

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ROSSINI BARCELOS RICARDO

**DIMENSIONAMENTO E ESTUDO DE VIABILIDADE
TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES PARA UM
EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS.**

ANÁPOLIS / GO

2015

ROSSINI BARCELOS RICARDO

**DIMENSIONAMENTO E ESTUDO DE VIABILIDADE
TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES PARA UM
EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS.**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA.**

ORIENTADOR: Prof. Mestre SANDOVAL JUNQUEIRA

ANÁPOLIS/ GO: 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

RICARDO, ROSSINI BARCELOS.

Dimensionamento e estudo de viabilidade técnica e econômica de fundações para um edifício de 4 pavimentos. / Rossini Barcelos Ricardo. – 2015.

59P, 297mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Fundações

3. Dimensionamento

I. ENC/UNI

2. Viabilidade Técnica

4. Tubulões

II. Dimensionamento e estudo de viabilidade técnica e econômica de fundações para um edifício de 4 pavimentos.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RICARDO, R. B. Dimensionamento e estudo de viabilidade técnica e econômica de fundações para um edifício de 4 pavimentos. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis - GO, p. 2015.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rossini Barcelos Ricardo

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:
Dimensionamento e estudo de viabilidade técnica e econômica de fundações para um edifício de 4 pavimentos.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2015

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Rossini Barcelos Ricardo

e-mail: rossiniricardo@gmail.com

ROSSINI BARCELOS RICARDO

**DIMENSIONAMENTO E ESTUDO DE VIABILIDADE
TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES PARA UM
EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS.**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

APROVADO POR:

**PROF. SANDOVAL JUNQUEIRA, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)**

**PROF. ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. NEANDER BERTO MENDES, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 25 de maio de 2015

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, por ter iluminado minha trajetória.

Agradeço a meus pais, Ferdinando C. Ricardo e Mônica Maria Barcelos Crisóstomo, pela força e incentivo durante toda minha vida pessoal e acadêmica.

Ao professor orientador, Sandoval Junqueira, pelo grande conhecimento e colaboração na realização deste trabalho.

Aos amigos de caminhada, Paulo Dantas, Wesley Guimarães e Hugo Rodrigo, pelo apoio e companherismo.

RESUMO

Este estudo tem como tema “Dimensionamento e estudo de viabilidade técnica e econômica de fundações para um edifício de quatro pavimentos”, com o objetivo de dimensionar e realizar uma análise comparativa de custos e viabilidade técnica entre dois tipos de fundações para este tipo de edificação, sendo elas tubulões e estacas Strauss. Através de um estudo bibliográfico demonstrar os elementos necessários para o dimensionamento de fundações, alternativas e classificações. Como principal direcional analisar a capacidade de carga do solo através de relatórios de sondagem SPT e detalhar métodos de dimensionamento usuais para obter resultados detalhados dos elementos estruturais como blocos de coroamento, bem como as estacas Strauss e tubulões. Através destes resultados definir qual o método mais econômico e viável, ressaltando situações adversas que auxiliam nessa tomada de decisão quanto à melhor solução para a fundação do edifício proposto.

Palavras-chave: Fundação, Tubulão, Estaca Strauss

ABSTRACT

This study has as its theme "Design and study of technical and economic foundations for a four-story building," with the objective to evaluate and carry out a comparative analysis of costs and technical feasibility of two types of foundations for this type of building, and they caissons and piles strauss. Through a bibliographical study demonstrate the necessary elements for the design of foundations, alternative and ratings. As main directional analyze the capacity of the soil through SPT probe reports and detail usual design methods to obtain detailed results of structural elements such as capping blocks and the caissons and piles Strauss. Through these results define the most economical and feasible method.

Keywords: Foundation, Pipe, Pole Strauss

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Detalhe dos tubulões em perfil.....	34
Figura 2 – Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras.	45
Figura 3 – Planta Baixa Pavimento Tipo.....	55
Figura 4 – Planta de Carga da edificação analisada	56
Figura 5 – Relatório de sondagem – Furo 01	57
Figura 6 – Relatório de sondagem – Furo 02	58
Figura 7 – Relatório de sondagem – Furo 03	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos Pilares.	30
Tabela 2 – Capacidade de carga do solo para o dimensionamento de tubulões.....	32
Tabela 3 – Dimensionamento geométrico e volume dos tubulões	38
Tabela 4 – Resultados de dimensionamento das armaduras dos tubulões	39
Tabela 5 – Capacidade de carga para cada metro de profundidade.....	42
Tabela 6 – Dimensionamento geométrico e volume das estacas.....	44
Tabela 7 – Resultados de dimensionamento das armaduras das estacas.....	45
Tabela 8 – Resultados do dimensionamento geométrico do bloco	47
Tabela 9 – Resultados do dimensionamento das armaduras do bloco	47
Tabela 10 – Resultados dos custos unitários de cada etapa e total da execução dos tubulões .	49
Tabela 11 – Resultados dos custos unitários de cada etapa e total da execução das estacas strauss	50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Solicitação que uma estrutura está sujeita.	21
---	----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Ab	Área da base do tubulão
ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
Af	Área do fuste do tubulão
AGETOP	Agência Goiana de Transporte e Obras
As	Área de aço
Asl	Área de aço longitudinal
C	Fator característico do solo por Decóurt-Quaresma
CPT	Cone Penetration Test (Ensaio de Cone)
D	Diâmetro do fuste
Db	Diâmetro da base do tubulão
De	Diâmetro da estaca
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
fc	Tensão admissível do concreto
Fck	Resistência à compressão característica do concreto
Fyd	Resistência ao escoamento de projeto do aço
Hb	Altura da base do tubulão
ICSMFE	The international conference on soil mechanics and foundation engineering
INT	Instituto Nacional de Tecnologia
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
N	Valor do SPT
NBR	Norma Brasileira
Nspt	Soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30cm do amostrador padrão no ensaio de SPT
ϕ_l	Diâmetro armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro armadura transversal
P	Carga atuante no elemento estrutural
Pt	Profundidade do tubulão
Rl	Resistência por atrito lateral
Rp	Resistência de ponta
SPT	Standart Penetration Test
T	Força de tração
USP	Universidade de São Paulo

V_b	Volume da base do tubulão
V_f	Volume do fuste do tubulão
σ_{adm}	Tensão admissível do solo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS	14
1.1.1 Objetivo Geral	14
1.1.2 Objetivos Específicos	15
1.2 JUSTIFICATIVA	15
1.3 METODOLOGIA.....	15
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 HISTÓRICO DA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES NO BRASIL	17
2.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS AO PROJETO.....	20
2.3 ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÃO	23
2.3.1 Sapatas.....	23
2.3.2 Bloco.....	24
2.3.3 Radier	24
2.3.4 Tubulão.....	24
2.3.5 Estacas Franki	25
2.3.6 Estacas Strauss.....	26
2.3.7 Estacas Hélice Contínua.....	26
2.3.8 Estacas Escavadas com Lama Bentonítica.....	26
2.3.9 Estacas Raiz	27
2.3.10 Estacas Metálicas.....	27
2.3.11 Estacas Pré-moldadas de Concreto.....	28
2.3.12 Estacas Mega.....	28
3 CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO	29
3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS	29
3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DO TERRENO	29
4 TENSÃO ADMISSÍVEL	31
5 DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES	32
5.1 CAPACIDADE DE CARGA	32
5.2 DIMENSIONAMENTO DO FUSTE.....	32
5.3 DIMENSIONAMENTO DA BASE.....	33
5.4 DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA BASE.....	34
5.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA.....	35
5.6 VOLUME DE CONCRETO	36
5.7 RESULTADOS DOS CÁLCULOS	37

6 DIMENSIONAMENTO DAS ETACAS STRAUSS	40
6.1 CAPACIDADE DE CARGA	40
6.2 DIÂMETRO DA ESTACA.....	41
6.3 PROFUNDIDADE DA ESTACA.....	42
6.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA	42
6.5 RESULTADOS DOS CÁLCULOS	44
6.6 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO	45
6.7 RESULTADOS DOS CÁLCULOS DOS BLOCOS DE COROAMENTO.....	47
7 ANÁLISE COMPARATIVA DAS FUNDAÇÕES	48
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	52
REFERÊNCIAS	53
ANEXOS	55

1 INTRODUÇÃO

A presente pesquisa tem por fundamento trabalhar com as questões técnicas e econômicas de fundações, através do estudo prático e teórico aplicável em um edifício de múltiplos pavimentos. Presenciamos na atualidade um grande crescimento na área da construção civil, por este motivo precisamos ainda inserir na sociedade a cultura da busca de profissionais capacitados e qualificados para o bom êxito de suas obras, por este motivo este trabalho vem contribuir com a sociedade na condição de apresentar algumas opções aos interessados com a visão custo x benefício para a obra supra citada. Faz-se necessário salientar que existem fundações corretas para cada tipo de solo e esta escolha pode ser feita através da análise das peculiaridades geotécnicas, dimensões, uso e tipo de edificações, técnicas e serviços disponíveis, entre outros.

A fundação de uma determinada obra é seu elemento estrutural de maior importância, pois esta é a responsável pela estabilidade de uma edificação, tolerando todo o carregamento das lajes, alvenarias, vigas e pilares, por este motivo se faz tão necessários estudos a cerca deste tema.

Certos da contribuição social desta pesquisa, informamos com extrema importância que com base nos estudos da Geotecnia não pode-se generalizar os mecanismos de comportamento do solo, pois cada um possui sua característica distinta que responde as interferências externas, para minimizar quaisquer problemas futuros tais como recalques excessivos ou talvez necessidade de reforço de fundação se faz necessário avaliar as condições do mesmo a partir dos resultados obtidos através da sondagem a percussão Standart Penetration Test (SPT).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo calcular o dimensionamento, analisar a viabilidade técnica e realizar um comparativo econômico de dois tipos de fundação para um edifício de 4 pavimentos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Avaliar as condições do solo a partir dos resultados obtidos através de ensaios penetrométricos do tipo *Standart Penetration Test (SPT)*;
- Analisar requisitos e elementos do projeto;
- Verificar possíveis tipos de fundações aplicáveis;
- Definir fundações;
- Dimensionar fundações;
- Analisar viabilidade técnica;
- Analisar viabilidade econômica;

1.2 JUSTIFICATIVA

Com a evolução das tecnologias nos materiais de construção e das técnicas de projeto e execução de edificações, além da alta demanda de novas construções devido as novas condições socioeconômicas dos países em desenvolvimento, busca-se minimizar ao máximo possíveis deformidades nas estruturas e gastos excessivos.

Sendo fundações o elemento estrutural de maior importância, surge a pergunta, qual o melhor tipo de fundação para determinado solo, ou qual tipo de fundação atenderá os requisitos do projeto e será mais econômica? Esta pesquisa pretende responder as estas questões, direcionadas para uma edificação de 4 pavimentos.

