CENTRO UNIVERSITÁRIO RITTER DOS REIS
ĂNIMA EDUCAÇÃO

MATHEUS FREITAS MILBRADT

ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA LOJA COMERCIAL

Porto Alegre
2023

MATHEUS FREITAS MILBRADT

ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA LOJA COMERCIAL

Trabalho de conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário Ritter dos Reis, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel.

Orientador: Msc. Alex Koch de Almeida.

Porto Alegre
2023

MATHEUS FREITAS MILBRADT

ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA LOJA COMERCIAL

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Ritter dos Reis.

Porto Alegre, RS, Junho de 2023.

Professor e Orientador: Msc. Alex Koch de Almeida
Centro universitário Ritter dos Reis

Coordenador da Área do Campus do Aluno: Me. Lisandro Martins da Silva
Centro universitário Ritter dos Reis

RESUMO

No campo da geotecnia, em se tratando de fundações, existem diversos tipos de soluções para que se atendam às demandas construtivas. Faz-se necessário saber corretamente qual solução usar para cada tipo de solo. Existem dois grandes grupos de fundações: as rasas e as profundas. As rasas transmitem as cargas pela sua base; quanto às profundas, essas transmitem também pela base, mas principalmente pelo seu fuste em atrito com o solo. Este trabalho busca analisar um projeto de estacas e blocos de coroamento já existente e executado, e propõe uma solução em projeto do tipo sapata para comparar em termos de custo e desempenho se este atenderia de igual ou melhor modo a demanda de cargas da estrutura. Para o dimensionamento geotécnico da solução proposta, é analisado o estudo do solo, calculando-se as tensões admissíveis com base nos resultados do boletim do SPT (*Standard Penetration Test*). Verificam-se as cargas de projeto juntamente com as majorações e verificações com o auxílio dos métodos semiempíricos e após definidas as dimensões da sapata, foi realizado o dimensionamento estrutural utilizando o método das bielas e tirantes. Por fim, é feito o levantamento do quantitativo de materiais e serviços para a execução da solução com base no SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), e comparam-se as duas soluções para definir qual desempenha o melhor papel em termos de custo-benefício. Observou-se, pois, que a melhor solução para a edificação em estudo foi o método de Blocos sobre Estacas, custando este menos da metade do valor em comparação com o método por Sapatas.

Palavras-chave: Fundação. Estacas. Sapata. Bielas e tirantes.

ABSTRACT

In the field of geotechnics, when it comes to foundations, there are several types of solutions to meet constructive demands. It is necessary to know correctly which solution to use for each type of soil. There are two major groups of foundations: shallow and deep. The shallow ones transmit the loads through their base; as for the deep ones, they also transmit through the base, but mainly through their stem in friction with the ground. This paper seeks to analyze an already existing and executed design of piles and crowning blocks, and proposes a shoe footing design solution to compare in terms of cost and performance if it would meet the load demand of the structure in the same or better way. For the geotechnical dimensioning of the proposed solution, the study of the soil is analyzed, calculating the admissible stresses based on the results of the SPT bulletin (Standard Penetration Test). The design loads are verified along with the increases and verifications with the aid of semi-empirical methods and after defining the dimensions of the footing, the structural dimensioning is carried out using the strut and tie method. Finally, a survey is made of the quantity of materials and services for the execution of the solution based on SINAPI (National Research System of Civil Construction Costs and Indexes), and the two solutions are compared to define which one plays the best role in terms of cost-benefit. It was observed, therefore, that the best solution for the building under study was the method of Blocks on Stakes, costing less than half the price when compared to the Shoe Footing method.

Keywords: Foundation. Piles. Shoe Footing Design. Strut and Tie Method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURAS

Figura 1 - Bloco de Fundação 14
Figura 2 - Sapata isolada 15
Figura 3 - Viga de Fundação 15
Figura 4 - Bloco de Fundação 16
Figura 5 - Amostrador Terzaghi 19
Figura 6 - Sistema de Tripé SPT 19
Figura 7 - Sistema de Avanço com Percolação de Água no PT 20
Figura 8 - Capacidade de Carga 22
Figura 9 - Sapata em planta 25
Figura 10 - Ângulo β e balanço C..... 26
Figura 11 - Detalhes construtivos para sapata 26
Figura 12 - Tensões na sapata para excentricidades ≤ 1/6 28
Figura 13 - Tensões na sapata para excentricidades ≥ 1/6 28
Figura 14 – Ábaco para determinação das tensões máximas nas sapatas retangulares rígidas para ação com dupla excentricidade 29
Figura 15 - Forças representantes do peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata 29
Figura 16 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal 33
Figura 17 - Região comprimida na seção transversal da sapata 36
Figura 18 - Momento da região comprimida na seção transversal da sapata 37
Figura 19 - Cálculo do esforço de tração pelo método biela tirante 39
Figura 20 - Tensão de cisalhamento na sapata 40
Figura 21 - Localização da Obra 43
Figura 22 - Locação de Furos 44
Figura 23 - Boletim de sondagem SPT 45
Figura 24 - Projeto Arquitetônico de Implantação (Loja 1 e Loja 2) 46
Figura 25 - Bloco sobre estacas do Pilar 1..... 46
Figura 26 - Sapata em planta 49
Figura 27 - Corte BB 49
Figura 28 - Corte AA 50

