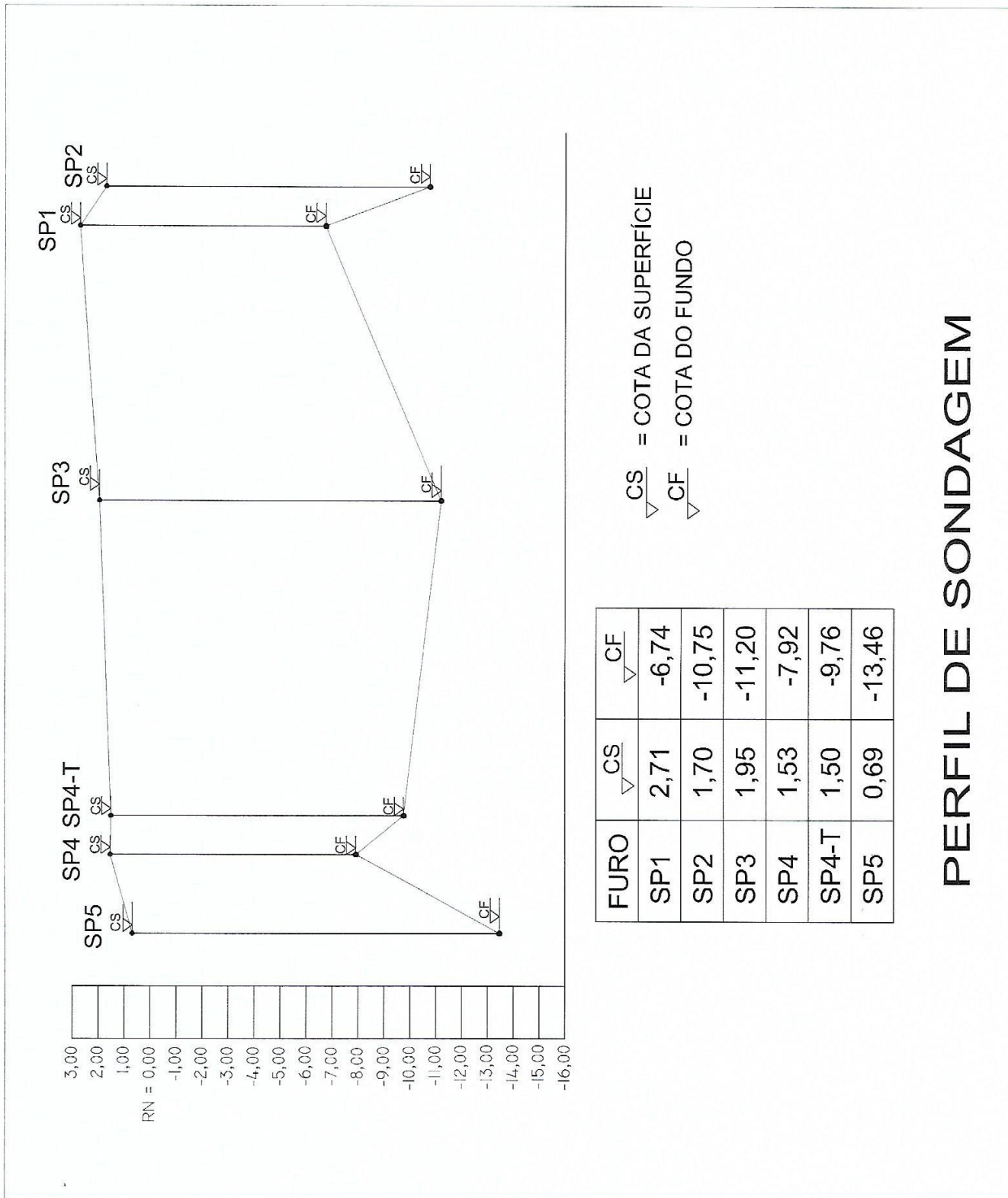
MANOEL GUSTAVO GOMES DOS SANTOS
SONDAGENS DE SOLOS.

Tabela dos Estados de Compacidade e de Consistência

Solo	Índice de Resistência à Penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	<= 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco Compacta (o)
	9 a 18	Medianamente Compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito Compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	<= 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)



LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM



PERFIL DE SONDAGEM

ANEXO B