1.3 METODOLOGIA

O estudo foi baseado em livros da área de mecânica dos solos e fundações, bem como, por meios eletrônicos, como sites relacionados ao tema e pesquisas de campo com profissionais da área.

Serão dimensionadas dois tipos de fundações mais adequadas a carga exercida pela edificação e ao tipo de solo, apresentado por sondagem a percussão do tipo Standard Penetration Test, (SPT).

O resultados finais, serão um comparativo técnico e econômico, evidenciando a que mais sobressairá.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi estruturado em oito capítulos, onde o capítulo 1 é constituído pela introdução e justificativa do trabalho, definição dos objetivos e exposição das limitações do trabalho e estruturação do mesmo.

No capítulo 2, através da revisão bibliográfica, são apresentados um histórico da engenharia de fundações no Brasil, os elementos necessários ao projeto para o dimensionamento das fundações. Também são demonstradas as principais características das alternativas de fundações mais utilizadas em nossa região como: Sapatas, bloco, tubulão, estacas Franki, estacas Strauss, estacas hélice contínua, estacas escavadas com lama bentonítica, estacas raiz, estacas metálicas, estacas pré-moldadas de concreto e estacas mega.

No capítulo 3 são apresentadas as características gerais da edificação, sua utilização e cargas. Também são apresentadas as características geológicas do terreno.

No capítulo 4 são apresentadas os diversos métodos utilizados para se obter a tensão admissível do solo, grandeza fundamental para o dimensionamento de fundações.

Nos capítulos 5 e 6 são demonstrados os métodos de obtenção das capacidades de carga do solo e os procedimentos para o dimensionamento das fundações como estacas Strauss e tubulões.

No capítulo 7 é realizada a análise comparativa, utilizando os custos de cada etapa construtiva e suas peculiaridades para cada tipo de fundação.

No capítulo 8 são apresentadas as considerações finais e finalmente no capítulo 9, são descritas as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES NO BRASIL

No Brasil, por meados do período colonial as construções eram qualificadas em três tipos: as designadas a auxiliar na produção e exportação, as que certificavam a continuação da colônia tanto no aspecto administrativo quanto social e as que traziam a responsabilidade de atender as demandas internas. Nestas construções algumas eram feitas com pilares de tijolos queimados enquanto noutras eram utilizadas técnicas regionais (pau-a-pique e pilão). Segundo Katinshy as fundações dessas obras quase não foi propagada sendo pouco o conhecimento teórico conhecido ficando apenas a tradição dos alicerces das obras simples, construídas por “pedras socadas em valas escavadas ao longo das paredes” (KATINSKY, 1994).

Em 1845 surge o ensino voltado a Engenharia Civil, onde logo no primeiro ano do curso seriam ministradas as técnicas de fundações "Estudo dos Materiais de Construção e sua Resistência, Tecnologia das Profissões Elementares, Arquitetura Civil". A partir dessa foi constituída a disciplina atualmente denominada: Mecânica dos Solos e Fundações. Mas apenas em 1874, em Boston com a publicação de Charles Frederick Hartt, "Geologia e Geografia Física do Brasil", é que surge o primeiro estudo sistemático do solo do Brasil. O interessante, sob o ponto de vista da engenharia, é que, nesse livro, são frequentes as referências às investigações geológicas ao longo dos traçados das estradas de ferro que estavam sendo construídas na época no país (SILVA TELLES, 1984).

Já na década dos anos 50, do século passado, teve início no país a construção de edifícios com tijolos, logo em seguida apareceu a utilização de vigas e colunas de ferro importadas, principalmente para a construção de varandas. Por volta de 1870 aparecem no Brasil os primeiros prédios de estrutura metálica. Grandes edifícios começam a surgir a partir 1880 e vêm trazer a necessidade de aprimorar a técnica de fundações. O tipo de alicerce de pedra, em cavas no terreno, é substituído pelas sapatas ou blocos de alvenaria de tijolo ou de pedra, assentados sobre solo apiloado, no fundo de cavas que deviam ter, pelo menos, um(1) metro de profundidade, também ocorre a utilização de sapatas corridas de tijolos, sob paredes de tijolos, assentados sobre uma camada de argamassa de pedra lançada no terreno apiloado do fundo de cavas. O uso de estacas de madeira, nas fundações de edifícios sobre terreno mole, era conhecido porém evitado. Havia mesmo a ideia de procurar um local onde o terreno fosse suficientemente firme para suportar o edifício (SILVA TELLES, 1984).

Com o advento do concreto armado, nas primeiras décadas do século XX, a situação começa a modificar-se, pois o concreto armado permite já edifícios altos de cargas

concentradas. Sabe-se, que nos anos 30 as estruturas de concreto armado já se apoiavam sobre sapatas de concreto armado ou blocos de concreto simples. As fundações profundas eram de estacas de madeira ou pré-moldadas de concreto armado (SILVA TELLES, 1993).

Com a expansão das obras portuárias onde são exigidas fundações em solo arenoso, foram necessárias organizações de empresas especializadas, a partir de então no Brasil foram realizadas as primeiras fundações como: concreto armado sobre estacas, muro de arrimo de estacas pranchas, caixões de ar comprimido e cortina de estacas-pranchas de aço (SILVA TELLES, 1993).

Na década dos anos 20 há uma verdadeira revolução na engenharia brasileira, com o aparecimento da pesquisa tecnológica. Em 1934, foi criado um Laboratório no Instituto de Pesquisas Tecnológicas, anexo à Escola Politécnica da USP. No IPT organizou-se uma Seção de Estruturas e Fundações sob a chefia de Telemaco Van Langendonck, no qual Odair Grillo é incumbido dos ensaios de fundações. No Rio de Janeiro, a "Estação Experimental" era transformada em 1936, no Instituto Nacional de Tecnologia. Em 1938 foi criada no IPT, por Odair Grillo, a Seção de Solos e Fundações. Com todos os estudos realizados foi detectada a necessidade de solucionar o problema das fundações de pontes rodoviárias e de edifícios altos em São Paulo, foi primeiro necessário projetar e construir equipamentos de sondagens para a exploração do subsolo, o que foi feito pela própria oficina mecânica do IPT com base em desenhos e especificações trazidos dos Estados Unidos pelo eng. Odair Grillo. Além disso era necessário treinar turmas de sondadores capazes de manejá-los. Isto foi feito durante o ano de 1939, nas sondagens para estudos de fundações de pontes rodoviárias do DER. Depois disso, o método foi empregado na exploração do subsolo para fins de fundações de pontes sobre o rio Tietê em São Paulo e de grandes edifícios nessa cidade onde ocorreram casos que contribuíram para a divulgação da necessidade de execução de sondagens para o projeto e execução de fundações. Em 1940 no INT aparece uma Divisão de Mecânica dos Solos, sob a direção de Mario Brandi Pereira. Nos anos seguintes vários órgãos de pesquisa de outros Estados da Federação enviam engenheiros de seus quadros para especializarem-se em Mecânica dos Solos, no IPT (VARGAS, 1998).

Ainda na década de 40 houve a intensificação dos estudos geotécnicos, os engenheiros brasileiros preocuparam-se com a medida de recalques de edifícios altos e suas consequências sobre as estruturas, a partir de então começaram os trabalhos com a utilização de estacas Franki e tubulões de base alargada, construção de aterros sobre argila mole, com instalação de drenos verticais de areia, sendo estes utilizados até os dias atuais (VARGAS, 1998).

Costa Nunes e Dirceu Velloso em trabalhos apresentados na década de 50 descrevem cálculos e execução de estacas Franki, de grande comprimento, tendo parte de sua altura livre e, portanto, sujeitas a flambagem. Nessa época Costa Nunes também desenvolveu originariamente a tecnologia dos atiramentos de solos, rochas e muros de arrimo a qual foi de enorme utilidade, daí por diante, na contenção de deslizamentos de encostas, estabilidade de taludes e contenção de aterros. Seguindo com o contexto histórico não podemos deixar de ressaltar obra mais relevante na década de 50 que foi a construção de Brasília, onde os solos eram residuais de arenito e siltitos capeados por uma camada superficial de colúvio, originários dessas mesmas rochas. Isso exigiu fundações profundas com estacas moldadas no solo, tais como as Franki, ou tubulões escavados a céu aberto; pois o lençol d'água era muito profundo (VARGAS, 1998).

A partir do início dos anos 60, um outro tipo de obras de fundação foi desenvolvido intensamente, não só no Brasil, como em vários outros países da América Latina, que foram as fundações de torres de transmissão de energia elétrica. Essas fundações foram projetadas e executadas por tubulões escavados a céu aberto abrindo uma ampla pesquisa sobre fundações submetidas ao arrancamento (VARGAS, 1998).

Em 1989 por ocasião da Conferência Internacional do XII ICSMFE, realizada no Rio de Janeiro, a ABEF publicou um relatório, sobre os resultados obtidos em ensaios realizados num campo experimental organizado em concordância com a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, para pesquisas de campo, acompanhadas por ensaios de laboratório, sobre fundações por estacas de diversos tipos, além de trabalhos especiais de injeções de colunas (CJG) em alta pressão, muros diafragmas, numa escavação experimental, e ancoragens de alta capacidade. O solo mole onde todos esses ensaios foram feitos é residual silto-arenoso micáceo, denso a muito denso. Também nessa década onde o setor de fundações adquiriu uma notável autonomia no quadro da Geotecnia nacional, foram publicados relatórios que abordaram temas como: Fundações e estabilização em encostas: aspectos técnicos, executivos e sociais; Qualidade e economia em obras de fundações; ensaios de campo e laboratório em solos residuais; capacidade de carga de fundações profundas com base em ensaios de campo e laboratório (VARGAS, 1998).

A partir daí aumenta o interesse aos problemas de redistribuição de tensões na estrutura e modificação dos recalques na fundação, por efeito da interação entre as duas. A questão de interação solo-estrutura está intimamente relacionada com a utilização da computação eletrônica na Engenharia de Fundações. Pois os cálculos de interação só se tornaram praticamente possíveis com os computadores (VARGAS, 1998).

2.2 ELEMENTOS NECESSÁRIOS AO PROJETO

Para a escolha mais adequada da fundação, devemos ter pleno conhecimento dos esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993).

Segundo Velloso e Lopes (2011) para uma boa escolha do tipo de fundação a ser executado é necessário considerar diversas variáveis. Os principais elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

- I. Topografia da área
 - a. Levantamento topográfico (planaltimétrico);
 - b. Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir o terreno);
 - c. Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia).

- II. Dados geológico-geotécnicos
 - a. Investigação do subsolo (às vezes em duas etapas: preliminar e complementar);
 - b. Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e de satélite, levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.).