QUADROS

Quando 1 - Estacas 47
Quadro 2 - Bloco de Coroamento 47
Quadro 3 - Tabela de Cargas do Pavilhão 48
Quadro 4 - Sapatas Calculadas 50
Quadro 7 - Relação aço e concreto das sapatas calculadas..... 51
Quadro 6 - Custo de Projeto de Sapatas 52
Quadro 7 - Custo de Projeto de Bloco sobre Estacas 52

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 09

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA 10

1.2 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA 10

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA 10

1.3.1 Objetivo geral 10

1.3.2 Objetivos específicos 10

1.4 JUSTIFICATIVA 11

2 DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE FUNDAÇÃO 12

2.1 TIPOS DE FUNDAÇÃO 13

2.1.1 Fundações rasas ou superficiais 13

2.1.2 Fundações Profundas 15

2.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO 17

2.2.1 Sondagens e Percussão 18

2.2.1.1 *Standard Penetration Test* (SPT) 18

2.2.1.2 Capacidade de Carga 22

3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE SAPATAS 24

4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL 31

4.1 ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA **31**

4.2 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS SOB FLEXÃO NORMAL 32

5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO NA SEÇÃO TRANSVERSAL 33

5.1 MOMENTO SOLICITANTE EM SAPATA RÍGIDA ISOLADA 35

5.1.1 Método de Cálculo Usado para Vigas 35

5.2 MÉTODO BIELA TIRANTE 38

5.3 TENSÕES DE CISALHAMENTO 39

6 SINAPI 41

7 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS 42

7.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA 42

8 ESTUDO DE CASO 43

8.1 INFORMAÇÕES DE SONDAGEM 43

8.1.1 Sondagem 44

8.2 INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA 46

8.2.1 Cargas de Pavilhão 47

8.3 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES POR SAPATAS 48

8.4 CUSTO COMPARATIVO 51

8.4.1 Custo do Projeto em Sapatas..... 51

8.4.2 Custo de Projeto de Bloco sobre Estacas 52

CONCLUSÃO 53

REFERÊNCIAS 55

ANEXOS..... 56

1 INTRODUÇÃO

Fundações são estruturas que suportam e transmitem cargas ao solo, provenientes de edificações ou de estruturas a que se destinam. Existem vários tipos de fundações dentre os dois grandes grupos de fundações rasas e fundações profundas (HACHICH, 1998). A escolha adequada depende das cargas suportadas pelas fundações, do tipo de solo assentado, da resistência do solo e de diversos outros fatores abordados neste trabalho.

As cargas que a fundação suporta são definidas na etapa de projeto pelo engenheiro projetista, utilizando-se de métodos de cálculo que dimensionam a estrutura geotecnicamente e estruturalmente. Já a resistência do solo, as características e os parâmetros deste são coletados por ensaios de campo e analisados em laboratório pelo engenheiro geotécnico.

O projeto e execução de fundações requer conhecimento nas áreas da geotecnia e do cálculo estrutural. Quando se projeta uma estrutura, supõe-se que os apoios serão indeslocáveis. Na prática, quando carregamos uma estrutura, temos a deformação do solo que resulta em um deslocamento vertical (recalque), horizontal e rotacional, chegando-se assim ao conhecido problema de interação solo-estrutura. Partindo-se deste pressuposto, o projetista de fundações deverá escolher a melhor opção, levando em consideração o custo-benefício e o desempenho da fundação num determinado solo. É importante salientar também, nas palavras de Rebello (2008), que não basta somente escolher quanto ao custo e aos fatores técnicos, deve-se levar em consideração também a experiência do projetista.