- III. Dados sobre construções vizinhas
 - a. Números de pavimentos, carga média por pavimento;
 - b. Tipo de estrutura e fundações;
 - c. Desempenho das fundações;
 - d. Existência de subsolo;
 - e. Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

- IV. Dados da estrutura a construir
 - a. Tipo e uso que terá a nova obra;
 - b. Sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade etc.);
 - c. Cargas (ações nas fundações).

V. Ações nas fundações

Segundo Velloso e Lopes (2011), as demandas a que uma estrutura está exposta podem ser classificadas de diferentes maneiras. Em outros países, é comum separá-las em dois grandes grupos:

- a. Cargas “vivas”;
- b. Cargas “mortas”.

Esse dois grupos se subdividem conforme quadro 1:

Quadro 1 – Solicitações que uma estrutura está sujeita.

Cargas vivas	Operacionais	Ocupação por pessoas e móveis
		Passagem de veículos e pessoas
		Operação de equipamentos móveis
		Armazenamentos
		Atracação de navios, pouso de helicópteros
		Frenagem, aceleração de veículos
	Ambientais	Vento
		Ondas, correntes
		Temperatura
		Sismos
	Acidentais	Solicitações especiais de construção e instalação
		Colisão de veículos
		Explosão, fogo
Cargas mortas ou permanentes	Peso próprio da estrutura e equipamentos permanentes	
	Empuxo de água	
	Empuxo de terra	

Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Velloso e Lopes (2011) ainda ressaltam que os conjuntos de I a III devem ser cuidadosamente avaliados pelo projetista em obra (arquiteto ou engenheiro industrial, por exemplo) e com o projetista da estrutura. Dessa discussão vão resultar os deslocamentos admissíveis e os fatores de segurança a serem aplicados às diferentes cargas ou ações da estrutura.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2002), norma brasileira vigente que fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no

projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino. Para causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas impostas pelas ações, aplicam-se as seguintes definições:

- I. Ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. (peso próprio da construção, os pesos dos equipamentos fixos, empuxos ao peso próprio de terras não removíveis, a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.);
- II. Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. (cargas acidentais das construções, ações ambientais como efeitos do ventos, das variações de temperatura.);
- III. Ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. (explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.)

A norma NBR 8681 (ABNT, 2002) também estabelece critérios para combinações dessas ações na verificação dos estados limites de uma estrutura, assim chamados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Os estados limites podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço:

- I. Estados limites últimos: Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. (Perda de equilíbrio, global ou parcial, ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais.);
- II. Estados limites de serviço: Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições

especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura. (quando ocorrem deformações, fissuras, que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético.)

Ainda na realização do projeto de fundação deve ser avaliado as ações decorrentes do solo, como o empuxo. Ações da água superficial e subterrânea que causam os empuxos hidrostático e hidrodinâmico, e também as ações incomuns na fase de execução dos elementos estruturais tais como escoramentos e operações de equipamentos pesados (VELLOSO; LOPES, 2011).

2.3 ALTERNATIVAS DE FUNDAÇÃO

As fundações são classificadas em 2 (dois) grupos, fundações superficiais e fundações profundas, de acordo com suas dimensões e a forma que se transmite a carga da estrutura para o solo onde ela está apoiada.

A norma NBR-6122 (ABNT, 2010) estabelece critérios para a caracterização de fundações superficiais e fundações profundas. Fundação superficial (rasa ou direta), é um elemento estrutural em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Estão presentes nesse grupo as sapatas, blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas. Fundação profunda, é um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo três (3) metros. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

2.3.1 Sapatas

Elemento estrutural de fundação superficial de altura inferior que a do bloco, de maneira que as tensões de tração não sejam resistidas pelo concreto, mas sim a carga da armadura. Podendo adotar várias formas, sendo mais comum as sapadas quadradas, retangulares e corridas. Além das formas mais comuns acima, utiliza-se também as sapatas associadas, que são adotadas em casos que por consequência à proximidade dos pilares, não se torna possível projetar-se uma sapata para cada pilar. Excepcionalmente sobre essas

condições uma única sapata pode ser adotada como fundação para dois ou mais pilares. Em casos em que os pilares estão encostados em divisas ou ao mesmo alinhamento a calçadas, aplica-se então uma viga de equilíbrio (viga alavanca) com a finalidade de corrigir a excentricidade existente (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

2.3.2 Bloco

Elemento estrutural de fundação superficial construído de concreto simples, definido por uma altura respectivamente grande, possibilitando que resista principalmente a compressão. A altura do bloco é calculada de forma que suporte as cargas de tração, assim eliminando o uso de armadura (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

Segundo Moraes (1976), os blocos de concreto simples são usados para carregamentos não superiores a cinquenta (50) toneladas e para solos cujas taxas admissíveis não sejam inferiores a 2kg/cm².

2.3.3 Radier

Elemento estrutural de fundação superficial que compreende parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos. É necessário ser executado em concreto armado pois este terá de resistir a esforços de compressão e momentos resultante dos diferentes carregamentos dos pilares. Um grande benefício em sua utilização é que sua estrutura cria uma plataforma de trabalho para os serviços posteriores, entretanto, exige que todos os serviços enterrados na área do radier sejam antecipadamente executados. Indicado com melhor viabilidade econômica para substituir a utilização de sapatas corridas quando estas ultrapassem 50% da área total da edificação (BARROS, 2003).

2.3.4 Tubulão

Elemento estrutural de fundação profunda de grande porte, com seção circular e que geralmente apresentam base alargada. São aplicados para transmitir ao solo, cargas verticais de compressão ou tração, assim como cargas horizontais. É comum adotar como nula a tensão lateral ao longo do fuste, desta forma toda carga do pilar é transferido ao subsolo pelo apoio da base. Muito similar as estacas escavadas, assim tubulões também podem ser classificados como tal, de grande diâmetro, com ou sem base alargada. Os tubulões se classificam em dois

grupos básicos: os tubulões a céu aberto e tubulões a ar comprimido (ALBIERO; CINTRA, 1998).

Os tubulões a céu aberto são executados acima do nível da água natural ou rebaixado, ou, em casos especiais, em terrenos saturados onde seja possível bombear a água sem risco de desmoronamentos. No caso de existir apenas carga vertical, este tipo de tubulões não é armado, colocando-se apenas uma ferragem de topo para ligação com o bloco de coroamento ou de capeamento (ALONSO, 1983).

Os tubulões a ar comprimido são executados em solo onde há água e não é possível esgotá-la devido ao perigo de desmoronamento das paredes, assim é necessário a utilização de camisas de concreto ou de aço como contenção. Na utilização da camisa de concreto, todo o processo de cravação da camisa, abertura e concretagem de base é realizada sob ar comprimido pois este trabalho é executado manualmente. Na utilização da camisa de aço, a cravação é executada com auxílio de um bate estacas, portanto, a céu aberto, assim somente a abertura e a concretagem são executadas sob ar comprimido (ALONSO, 1983).

Albiero e Cintra, (1998) citam algumas vantagens dos tubulões em relação a outros tipos de fundações: Como a redução de custos em mobilização e desmobilização de equipamentos como o bate estaca, sendo este custo relevante para pequenas obras. Ausência de ruídos e vibrações excessivas de grande importância em obras urbanas próximas a edifícios. A possibilidade de análise do solo durante a escavação e assim comprovar as condições do subsolo previstas no projeto. Possibilidade da modificação do diâmetro e do comprimento durante a escavação, para eventuais ajustes às condições do subsolo diferentes das previstas em projeto. Em geral também é possível apoiar cada pilar em um fuste único, substituindo várias estacas, eliminando a utilização do bloco de coroamento.

2.3.5 Estacas Franki

Elemento estrutural de fundação profunda, tem como característica resistir grande capacidade de carga e ser executadas a grandes profundidades, não se limitando ao nível do lençol freático. Suas maiores deficiências são a excessiva vibração do solo e dificuldade do controle do concreto do fuste (BRITO, 1987).

Segundo Alonso, (1983) não é recomendável a utilização da estaca Franki, em terrenos com a presença de matacões, em que as edificações vizinhas estejam em más condições, devido a vibração excessiva e em terrenos com camadas de argila mole saturada, podendo causar o estrangulamento do fuste. Recomenda-se o uso da estaca Franki em solos onde a

camada resistente é variável, também em casos de solos com pedregulhos ou pequenos matacões relativamente dispersos.

2.3.6 Estacas Strauss

Elemento estrutural de fundação profunda, executada em concreto simples ou armado, com a utilização de um revestimento metálico recuperável. Pode ser utilizada em locais de área limitadas e em terrenos irregulares, devido à simplicidade do equipamento utilizado. Não provoca vibrações excessivas, evitando interferências em edificações vizinhas (BARROS, 2003).

Outras vantagens da estaca Strauss são citadas por Falconi, Souza e Fígaro, (1998) entre elas a possível execução próxima a divisa do terreno e a possibilidade de averiguar a presença de corpos estanhos no solo como matacões etc.

2.3.7 Estacas Hélice Contínua

Elemento estrutural de fundação profunda, moldada “in loco”, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto sob pressão, através da haste central do trado conjunto a sua retirada do terreno. Sua execução se resume em: perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice e colocação da armação. De grande viabilidade técnica e econômica utilizada em: Centros urbanos, próximo a edifícios existentes como escolas, hospitais e edifícios históricos pois, não produz distúrbios ou vibrações e não causa a descompressão do terreno. Obras com grande número de estacas padronizadas, pela grande produtividade e também como estrutura de contenção. Porém requer áreas de trabalho planas para locomoção e central de concreto próxima ao local de trabalho devido a grande produtividade (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

2.3.8 Estacas Escavadas com Lama Bentonítica

Elemento estrutural de fundação profunda, moldada “in loco”, executadas com a utilização de lama bentonítica, que por sua vez quando entra em contato com o solo forma uma película impermeável, chamada “cake” com a finalidade de estabilizar as paredes e o fundo da escavação, proporcionando uma concretagem submersa. Seu processo executivo se resume em: escavação e preenchimento paralelo da estaca com lama bentonítica, após é

inserida a armadura previamente montada, seguido do lançamento do concreto, iniciando na parte inferior da estaca, conseqüentemente expulsando a lama na parte superior. Entretanto é preciso se atentar a vários fatores que influenciam a escavação de um estacão ou “barrete” como: permeabilidade do solo, o que influencia diretamente ao preparo da lama bentonítica; a presença de matacões e camadas de SPT>50 no solo, que pode dificultar as escavações; e é necessário que o nível do lençol freático esteja no mínimo a 1,50m abaixo do nível da lama bentonítica, para que haja o fluxo da lama de dentro para fora da escavação (SAES, 1998).

2.3.9 Estacas Raiz

Elemento estrutural de fundação profunda, moldada “in loco”, onde a perfuração do solo é realizada por rotação ou rotopercussão, podendo ser em direção vertical ou inclinada. É utilizado para a perfuração um tubo de revestimento onde na medida em que o material é escavado este é eliminado continuamente com o auxílio de uma corrente flúida, podendo ser água, lama bentonítica ou ar, que ao ser introduzida através do tubo reflúe pelo espaço entre o tubo e o terreno (BARROS, 2003).

De acordo com Barros, (2003) a estaca raiz pode ser aplicada em diversos casos como, em áreas de dimensões reduzidas, locais de difícil acesso, solos onde existem cavernas ou vazios, reforços de fundações, contenção lateral de escavações, locais onde haja necessidade de ausência de ruídos ou de vibrações, quando são expressivos os esforços horizontais transmitidos pela estrutura às estacas de fundação (muros de arrimo, pontes, carga de vento, etc.) e quando existe esforço de tração a solicitar o topo das estacas (ancoragem de lajes de subpressão, pontes rolantes, torres de linha de transmissão etc.).

2.3.10 Estacas Metálicas

Elemento estrutural de fundação profunda, pré-moldada, pode ser composta por peças de aço laminado ou soldado, ambos como perfis de seção I e H, chapas dobradas de seção circular, quadrada e retangular bem como os trilhos, estes geralmente reaproveitados após sua remoção de linhas férreas, quando perdem sua utilização por desgaste. Apesar de seu custo ainda ser elevado comparado com outros tipos de estacas, a estaca metálica pode se tornar viável economicamente, pois atende a diversas fases da obra e permite uma fácil cravação, favorecendo a baixa vibração, atendendo bem à flexão e também é de fácil transporte, manipulação, emendas ou cortes. As estacas metálicas se tornam bastante vantajosas em caso

de existir subsolos próximos a divisa do terreno, pois trabalham como elementos de contenção na fase de escavação e como fundação dos pilares junto à divisa, pois eliminam o uso de vigas de equilíbrio (ALONSO, 1998).

2.3.11 Estacas Pré-moldadas de Concreto

Elemento estrutural de fundação profunda, pré-moldada, pode ser de concreto armado ou protendido, geralmente fabricada em empresas especializadas, seu comprimento é limitado para evitar eventuais problemas durante o transporte ou manuseio. Durante a execução ocasionalmente é necessária a realização de emendas ou corte, pois o comprimento de cravação real pode diferir do previsto pela sondagem (BARROS, 2003).

Alonso, (1983) aponta casos em que não são recomendáveis a utilização de estacas de concreto como: em terrenos com presença de matacões ou camadas de pedregulhos, em terrenos em que a previsão da cota de ponta da estaca seja muito variável e quando as construções vizinhas se encontrem em mau estado, pois a cravação das estacas provocam vibrações que podem causar danos a tais estruturas.

2.3.12 Estacas Mega

Essas estacas, geralmente de concreto, são cravadas com auxílio de um macaco hidráulico que pode reagir contra uma cargueira ou contra a própria estrutura. Embora sua origem esteja relacionada com o emprego em reforços de fundações, podem também ser usadas como fundação inicial nos casos em que há necessidade de reduzir a vibração ao máximo e quando nenhum outro tipo de estaca pode ser feito (ALONSO, 1983).

3 CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para o dimensionamento e o estudo de viabilidade das fundações será utilizado um projeto de um edifício de 4 (quatro) pavimentos para fins residenciais, composto de térreo e mais 3 pavimentos, sendo cada pavimento composto por 4 (quatro) apartamentos. A planta baixa do pavimento tipo encontra-se no apêndice A.

O projeto foi elaborado por uma empresa conceituada na região, que executa tais obras com o intuito de comercializar tais apartamentos, iremos referir a tal empresa a partir daqui como “Construtora”. Cada apartamento possui uma área de 73,58m² totalizando por pavimento uma área de 294,32m². A planta de carga e locação dos pilares encontra-se no anexo B.

Serão dimensionadas as fundações para um total de 46 pilares, com características como carga máxima e dimensões demonstradas na Tabela 1. O objetivo principal é dimensionar as fundações por estacas Strauss e Tubulão a céu aberto, fazendo um comparativo entre viabilidade de execução salientando quantitativos de obra prima e disponibilidade de mão de obra especializada na região para a execução das fundações citadas acima e atendendo as características geológicas do terreno.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DO TERRENO

As características do solo estudado são apresentados por sondagem de simples reconhecimento de solo com SPT, onde foram executados 3 furos conforme a norma NBR 6484 estabelece em função da área construída.

Podemos observar conforme os relatórios de sondagem a percussão demonstradas no anexo C que utilizaremos um solo com cota de percussão impenetrável a profundidade de 10,45m com a presença do lençol freático à profundidade de 7m.

Tabela 1 – Características dos Pilares.

PILARES				
NOME		SEÇÃO (cm)	CARGA MÁXIMA (t)	CARGA MÁXIMA (KN)
P1	P44	12X40	26,0	254,97
P2	P45	12X40	28,0	274,59
P3	P46	12X40	26,0	254,97
P4	P42	12X30	15,0	147,10
P5	P43	12X30	15,0	147,10
P6	P40	12X40	25,0	245,17
P7	P41	12X40	25,0	245,17
P8	P38	12X30	15,0	147,10
P9	P39	12X30	15,0	147,10
P10	P32	14X40	34,0	333,43
P11	P33	14X40	35,0	343,23
P12	P34	14X40	30,0	294,20
P13	P35	14X40	30,0	294,20
P14	P36	14X40	35,0	343,23
P15	P37	14X40	34,0	333,43
P16	P30	12X30	15,0	147,10
P17	P31	12X30	15,0	147,10
P18	P26	12X40	20,0	196,13
P19	P27	14X40	35,0	343,23
P20	P28	14X40	35,0	343,23
P21	P29	12X40	20,0	196,13
P22	P24	12X40	25,0	245,17
P23	P25	12X40	25,0	245,17

Fonte: Disponibilizado pela “Construtura”.

4 TENSÃO ADMISSÍVEL

A grandeza fundamental para o dimensionamento de estacas profundas é a capacidade de carga do solo ou carga admissível. Velloso e Lopes (2011) descrevem a capacidade de carga como o limite da resistência da fundação, correspondente com a situação de ruptura.

A tensão admissível pode ser verificada e calculada através de métodos, semi-empíricos, empíricos ou por procedimentos de prova de carga sobre placas, conforme NBR 6122 (ABNT, 2010).

As fórmulas teóricas abrangem métodos analíticos, com obtenção de características do solo como coesão e ângulo de atrito, através da execução de ensaios específicos estabelecidos. Alguns métodos foram estabelecidos por estudiosos como Terzaghi, Skempton, Hansen e Meyerhof.

Os métodos semi-empíricos são aqueles que utilizam resultados encontrados em ensaios como SPT e/ou CPT para relacionar com tensões resistentes de projeto. Nesse método, são estimadas através de ábacos e tabelas, as características do solo estudado. Os mais conhecidos métodos semi-empíricos propostos são os de Aoki-Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978).

Os métodos empíricos, segundo Castro (2008), são um dos métodos mais rápidos, abrangendo através de tabelas, cargas médias para diversos tipos de solos. Esse método também se utiliza de dados estimados por ensaios de ponta CPT ou de resistência por penetração SPT.

Por fim, tem-se o método de prova de carga sobre placas, que consiste em um ensaio em modelo reduzido de uma sapata, sendo os resultados apresentados através de um gráfico de Tensão x Recalque (TEIXEIRA & GODOY, 1998).

Utilizaremos em nosso trabalho os métodos empíricos e semi-empíricos para obtenção das tensões e cargas admissíveis de fundações, através de dados obtidos pelos relatórios de sondagem por percussão SPT em anexo.

5 DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES

5.1 CAPACIDADE DE CARGA

Para a determinação da capacidade de carga do solo utilizaremos a técnica empírica estabelecida por Alonso (1993), que trabalha com base no valor médio dos resultados obtidos por ensaio SPT.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{30} \text{ (MPa) com } 6 \leq N_{spt} \leq 18 \quad (1)$$

A tabela 2 demonstra os resultados das capacidades de carga do solo para cada relatório de sondagem presentes no anexo C para uma cota de profundidade de 6m, e o valor adotado para o dimensionamento.

Tabela 2 – Capacidade de carga do solo para o dimensionamento de tubulões.

<i>σ_{adm} (MPa) - Relatório de Sondagem</i>			
Furo 01	Furo 02	Furo 03	Adotado
0,433	0,367	0,367	0,367

Fonte: Próprio Autor

Analisando os resultados, percebe-se que os resultados do Furo 02 e Furo 03 são inferiores ao Furo 01, assim adotaremos os piores casos com o intuito de favorecer a segurança no dimensionamento, obtendo uma tensão de 0,267 MPa, referente à cota de 6m de profundidade.

5.2 DIMENSIONAMENTO DO FUSTE

Segundo Alonso (1983), o fuste, normalmente, é de seção circular, adotando-se 70 cm como diâmetro mínimo (para permitir a entrada e saída de operários). Onde sua função é transferir o carregamento para o solo, normalmente com boa capacidade de carga, através de uma base alargada.

Foi adotado neste trabalho o fuste com seção circular, e seu dimensionamento é apresentado através da expressão mencionada por Moraes (1976).

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi f_c}} \quad (2)$$

Sendo:

D = diâmetro do fuste

P = carga atuante

f_c = tensão admissível do concreto

O valor da tensão admissível do concreto foi baseado no valor médio do f_{ck} do concreto de 20 MPa, resultando em 5 MPa.

Adotando um diâmetro mínimo de 70 cm para o fuste dos tubulões analisados, podemos encontrar a carga máxima que os pilares podem apresentar para satisfazer o diâmetro mínimo pré-estabelecido.

$$0,70 \geq \sqrt{\frac{4P}{\pi 5}}$$

$$P \leq 1,924 \text{ MN} \quad (3)$$

ou

$$P \leq 1924 \text{ KN}$$

Assim temos uma carga limite para cada pilar de 1924 KN para que possa ser utilizado um fuste com diâmetro de 70 cm sem a necessidade de armadura, ou seja, os esforços de compressão serão resistidos somente pelo concreto.

Como a carga máxima presente no projeto analisado é de 343,23 KN, foi estabelecido que todos os tubulões adotassem o diâmetro do fuste igual a 70 cm.

5.3 DIMENSIONAMENTO DA BASE

Para o dimensionamento adota-se para bases dos tubulões seção circular, ou então bases ovais ou semicirculares quando a proximidade das bases impossibilitarem a execução de bases em seção circular. Pilares de divisa também impossibilitam a execução de bases em seção circular, porém não existem pilares com essas características no projeto analisado.