Velloso e Lopes (2004), sobre a importância das fundações, dizem que:

> Não se erra ao se dizer que, dentro da Engenharia Civil, a especialização em fundações é a que requer maior vivência e experiência. As fundações são a parte mais importante da edificação, pois são elas que suportam todas as cargas provenientes das estruturas, seu próprio peso e as cargas decorrentes de seu uso. Muitos engenheiros negligenciam nesta etapa da construção, às vezes por falta de conhecimento na área de fundações e mecânica dos solos, e outras vezes por não saberem da real importância em evitar acidentes graves, provenientes de erros de projeto e análise. (VELLOSO E LOPES, 2004, p.2)

Este trabalho ajuda na compreensão dos tipos de fundações, métodos de cálculo para fundação do tipo sapata e ensaios de campo.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Considerando que a melhor escolha do tipo de fundação, em se pensando na estabilidade de uma estrutura, depende da análise das características do solo e da interação solo-estrutura, este trabalho propõe-se buscar por respostas para a seguinte questão norteadora: para uma loja comercial situada na cidade de Viamão/RS, considerando o solo local e a magnitude das cargas da estrutura, entre as soluções em Bloco sobre estacas e Sapatas, qual delas apresenta o melhor custo-benefício?

1.2 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa delimita-se em propor uma solução em fundações do tipo sapata e comparar, em termos de custo, com uma solução existente em bloco sobre estacas, para uma loja comercial situada na cidade de Viamão/RS, considerando um boletim de sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) do local, bem como a planta de cargas do projeto estrutural da edificação.

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos do presente trabalho foram divididos em objetivo geral e objetivos específicos, os quais são apresentados a seguir.

1.3.1 Objetivo geral

O propósito deste trabalho é elaborar um projeto de fundações do tipo sapata para loja comercial em Viamão/RS e comparar com um projeto de blocos sobre estacas já existentes, levantando os custos de cada solução e apontando qual seria dentre elas a mais viável economicamente.

1.3.2 Objetivos específicos

Dentre os objetivos específicos deste trabalho, estão:

- Analisar o SPT (Standard Penetration Test) existente para verificar a resistência do solo;

- Calcular as tensões admissíveis do solo usando o método adequado para o tipo de solo fornecido no SPT;
- Elaborar um projeto do tipo sapatas, calculando e detalhando a estrutura da fundação de concreto armado;
- Elaborar uma planilha de custos com todas as etapas construtivas utilizando o SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil);
- Comparar o projeto elaborado com o projeto existente de blocos sobre estacas em termos de custo;

1.4 JUSTIFICATIVA

Este trabalho justifica-se pela vontade de projetar uma fundação do tipo sapata e comparar com um projeto de fundações já existente, entendendo todos os processos que se façam necessários para sua elaboração, dimensionamento e garantia de estabilidade. Outra motivação também para a elaboração deste trabalho foi unir os conhecimentos adquiridos na graduação para que se possa iniciar o primeiro projeto de fundações com assertividade e segurança.

2 DEFINIÇÃO DE FUNDAÇÕES

Em se tratando de edificações e estruturas de obra civil, todas estas possuem um peso próprio e cargas suportadas devido ao seu uso, cargas estas que são descarregadas ao solo através de um elemento denominado “Fundação”. Azeredo (1988) define fundações como:

> (...) elementos estruturais que têm por finalidade transmitir as cargas das edificações, obras de arte, máquinas, equipamentos etc., para as camadas resistentes do subsolo, garantindo a segurança, a estabilidade e a funcionalidade das construções. (AZEREDO, 1988, p. 7)

A definição de Azeredo vem ao encontro do que a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) também defende quando menciona, em sua norma 6122, que fundações são elementos estruturais responsáveis pela transmissão das cargas ao solo, sempre levando em consideração a segurança, a rigidez e a estabilidade (ABNT, 2019).

Também é válido salientar uma observação de Peck, Hanson e Thornburn (1974) que dizem que as deformações passadas da estrutura para a fundação, e posteriormente ao solo, não devem causar deformações excessivas ou assentamentos diferenciais. Assim pode-se concluir que o objetivo das fundações é receber toda a carga das estruturas e descarregar ao solo com segurança.

Uma boa solução de fundação é aquela que primordialmente atenda às condições técnicas e de custos de obra. De acordo com Alonso (1983), devem ser conhecidos os seguintes elementos para auxiliar na escolha do tipo de fundação: a) proximidade dos edifícios limítrofes bem como seu tipo de fundação e estado delas; b) natureza e características do subsolo no local da obra; c) grandeza das cargas a serem transmitidas à fundação; d) limitação dos tipos de fundações existentes no mercado. Outros pontos importantes a se considerar no que tange a escolha da fundação para um projeto é o nível do lençol freático, sua posição e seu comportamento ao longo do tempo, e a possibilidade de economia em fundações quando usamos solos que permitam compensação do peso da edificação com o do solo retirado (REBELLO, 2008). Segundo Alonso (1983), o problema é resolvido por eliminação, deve-se atentar às soluções disponíveis que melhor atendam ao caso e que seja a opção mais econômica dentre todas comparadas.