O diâmetro da base calculado se baseia na fórmula mencionada por Moraes (1976):

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi \sigma_{adm}}} \quad (4)$$

Sendo:

d = diâmetro da base

P = carga atuante

σ_{adm} = tensão admissível do solo

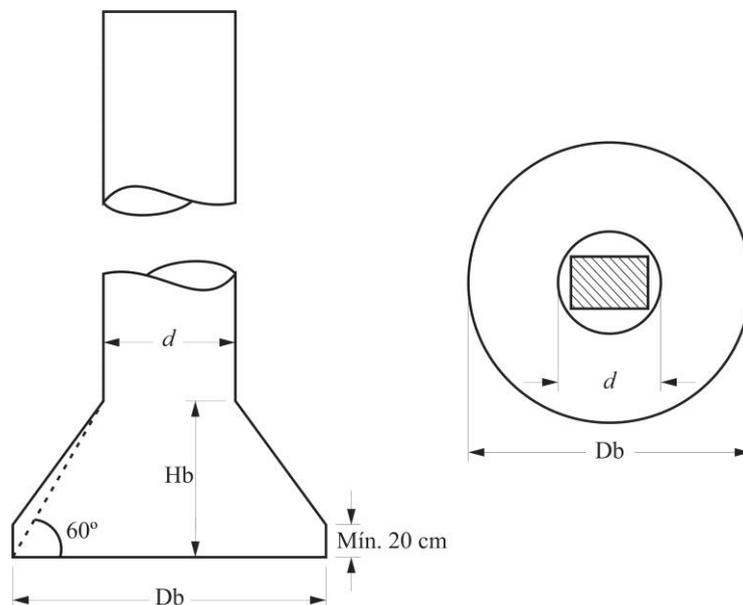
A área da base do tubulão é calculada visto que tanto o peso próprio do tubulão quanto o atrito lateral entre o fuste e o terreno são desprezados.

5.4 DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA BASE

A NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece como critério para dimensionamento da altura da base, que não tenha alturas superiores a 1,80 m, e havendo base alargada em forma circular ou de falsa elipse, é necessário um rodapé de no mínimo 20 cm de altura.

Segundo Velloso e Lopes (2011), deve-se adotar um alargamento de base que dê origem a uma inclinação, de tal modo que não haja necessidade, na base, de armadura. Assim, é adotado um ângulo de 60° com a horizontal, conforme figura 01.

Figura 1 – Detalhe dos tubulões em perfil



Fonte: Próprio Autor

O Cálculo da altura da base do tubulão com um ângulo de 60° pode ser realizada nas seguintes expressões:

$$H_b = \frac{D_b - D}{2} \operatorname{tg} 60^\circ \quad \text{ou} \quad H_b = 0,866 (D_b - D) \quad (5)$$

Sendo:

H_b = altura da base

D_b = diâmetro da base

D = diâmetro do fuste

5.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) a área de aço longitudinal em tubulões é estabelecida por 0,5% da área do fuste e comprimento igual a 3m, dimensionadas e executadas de maneira que assegurem a plena concretagem do tubulão.

$$A_{sl} = 0,05 \frac{\pi}{4} D^2 \quad (6)$$

Sendo:

A_{sl} = área de aço longitudinal

D = diâmetro do fuste

Conforme em exercícios realizados em aula ministrada pelo professor Sandoval Junqueira*, o cálculo das armaduras transversais (estribos), pe dado pela pela seguinte expressão:

$$\varnothing t = \frac{1}{4} \varnothing l \quad (7)$$

Sendo:

$\varnothing t$ = diâmetro das barras da armadura transversal

* JUNQUEIRA, Sandoval. *Fundações*. 01 fev. 2014, 27 jun. 2014. Notas de Aula.

ϕl = diâmetro das barras da armadura longitudinal

Quanto aos espaçamentos da armadura transversal, pode ser estabelecido pela seguinte expressão:

$$\text{Espaçamento} = 12 \phi l \quad (8)$$

Sendo:

ϕl = diâmetro das barras da armadura longitudinal

Para obter a quantidade de estribos (armadura transversal) basta dividir o comprimento do tubulão pelo espaçamento calculado pela expressão acima.

Segundo NBR 6118 (2014) no trecho de elementos estruturais em contato com o solo a armadura deve ter cobertura nominal \geq a 45mm e os ganchos dos estribos podem ser semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5ϕ , porém não inferior a 5cm. Atendendo a esses critérios pode-se determinar o comprimento total dos estribos com a seguinte expressão:

$$\text{Comprimento} = \pi (D - 2 \text{ cobrimentos}) + 2 \text{ ganchos} \quad (9)$$

Sendo:

D = diâmetro do fuste

cobrimento adotado 4,5cm

gancho adotado 5cm

5.6 VOLUME DE CONCRETO

O volume de concreto do tubulão será calculado pela soma do volume de concreto da base e o volume de concreto do fuste.

Segundo Alonso (1983), o volume da base pode ser calculado, de maneira, como sendo a soma do volume de um cilindro com 20 cm de altura, que corresponde ao rodapé e um tronco de cone com altura ($H_b - 20$ cm), ou seja:

$$V_b = 0,2A_b + \frac{H_b - 0,2}{3} (A_b + A_f + \sqrt{A_b \cdot A_f}) \quad (10)$$

Sendo:

V_b = Volume da base (m^3)

H_b = Altura da base (m)

A_b = área da base (m^2)

A_f = área do fuste (m^2)

O volume do fuste pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$V_f = A_f (P_t - H_b) \quad (11)$$

Sendo:

V_f = Volume do fuste

A_f = Área do fuste

P_t = Profundidade do tubulão

H_b = Altura da base do tubulão

5.7 RESULTADOS DOS CÁLCULOS

Através das expressões anteriormente citadas, foram obtidos os resultados para os dimensionamentos tanto geométricos quanto das armaduras dos tubulões, demonstrados na tabela 3.

Adotando como critérios para o dimensionamento geométrico:

- Fuste de 70cm de diâmetro;
- Profundidade dos tubulões de 6m;
- Resultados do diâmetro e altura da base adotando como múltiplos de 5;
- Rodatê da base de 20cm;

Tabela 3 – Dimensionamento geométrico e volume dos tubulões

Tubulões	Carga Máxima (KN)	Profundidade Tubulão (m)	Fuste (m)	Db Calculada (m)	Db Adotada (m)	Hb Calculada (m)	Hb Adotada (m)	Volume da Base (m ³)	Volume do Fuste (m ³)	
T1	T44	254,97	6,00	0,70	1,13	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08
T2	T45	274,59	6,00	0,70	1,17	1,20	0,43	0,45	0,41	3,05
T3	T46	254,97	6,00	0,70	1,13	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08
T4	T42	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T5	T43	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T6	T40	245,17	6,00	0,70	1,11	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08
T7	T41	245,17	6,00	0,70	1,11	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08
T8	T38	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T9	T39	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T10	T32	333,43	6,00	0,70	1,29	1,30	0,52	0,55	0,53	2,99
T11	T33	343,23	6,00	0,70	1,31	1,35	0,56	0,60	0,60	2,97
T12	T34	294,20	6,00	0,70	1,21	1,25	0,48	0,50	0,47	3,02
T13	T35	294,20	6,00	0,70	1,21	1,25	0,48	0,50	0,47	3,02
T14	T36	343,23	6,00	0,70	1,31	1,35	0,56	0,60	0,60	2,97
T15	T37	333,43	6,00	0,70	1,29	1,30	0,52	0,55	0,53	2,99
T16	T30	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T17	T31	147,10	6,00	0,70	0,86	0,90	0,17	0,20	0,14	3,19
T18	T26	196,13	6,00	0,70	0,99	1,00	0,26	0,30	0,24	3,13
T19	T27	343,23	6,00	0,70	1,31	1,35	0,56	0,60	0,60	2,97
T20	T28	343,23	6,00	0,70	1,31	1,35	0,56	0,60	0,60	2,97
T21	T29	196,13	6,00	0,70	0,99	1,00	0,26	0,30	0,24	3,13
T22	T24	245,17	6,00	0,70	1,11	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08
T23	T25	245,17	6,00	0,70	1,11	1,15	0,39	0,40	0,36	3,08

Fonte: Próprio Autor

Para o dimensionamento da armadura longitudinal através das expressões apresentadas, obteve como resultado área de aço de 19,23cm², como impõe a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) as armaduras dos tubulões devem ser dimensionadas e executadas de maneira que assegurem a plena concretagem do tubulão, assim adotou-se 16 barras de 12,5mm de diâmetro e 3m de comprimento. Os resultados do detalhamento das armaduras longitudinais e transversais (estribos) são demonstradas na tabela 4:

Tabela 4 – Resultados de dimensionamento das armaduras dos tubulões

Fuste (cm)	Área de aço longitudinal (cm ²)	Qtd. aço \varnothing 12,5 mm (un)	Comprimento armadura longitudinal (m)	Armadura transversal (estribos)	Comprimento dos estribos (cm)
70,00	19,23	16	3,0	21 \varnothing 5,0mm c/ 15	202,00

Fonte: Próprio Autor

6 DIMENSIONAMENTO DAS ETACAS STRAUSS

6.1 CAPACIDADE DE CARGA

Para a determinação da capacidade de carga do solo em estacas utilizaremos a técnica empírica apresentada por Decourt e Quaresma em 1982 e 1987 que trabalha com base no valor médio dos resultados obtidos por ensaio SPT (ALONSO, 2010).

Podendo determinar a resistência pelo atrito lateral do fuste pela seguinte expressão:

$$Rl = 10 \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \quad (12)$$

Sendo:

Rl = Resistência lateral (kPa)

N = Valor do SPT no trecho analisado, não se adotando valores inferiores a 3 e nem superiores a 50.

E para a resistência de ponta a seguinte expressão:

$$Rp = CN \quad (13)$$

Sendo:

Rp = Resistência de ponta (kPa)

N = Média entre os SPT na ponta da estaca e o imediatamente acima e abaixo.

$C = 120$ kPa, para as argilas (100 kPa)

200 kPa, para os siltes argilosos (120 kPa)

250 kPa, para os siltes arenosos (140 kPa)

400 kPa, para as areias (200 kPa)

Os valores entre parêntesis referem-se às estacas escavadas.

Como foi apresentado também na capacidade de carga dos tubulões utilizaremos os dados de SPT do relatório de sondagem com piores resultados com o intuito de favorecer a segurança no dimensionamento.

6.2 DIÂMETRO DA ESTACA

Para iniciar o dimensionamento é necessário a escolha do diâmetro da estaca, como a estaca Strauss é executada por empresas especializadas, foi realizada uma consulta a tais empresas com o intuito de conhecer quais diâmetros de estacas são mais utilizadas para a fundação do tipo de edificação estudada. Após tais consultas adotou-se um valor de 42 cm para o diâmetro das estacas.

Com o diâmetro já adotado a próxima etapa é a verificação da resistência a compressão do concreto, utilizando a expressão já citada anteriormente para dimensionamento do fuste em tubulões:

$$D_e = \sqrt{\frac{4P}{\pi f_c}} \quad (14)$$

Sendo:

D_e = diâmetro da estaca

P = carga atuante

f_c = tensão admissível do concreto

Segundo a NRB 6122 (2010), o valor da tensão máxima admissível do concreto utilizado para estaca Strauss para que não seja obrigatório prova de carga é de 4 MPa, onde foi adotado o mesmo.

$$0,42 \geq \sqrt{\frac{4P}{\pi \cdot 4}}$$

$$P \leq 0,554 \text{ MN} \quad (15)$$

ou

$$P \leq 554 \text{ KN}$$

Assim temos uma carga limite para cada estaca de 554KN sem que haja necessidade de armadura a esforço de compressão.

6.3 PROFUNDIDADE DA ESTACA

Como foi observado o método para capacidade de cargas das estacas diverge do método utilizado para obter a capacidade de carga dos tubulões, pois em estacas a capacidade de carga lateral é definida em função do SPT de cada metro individualmente.

A tabela 5 demonstra as capacidades de carga da estaca strauss de diâmetro 42 cm para cada metro de profundidade, tendo como base para cálculos o SPT do relatório de sondagem 03.

Tabela 5 – Capacidade de carga para cada metro de profundidade

Profundidade (m)	Golpes SPT	Capacidade de carga (KN)
2	11	60,47
3	13	129,75
4	2	150,86
5	2	172,40
6	8	220,03
7	13	289,15
8	17	375,47

Fonte: Próprio Autor

A profundidade máxima foi adotada com 8m de profundidade alcançando uma capacidade de carga máxima de 375,47KN, pois no projeto analisado a carga máxima solicitada nos pilares é de 343,23KN. Observando os resultados obtidos e a carga máxima dos pilares optou-se por utilizar comprimentos médios entre 4 e 8 metros.

6.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) é necessário armadura quando a ligação entre estaca e bloco de coroamento, onde exige que a área de aço longitudinal é estabelecida por 0,5% da área de concreto na seção transversal da estaca e comprimento igual a 2m.

$$A_{sl} = 0,05 \frac{\pi}{4} D e^2 \quad (16)$$

Sendo:

A_{sl} = área de aço longitudinal

$D e$ = diâmetro da estaca

Conforme em exercícios realizados em aula ministrada pelo professor Sandoval Junqueira*, o cálculo das armaduras transversais (estribos), podem ser calculadas pela seguinte expressão:

$$\phi t = \frac{1}{4} \phi l \quad (17)$$

Sendo:

ϕt = diâmetro das barras da armadura transversal

ϕl = diâmetro das barras da armadura longitudinal

Quanto aos espaçamentos da armadura transversal, pode ser estabelecido pela seguinte expressão:

$$\text{Espaçamento} = 12 \phi l \quad (18)$$

Sendo:

ϕl = diâmetro das barras da armadura longitudinal

Para obter a quantidade de estribos (armadura transversal) basta dividir o comprimento do tubulão pelo espaçamento calculado pela expressão acima.

Segundo NBR 6118 (2014) no trecho de elementos estruturais em contato com o solo a armadura deve ter cobertura nominal \geq a 45mm e os ganchos dos estribos podem ser semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5ϕ , porém não inferior a 5cm. Atendendo a esses critérios pode-se determinar o comprimento total dos estribos com a seguinte expressão:

$$\text{Comprimento} = \pi (De - 2 \text{ cobrimentos}) + 2 \text{ ganchos} \quad (19)$$

Sendo:

d = diâmetro do fuste

cobrimento adotado 4,5cm

* JUNQUEIRA, Sandoval. *Fundações*. 01 fev. 2014, 27 jun. 2014. Notas de Aula.

gancho adotado 5cm

6.5 RESULTADOS DOS CÁLCULOS

Através das expressões anteriormente citadas, foram obtidos os resultados para os dimensionamentos tanto geométricos quanto das armaduras das estacas, apresentados pelas tabelas 6 e 7.

Destacando-se que foi adotado um diâmetro único de 42 cm para todas as estacas e que somente alternando a profundidade será capaz de resistir as cargas solicitadas utilizando uma estaca por pilar.

Tabela 6 – Dimensionamento geométrico e volume das estacas

Estacas	Carga máxima (KN)	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Volume (m ³)
E1 E44	254,97	42,00	7,0	0,97
E2 E45	274,59	42,00	7,0	0,97
E3 E46	254,97	42,00	7,0	0,97
E4 E42	147,10	42,00	4,0	0,55
E5 E43	147,10	42,00	4,0	0,55
E6 E40	245,17	42,00	7,0	0,97
E7 E41	245,17	42,00	7,0	0,97
E8 E38	147,10	42,00	4,0	0,55
E9 E39	147,10	42,00	4,0	0,55
E10 E32	333,43	42,00	8,0	1,11
E11 E33	343,23	42,00	8,0	1,11
E12 E34	294,20	42,00	8,0	1,11
E13 E35	294,20	42,00	8,0	1,11
E14 E36	343,23	42,00	8,0	1,11
E15 E37	333,43	42,00	8,0	1,11
E16 E30	147,10	42,00	4,0	0,55
E17 E31	147,10	42,00	4,0	0,55
E18 E26	196,13	42,00	6,0	0,83
E19 E27	343,23	42,00	8,0	1,11
E20 E28	343,23	42,00	8,0	1,11
E21 E29	196,13	42,00	6,0	0,83
E22 E24	245,17	42,00	7,0	0,97
E23 E25	245,17	42,00	7,0	0,97

Fonte: Próprio Autor

Tabela 7 – Resultados de dimensionamento das armaduras das estacas

Área de aço longitudinal (cm ²)	Qtd. aço $\phi 12,5\text{mm}$ (un)	Comprimento armadura longitudinal (m)	Armadura transversal (estribos)	Comp. dos estribos (cm)
6,92	6	2,0	14 $\phi 5,0\text{mm}$ c/ 15	114,00

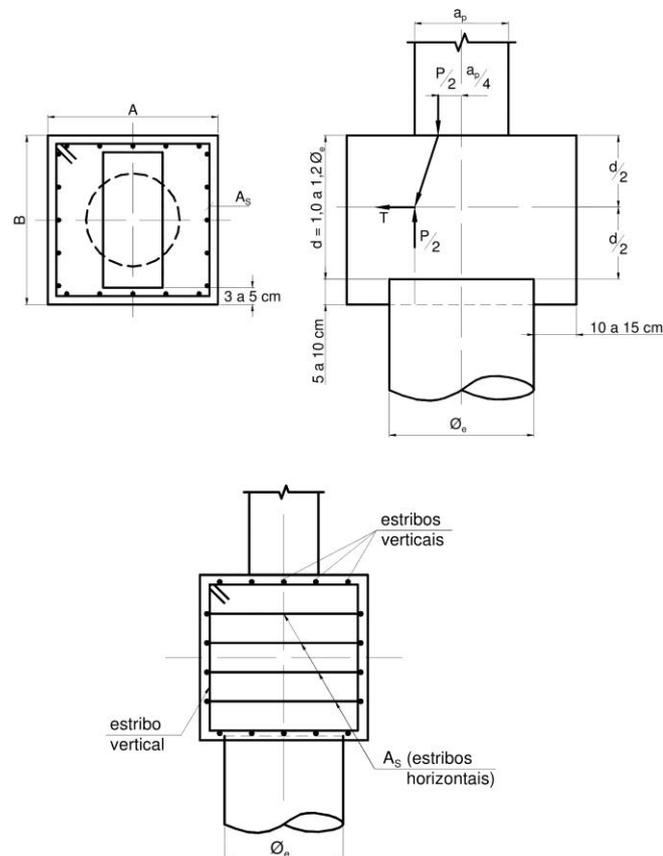
Fonte: Próprio Autor

6.6 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO

Segundo Bastos (2013), no caso de pilares com dimensões próximas à dimensão da estaca, o bloco atua como um elemento de transferência de carga, necessário por razões construtivas, para a locação correta dos pilares, chumbadores, correção de pequenas excentricidades da estaca e uniformização da carga sobre a estaca.

São colocados estribos horizontais fechados para o esforço de fendilhamento e estribos verticais construtivo. Pode-se observar os detalhes da armadura e esquema de forças que atuam sobre o bloco na figura 2.

Figura 2 – Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras.



Fonte: Bastos (2013)

Segundo Bastos (2013), para o dimensionamento das armaduras, utilizamos as seguintes expressões:

a) Valor de cálculo da força de tração:

$$T = 0,25P \quad (20)$$

b) Valor da área de aço na forma de estribos horizontais:

$$A_s = \frac{T}{F_{yd}} \quad (21)$$

Sendo:

T = Tração horizontal

P = Carga do pilar

A_s = Área de aço

Geralmente adotam-se para os estribos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal A_s.

Para o dimensionamento geométrico as seguintes expressões:

a) Valor da largura do bloco:

$$A = D_e + 2 \cdot 15 \text{ cm} \quad (22)$$

b) Valor da altura do bloco:

$$B = 1,2D_e + 10 \text{ cm} \quad (23)$$

Sendo:

A = Largura do bloco

B = Altura do bloco

De = diâmetro da estaca

Para o dimensionamento dos estribos dos blocos deve-se atender também os requisitos que impõe a NBR 6118 (2014), para os elementos estruturais em contato com o solo a armadura deve ter cobertura nominal \geq a 45mm e os ganchos dos estribos podem ser semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5ϕ , porém não inferior a 5cm.

6.7 RESULTADOS DOS CÁLCULOS DOS BLOCOS DE COROAMENTO

As tabelas 8 e 9 demonstram os resultados obtidos através das expressões citadas acima para o dimensionamento geométrico e de armaduras do bloco de coroamento para uma estaca adotando o maior valor de carga dos pilares da edificação em estudo, com o intuito de favorecer o fator segurança no dimensionamento e também padronizar os blocos que assegura e facilita a execução precisa das mesmas.

Tabela 8 – Resultados do dimensionamento geométrico do bloco

Carga (KN)	Diâmetro da estaca (cm)	Dim. Bloco Largura (cm)	Dim. Bloco Altura (cm)	Volume (m ³)
343,23	42	72,00	60,40	0,31

Fonte: Próprio Autor

Tabela 9 – Resultados do dimensionamento das armaduras do bloco

Área de aço (cm ²)	Armadura horizontal	Comprimento armadura horizontal (cm)	Armadura vertical	Comprimento armadura vertical (cm)
1,97	4 ϕ 8mm c/ 15	262,00	7 ϕ 6,3mm c/ 10,5	228,00

Fonte: Próprio Autor

7 ANÁLISE COMPARATIVA DAS FUNDAÇÕES

Após o dimensionamento das fundações concluído utilizando os procedimentos indicados, inicia-se a análise comparativa, partindo do quantitativo de materiais e serviços utilizados e também cada peculiaridade em cada tipo de fundação, com o intuito de detectar entre tubulões ou estaca strass qual seria mais adequada para o edifício estudado.