2.1 TIPOS DE FUNDAÇÃO

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou diretas) e fundações profundas. A diferenciação entre estes dois tipos é feita segundo o critério de que uma fundação profunda é aquela cuja ruptura da base não atinge a superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, até duas vezes sua menor dimensão, a norma 6122 (ABNT, 2019) estabeleceu que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes a sua menor dimensão, e a pelo menos 3m (três metros) de profundidade (HACHICH, 1998).

2.1.1 Fundações rasas ou superficiais

A ABNT, em sua norma 6122, afirma que

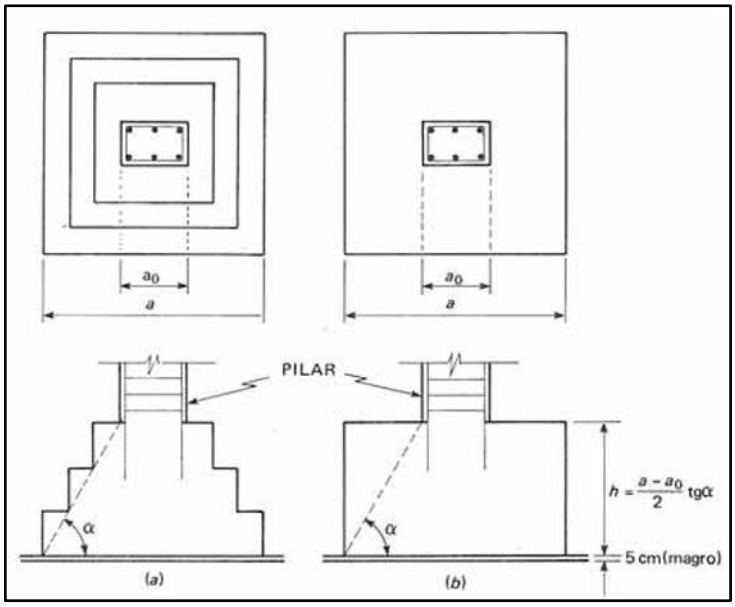
> Os elementos de fundação que transmitem carga ao solo através das tensões por sua base são caracterizados como fundações rasas ou superficiais, sua profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. (ABNT, 2019, p. 5).

Já Alonso (1983) complementa também o assunto, afirmando que são fundações rasas aquelas que se apoiam logo abaixo da infraestrutura e que se caracterizam pela transmissão da carga ao solo, através de pressões que são distribuídas por sua base. Os blocos de fundação e as sapatas estão incluídos como parte deste grupo.

Em relação aos blocos de fundação, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), eles podem ser feitos de concreto ou outros materiais como alvenaria ou pedras, e ser dimensionado a fim de que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material, sem a necessidade de armadura.

Em outras palavras, os blocos são elementos rígidos de concreto simples ou concreto ciclópico (portanto não armado), dimensionados de maneira a absorver as tensões de tração pelo próprio concreto (ALONSO, 1983). Na figura 1, podemos observar brevemente como funciona a configuração de um bloco de fundação.

Figura 1 – Bloco de Fundação

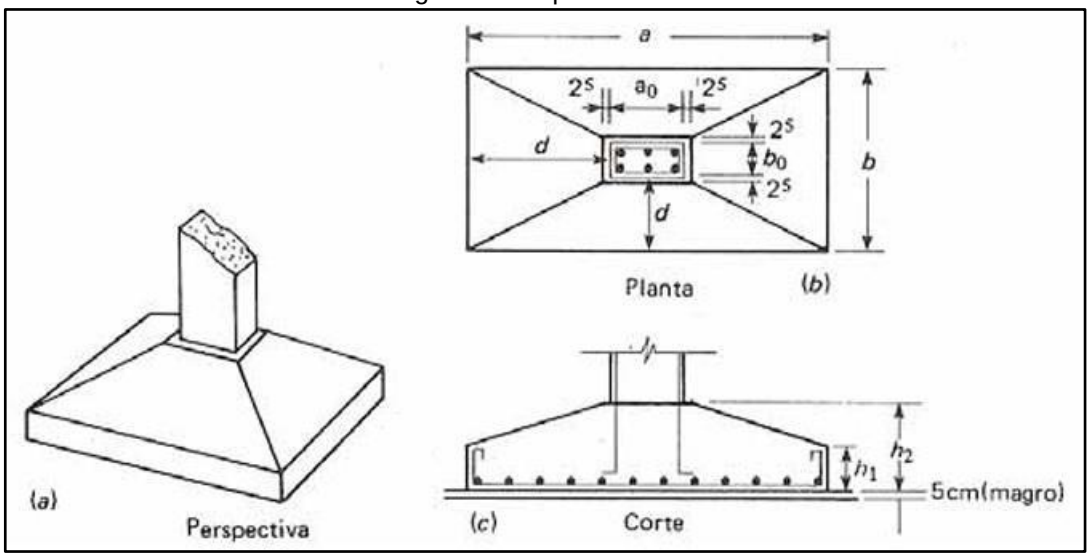


Fonte: Alonso, 1983.