Os custos de modo geral foram obtidos através da tabela de preços 112, referente aos custos de obras civis de setembro de 2014, proposta pela Agência Goiana de Transportes e Obras (AGETOP, 2014), como a tabela de preços da AGETOP não apresenta custos referentes a execução de estaca strauss, foi realizado uma cotação com uma empresa especializada para obtenção destes valores.

Para obter os custos totais referentes a execução dos tubulões foram analisados as seguintes etapas:

- a) Escavação de tubulões a céu aberto, utilizando o volume total do fuste;
- b) Alargamento de base para tubulões, utilizando o volume referente a base;
- c) Concreto usinado bombeável, utilizando o volume total do tubulão;
- d) Lançamento/Aplicação/Adensamento de concreto usinado bombeado em fundação, utilizando o volume total do tubulão;
- e) Armaduras, utilizando a soma total da ferragem utilizada e convertido para kg;

Com a soma de todas as etapas mencionadas temos o custo total dos tubulões apresentado pela tabela 10:

Tabela 10 – Resultados dos custos unitários de cada etapa e total da execução dos tubulões

DESCRIÇÃO	UND	QUANT.	VALOR UNIT.	TOTAL
ESCAVACAO TUBULOES A CEU ABERTO - (OBRAS CIVIS)	m	141,60	R\$ 186,83	R\$ 26.455,13
ALARGAMENTO DE BASE PARA TUBULOES - (OBRAS CIVIS)	m ³	16,56	R\$ 169,85	R\$ 2.812,72
CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL FCK=20 MPA (O.C.)	m ³	158,16	R\$ 270,30	R\$ 42.750,65
LANÇAMENTO/APLICAÇÃO/ADENSAMENTO DE CONCRETO USINADO BOMBEADO EM FUNDAÇÃO	m ³	158,16	R\$ 30,98	R\$ 4.899,80
ACO CA 50-A - 12,5 MM (1/2") - (OBRAS CIVIS)	kg	2.338,93	R\$ 6,25	R\$ 14.618,34
ACO CA-60 - 5,0 MM - (OBRAS CIVIS)	kg	330,55	R\$ 5,54	R\$ 1.831,27
Total do item				93.367,90

Fonte: Próprio Autor

Quanto aos custos totais referentes a execução das estacas strauss foram analisados as seguintes etapas:

- a) Execução de estaca strauss \varnothing 42cm sem armadura, utilizando o comprimento total das estacas a serem executadas;
- b) Escavação manual de valas para execução dos blocos, utilizando o volume referente aos blocos adicionado 20cm para cada extremidade lateral do bloco para possibilitar a execução das formas;
- c) Forma tábua pinho para execução das formas dos blocos, utilizando a área total das laterais dos blocos;
- d) Preparo com betoneira e transporte manual de concreto Fck-15, utilizando o volume total das estacas.
- e) Lançamento/Aplicação/Adensamento de concreto usinado bombeado em fundação, utilizando o volume total das estacas;
- f) Armaduras, utilizando a soma total da ferragem utilizada e convertido para kg;

- g) Demolição de concreto armado manual, considerando 20cm da parte superior das estacas.

Com a soma de todas as etapas mencionadas temos o custo total dos tubulões apresentado pela tabela 11:

Tabela 11 – Resultados dos custos unitários de cada etapa e total da execução das estacas strauss

DESCRIÇÃO	UND	QUANT.	VALOR UNIT.	TOTAL
ESTACA A STRAUSS DIAM. 42 CM S/FERRO	m	298,00	R\$ 55,00	R\$ 16.390,00
ESCAVACAO MANUAL DE VALAS (SAPATAS/BLOCOS)	m ³	34,85	R\$ 35,38	R\$ 1.232,99
FORMA TABUA PINHO P/FUNDAÇOES U=3V - (OBRAS CIVIS)	m ²	80,02	R\$ 46,96	R\$ 3.757,74
PREPARO COM BETONEIRA E TRANSPORTE MANUAL DE CONCRETO FCK-15 - (O.C.)	m ³	55,66	R\$ 308,89	R\$ 17.192,82
LANÇAMENTO/APLICAÇÃO/ADENSAMENTO DE CONCRETO EM FUNDAÇÃO- (O.C.)	m ³	55,66	R\$ 30,98	R\$ 1.724,35
ACO CA 50-A - 12,5 MM (1/2") - (OBRAS CIVIS)	kg	584,73	R\$ 6,25	R\$ 3.654,54
ACO CA-50A - 6,3 MM (1/4") - (OBRAS CIVIS)	kg	197,86	R\$ 6,18	R\$ 1.222,76
ACO CA 50-A - 8,0 MM (5/16") - (OBRAS CIVIS)8	kg	212,113	R\$ 6,04	R\$ 1.281,16
ACO CA-60 - 5,0 MM - (OBRAS CIVIS)	kg	124,37	R\$ 5,54	R\$ 688,99
DEM.PILAR CONC.ARM.MANUAL C/TR.ATE CB.E CARGA(OC) (CABEÇA DAS ESTACAS)	m ³	1,91	R\$ 223,45	R\$ 427,22
Total do item				47.572,56

Fonte: Próprio Autor

Comparando os custos totais das fundações para o edifício em estudo, a escolha por fundação do tipo estacas estrauss apresenta uma economia de R\$ 45.795,33, que corresponde a 49% de economia se comparado ao custo total dos tubulões.

O que também se deve levar em consideração são as peculiaridade de cada tipo de fundação em sua execução, como:

- a) Topografia – Quanto para a execução de tubulões quanto para estacas strauss é necessário a verificação do terreno, se há necessidade de cortes ou aterros, aspectos que podem alterar seu dimensionamento.
- b) Recursos e tecnologia – Para a execução da estaca strauss é necessária a contratação de uma empresa especializada, então é imprescindível a constatação se existe na região onde se pretende executar tal fundação.
- c) Mão de obra capacitada – Para a execução de tubulões é necessária a contratação de mão de obra capacitada, para que se possa ter segurança e confiabilidade nos serviços realizados.
- d) Características do solo – No caso de tubulões a céu aberto sua execução não é indicado em solos arenosos, pela possibilidade de acidentes com o risco de desmoronamento também devem ser executados acima do nível da água.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através dos resultados pode-se observar uma diferença bem significativa entre os custos totais das fundações estudadas, um total de 49% de economia na escolha de estacas Strauss como tipo de fundação a ser executada para o edifício e cargas apresentadas. Destacando que os resultados são diretamente influenciados pelas características do solo, onde o lençol freático limitou a profundidade do tubulão e as cargas dos pilares que possibilitaram a execução de uma estaca por pilar consequentemente um bloco por estaca.

Analisando também os resultados obtidos observamos que a variação de volume e armaduras entre os tubulões de menores e maiores cargas são mínimas, levando a entender que em cargas maiores os tubulões seriam mais econômicos.

Lembrando que antes da escolha do tipo de fundação se deve analisar todos os fatores possíveis que possam influenciar tanto na execução quanto no desempenho das fundações.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA GOIANA DE TRANSPORTES E OBRAS – AGETOP. Tabela de Preços: **Tabela 112 – Custos de Obras Civis – Setembro/2014 – Onerada**. Goiás, 2014. Disponível em: <http://www.sgc.goias.gov.br/upload/arquivos/2014-09/tabela-112-custos-de-obras-civis-setembro-2014---onerada.pdf> Acesso em: 05/04/2015.
- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e Projeto de Fundações Profundas – Tubulões e Caixões in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 302 a 328.
- ALONSO, U. R. Análise e Projeto de Fundações Profundas – Estacas Pré-Moldadas in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 373 a 399.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações / Urbano Rodriguez Alonso**. Edgard Blucher, São Paulo, 1983.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações / Urbano Rodriguez Alonso**. São Paulo:Blucher, 2010.
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Análise e Projeto de Fundações Profundas – Estacas Tipo Hélice Contínua in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 345 a 347.
- BARROS, M. **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil. Revisão, São Paulo, 2003.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. São Paulo, UNESP, 2013.
- BRASIL, 2002. Norma Brasileira nº 10.520 de 29 de setembro de 2002. **Informação e documentação – Citações em documentos - Apresentação**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2002.
- BRASIL, 2002. Norma Brasileira nº 6.023 de 29 de setembro de 2002. **Informação e documentação – Referências - Elaboração**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2002.
- BRASIL, 2002. Norma Brasileira nº 8.681 de 30 de março de 2004. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2002.
- BRASIL, 2003. Norma Brasileira nº 6.028 de 29 de dezembro de 2003. **Informação e documentação – Resumo - Apresentação**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2003.
- BRASIL, 2010. Norma Brasileira nº 6.122 de 20 de setembro de 2010. **Projeto e execução de fundações**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2010.
- BRASIL, 2014. Norma Brasileira nº 6.118 de 29 de abril de 2014. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Agência Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro RJ. 2014.

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

FALCONI, F.; FÍGARO, N. D.; SOUZA FILHO, J. M. Análise e Projeto de Fundações Profundas – Estacas Escavadas sem Lama Bentonítica in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 336 a 344.

KATINSKY, J. R. Sistemas Construtivos Coloniais in: **História da Técnica e da Tecnologia no Brasil**. UNESP – CEETEPS. São Paulo, 1994.

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundações por Marcello da Cunha Moraes**. McGraw-Hill do Brasil, 3ª. Ed., São Paulo, 1976.

SAES, J. S. Análise e Projeto de Fundações Profundas – Estacas Estacas Escavadas com Lama Bentonítica in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 348 a 360.

SILVA TELLES, P. C. da. **História da Engenharia no Brasil (Séculos XVI a XIX)**. Livros Técnicos e Científicos Editora S/A. Rio de Janeiro, 1984.

SILVA TELLES, P. C. da. **História da Engenharia no Brasil. Século XX**. Clube de Engenharia. Claveiro Editoração. Rio de Janeiro, 1993.

TEIXEIRA, H. A.; GODOY, N. S. Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 227 a 264.

VARGAS, M. História das Fundações in: **Fundações Teoria e Prática**. Ed. Pini, 1ª. Ed., São Paulo, 1998, pag. 34 a 50.