Diferente do bloco de fundação, ainda segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as sapatas são armadas e dimensionadas de modo que as tensões de tração nelas resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Outro ensinamento sobre sapatas, de acordo com Alonso (1983), é que elas têm alturas reduzidas em relação às dimensões de suas bases e que se caracterizam principalmente por trabalhar à flexão, conforme figura 2.

Existem três tipos de sapatas: sapata isolada (sapata que recebe a carga somente de 1 pilar), sapata corrida (quando é comum a mais de um pilar e os centros estão alinhados) e sapata associada (quando a sapata é comum a vários pilares, mas os centros em planta não estão alinhados) (ALONSO, 1983).

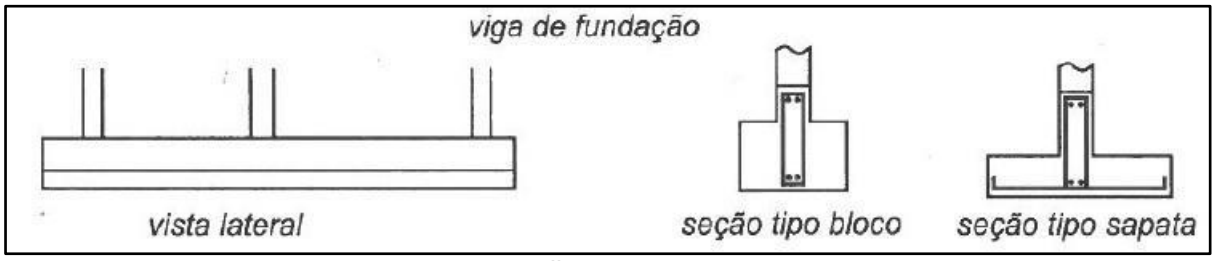
Figura 2 – Sapata Isolada



Fonte: Alonso, 1983.

A viga de fundação, por sua vez, é o elemento de fundação superficial que recebe a carga de um ou vários pilares, cujos centros em planta estão alinhados, conforme figura 3.

Figura 3 – Viga de Fundação



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

2.1.2 Fundações Profundas

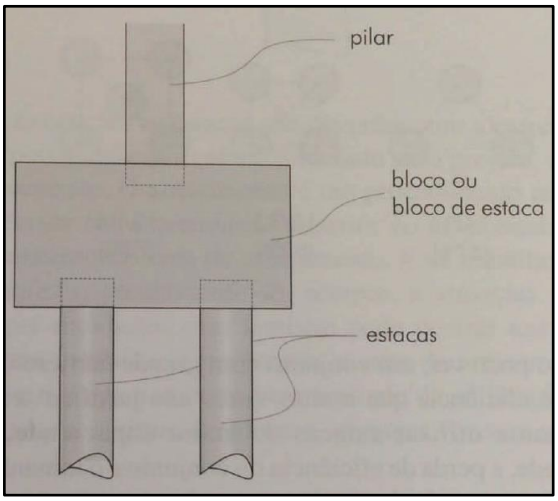
Diferentemente das fundações rasas que só transmitem carga ao solo por sua base, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações profundas podem transmitir as cargas ao solo ou pela sua base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0m.

Dentre os elementos de fundação profunda, encontra-se a estaca que é definida como um elemento executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores (ABNT, 2019).

As estacas, por sua vez, se subdividem em estacas de deslocamento estacas de substituição (onde estão as estacas escavadas em geral). As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas ao solo sem que haja qualquer tipo de retiradas de solo, podem ser de concreto pré-moldado, podem ser de madeira, metálicas, de concreto apiloadas ou até mesmo de concreto fundido com um tubo de revestimento de aço cravado com ponta fechada. Já as estacas de substituição, uma vez que são executadas o solo no espaço em que a estaca vai ocupar é removido, causando um nível de redução nas tensões horizontais geostáticas (VELLOSO, 2010). Após a escavação as estacas são concretadas in loco (HACHICH, 1998).

Nas fundações diretas, as cargas da superestrutura são diretamente transmitidas ao solo através das sapatas. Nas fundações profundas, isto não é possível. Por exemplo, como seria transmitida a carga de um pilar, para mais de uma estaca? Para isso utiliza-se um elemento de ligação entre os pilares e as estacas, chamado de bloco de fundação, conforme figura 4, que consiste em um bloco rígido de concreto armado. A geometria do bloco depende do número de estacas em que este irá ser apoiado (REBELLO, 2008).

Figura 4 - Bloco de Fundação



Fonte: REBELLO, 2008.

2.2 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

Para que se tenha uma boa concepção de um projeto de fundações e para evitarmos acidentes é essencial que se saiba as características do solo no terreno onde a estrutura será construída, conforme explicita Rebello (2008) abaixo:

> O conhecimento das características físicas do solo é muito importante, não só para a escolha do tipo de fundação e seu dimensionamento, o que é bastante óbvio, como também para a determinação de "acidentes", tais como a existência de água, de matacões e de vazios que possam influenciar o próprio processo construtivo. (REBELLO, 2008, p.27)

A obtenção das amostras ou a utilização de algum outro tipo de processo para a identificação e classificação do solo exige a execução de ensaios no local. A determinação das propriedades de engenharia, em princípio, tanto pode ser feita por ensaios no laboratório quanto por ensaios no local.

O primeiro passo, pois, para uma investigação adequada do subsolo é definir o tipo de programa a se utilizar, que irá definir as etapas da investigação e os objetivos a serem alcançados, de acordo com Velloso e Lopes (2004), as etapas são:

a) Investigação preliminar, nesta etapa objetiva-se conhecer as principais características do solo. Em geral são executadas apenas sondagens a percussão, salvo em casos em que se sabe a *priori* da ocorrência de blocos de rocha que precisam ser ultrapassados, então solicitam-se sondagens mistas.
b) Investigação complementar ou de projeto, procuram-se esclarecer as feições relevantes do subsolo e caracterizar as propriedades dos solos mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações.
c) Investigação para a fase de execução, deve ser indicada e acompanhada pelo projetista e poderá ser ampliada pelo responsável de execução da obra. Ela visa confirmar condições de projeto em áreas críticas da obra ou também pela variação dos solos na obra, outra necessidade de investigação pode vir da dificuldade de executar o tipo de fundação. Em qualquer dos casos o projetista deve acompanhar as investigações ou pelo menos ser colocado a par dos resultados relevantes.

Os principais processos de investigação de subsolo para fins de projeto de fundações de estruturas são: poços, sondagens a trado, sondagens a percussão (SPT), sondagens rotativas, sondagens mistas, ensaio de cone (CPT) e ensaio

pressiométrico (PMT), abordaremos somente as sondagens a percussão neste trabalho, pois foi o método utilizado para os estudos deste.

2.2.1 Sondagens a percussão

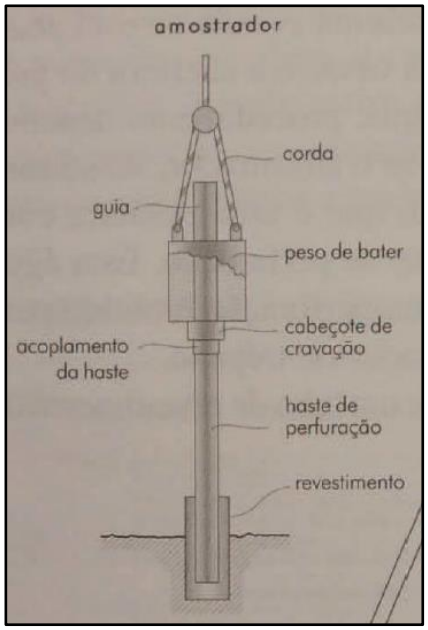
De acordo com Rebello (2008), as sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. Caso o solo não esteja estável, pode ser feito o revestimento para prosseguir com a perfuração, eventualmente pode se usar um pouco de bentonita a água. Em casos de solo estável, não é necessário revestimento, a perfuração avança conforme o solo desagregado, com o auxílio de um trépano, é removido por circulação de água. Este ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

2.2.1.1 *Standard Penetration Test* (SPT)

A sondagem SPT é muito utilizada em obras de pequeno e médio porte, devido ao seu custo baixo em relação à totalidade das obras e resultados ótimos para ser assertivo no dimensionamento adequado de um projeto de fundações. Trata-se de um processo de sondagem padronizado internacionalmente, de forma que seus resultados podem ser interpretados por qualquer um que conheça seus métodos. A norma brasileira é regulamentada pela NBR 6484 (ABNT, 2001). A sondagem é realizada com um tripé, um martelo padronizado (peso) de 65 kgf que é levantado a 75 cm e depois solto para que bata no amostrador de nome "amostrador Terzaghi" e faça-o penetrar no solo conforme figura 5 e figura 6. Esse amostrador é um tubo de aço de 2" de diâmetro externo e 1 3/8" de diâmetro interno. O amostrador é fixado em uma haste de 1" que vai sendo emendada por rosqueamento conforme o amostrador vai sendo penetrado no solo. Após o término da sondagem, é determinada uma cota de furo levando em consideração um nível de referência físico, como por exemplo um ponto da calçada ou nível da rua (REBELLO, 2008).