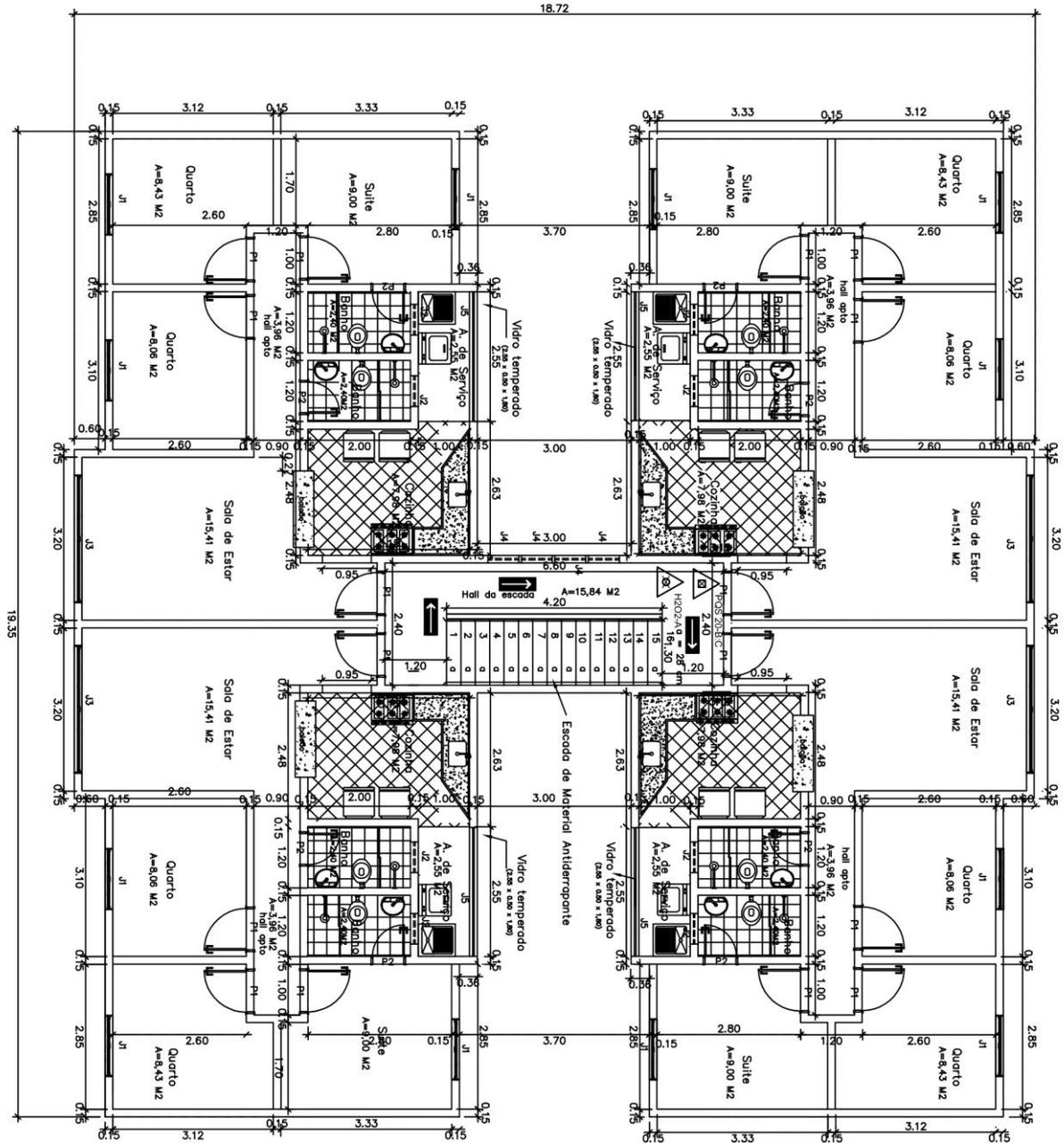
VELLOSO, D; LOPES, P. **Fundações, volume 1: critérios de projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais**. Oficina de Textos, 2ª. Ed., São Paulo, 2011.

WOLLE, C. M. **Fundações - Exercícios resolvidos**. São Paulo: EPUSP, 1993 (Apostila).

ANEXOS

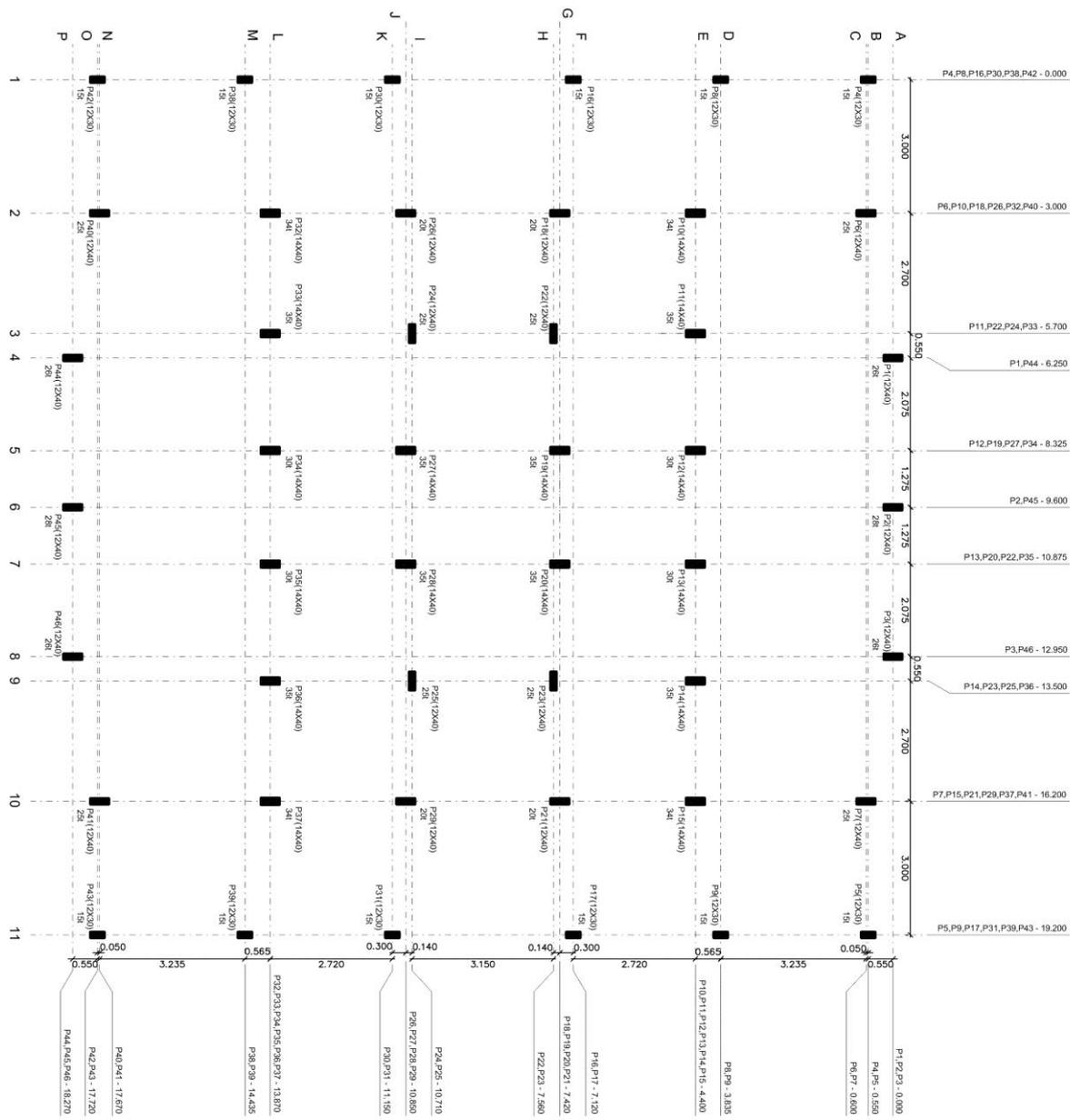
ANEXO A – Planta Baixa

Figura 3 – Planta Baixa Pavimento Tipo



ANEXO B – Planta de Carga

Figura 4 – Planta de Carga da edificação analisada



ANEXO C – Relatórios de Sondagem

Figura 5 – Relatório de sondagem – Furo 01

SONDAGEM N° 01			AMOSTRADOR		D. INT. 1 3/8"
COTA:					D. EXT. 2"
NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO GOLPES / 30 cm	PROFUNDIDADE DA CAMADA (M)	GRÁFICO	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50		
	24	1,00		1	Argila pouco arenosa muito rija marrom, com presença de pedregulhos
	12	2,00		2	Argila siltosa rija amarela, com veios róseos e cinzas e presença de pedregulhos e mica
	3	3,00		3	Silte pouco argiloso marrom, com presença de pedregulhos e mica
	5	4,00		4	Silte marrom, com veios amarelos e presença de pedregulhos e mica
	9	5,00		5	Silte arenoso vermelho, com veios amarelos e cinza e presença de pedregulhos e mica
	13	6,00		6	Silte amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de mica
	27	7,00		7	Silte pouco arenoso amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de pedregulhos e mica
	27	8,00		8	Silte vermelho, com veios amarelos e presença de mica
	37	9,00		9	Silte arenoso vermelho, com veios amarelos e cinza e presença de pedregulhos e mica
	50	10,00		10	Silte pouco arenoso vermelho, com veios amarelos e cinzas e presença de mica
		10,45			

ANEXO D – Relatórios de Sondagem

Figura 6 – Relatório de sondagem – Furo 02

SONDAGEM Nº 02			AMOSTRADOR		D. INT. 1 3/8"
COTA:					D. EXT. 2"
NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO GOLPES / 30 cm	PROFUNDIDADE DA CAMADA (M)	GRÁFICO	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50		
		1,00			
	37	2,00		1	Argila arenosa dura vermelha, com veios amarelos e presença de pedregulhos
	21	3,00		2	Silte pouco argiloso marrom, com veios amarelos e presença de pedregulhos e mica
	2	4,00		3	Silte pouco arenoso amarelo, com veios róseos e presença de mica
	2	5,00		4	Silte pouco arenoso amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de mica
	8	6,00		5	
	14	7,00		6	Silte amarelo, com veios róseos e presença de mica
	22	8,00		7	Silte amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de e mica
	28	9,00		8	Silte pouco arenoso cinza, com veios amarelos e presença de mica
	41	10,00		9	
	50	10,45		10	Silte amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de mica

ANEXO E – Relatórios de Sondagem

Figura 7 – Relatório de sondagem – Furo 03

SONDAGEM N° 03			AMOSTRADOR		D. INT. 1 3/8"
COTA:					D. EXT. 2"
NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO GOLPES / 30 cm	PROFUNDIDADE DA CAMADA (M)	GRÁFICO	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50		
	11	1,00		1	Argila arenosa rija marrom, com veios amarelos e presença de pedregulhos
	13	2,00		2	
	2	3,00		3	Silte marrom, com veios amarelos e presença de pedregulhos e mica
	2	4,00		4	Silte amarelo, com veios róseos e presença de mica
	2	5,00		5	
	8	6,00		6	Silte pouco arenoso amarelo, com veios róseos e cinzas e presença de pedregulhos e mica
	13	7,00		7	
	17	8,00		8	Silte cinza, com veios róseos e amarelo e presença de pedregulhos e mica
	27	9,00		9	
	37	10,00		10	Silte amarelo, com veios róseos e cinza e presença de mica
	50	10,45			