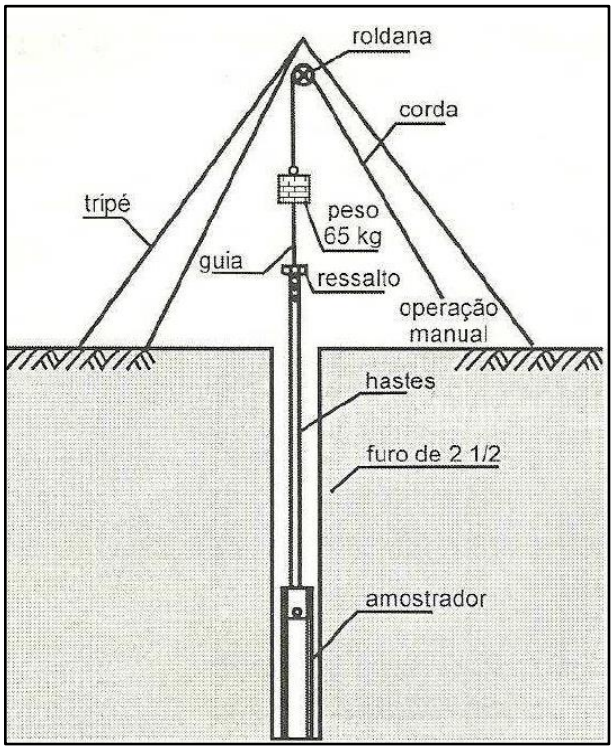
Após a instalação do tripé, inicia-se o furo com o auxílio de uma pá cavadeira (REBELLO, 2008).

Figura 5 – Amostrador Terzaghi



Fonte: Rebello, 2008.

Figura 6 – Sistema de Tripé SPT



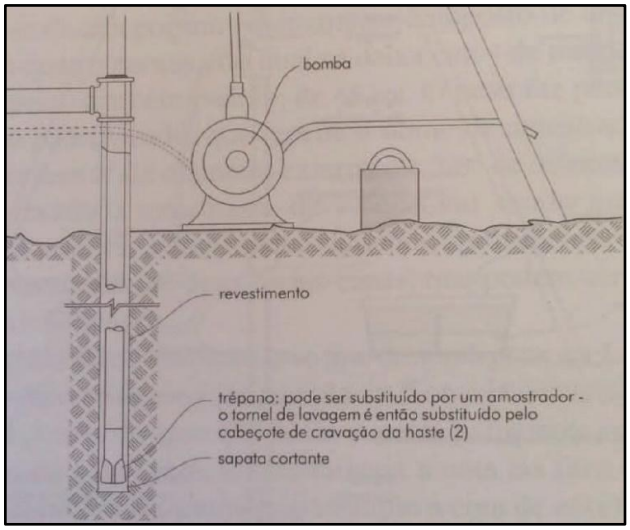
Fonte: Schnaid, 2000.

Após a abertura de um furo de 1m (um metro) de profundidade, o amostrador tem sua ponta apoiada no fundo do furo. Após isso, inicia-se o processo padronizado

de sondagem SPT: o peso é levantado a uma distância de 75cm e solto para golpear o amostrador até cravá-lo a uma profundidade total de 45 cm, cada 15 cm cravados, contam-se o número de golpes para cada camada. Interessa somente o número de golpes dos últimos 30 cm finais de cada metro perfurado: esse valor chama-se NSPT. Com este número, pode-se determinar a resistência, a consistência, a capacidade e a coesão do solo. A cada metro perfurado, são recolhidas amostras de solo retidas no amostrador. Estas amostras são classificadas visualmente quanto a sua granulometria. Prossegue-se a sondagem cravando os pré furos (na profundidade de um metro, antes de cravar o amostrador) com um trado rotativo (broca).

Quando não se é mais possível atravessar o material perfurado em função deste não apresentar mais coesão ou por estar abaixo do nível d'água, o trado não consegue mais cavar e a abertura do pré furo é feita mediante circulação de água, procedimento denominado “avanço com percolação de água”. Retira-se o amostrador e substitui-o por uma ferramenta chamada trépano (ponteira com hastes cortantes e furos que possibilitam a passagem de água) conforme figura 12. Injeta-se água através da haste de perfuração. O avanço acontece pela água que amolece o solo e pela rotação do trépano. Quando o solo a ser atravessado for instável usa-se um tubo de revestimento de diâmetro 2 ½ polegadas (REBELLO, 2008).

Figura 7 – Sistema de Avanço com Percolação de Água no SPT



Fonte: REBELLO, 2008.

Sempre que for detectada presença de lençol freático, deve-se esperar que o nível d'água se estabilize para medir e anotar sua profundidade. São raras as

situações que ocorrem, mas além dos lençóis freáticos podem ocorrer os aquíferos suspensos, que são bacias de água dentro do solo em função de camadas de solo impermeáveis. Se porventura não forem detectados na sondagem, podem criar surpresas desagradáveis durante a execução das fundações (REBELLO, 2008).

O nível do lençol freático deve ser datado, e acompanhado suas oscilações ao longo do ano em consequência do regime de chuvas. Todas as informações obtidas na sondagem são registradas em uma caderneta de campo e após planilhadas em um documento chamado de perfil de sondagem (REBELLO, 2008).

O perfil de sondagem é graduado de metro em metro. Nele são mencionados os números de golpes a cada 15cm, de um total de 45cm penetrados pelo amostrador. A cada metro é mostrado tipo de solo, características de cor, consistência, compacidade, nível d'água e respectiva data da sondagem (REBELLO, 2008).

É importante lembrar que alguns perfis de sondagem apresentam diretamente o número de golpes para os últimos 30 cm, ou seja, o NSPT, pelo qual se poderá determinar a resistência do solo. Quando o número de golpes é representado por uma fração, por exemplo 5/18, significa que foi preciso dar 5 golpes para cravar 18cm de amostrador (e não os 15cm ou 30cm padronizados), o que evita a interpretação errada dos resultados. Quando o valor do NSPT for igual a zero, significa que o amostrador enterrou no solo sem precisar de nenhum golpe, com seu próprio peso ele afundou (REBELLO, 2008).

A quantidade de sondagens a serem executadas em uma obra devem atender aos critérios da norma brasileira de número 8036. O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. A quantidade deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, das variações das camadas do subsolo do local em estudo. Deverá ser executado no mínimo um furo a cada 200m², para áreas de projeção da edificação até 1200m². Deverá ser executado um furo adicional, a cada 400m², para áreas de projeção entre 1200m² até 2400m². Para projeções acima de 2400m², deverá ser estudado cada caso, respeitando-se os mínimos exigidos pelos critérios anteriores. Nos casos em que não se tem ainda a disposição em planta dos edifícios, como nos estudos de viabilidade e de escolha de local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100m com um mínimo de 3 sondagens (ABNT, 1983).

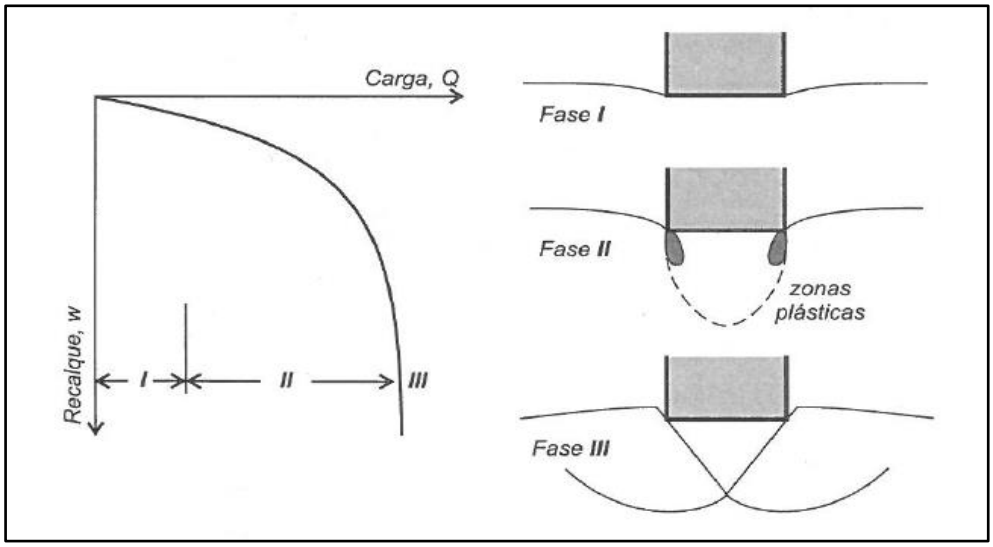
2.2.1.2 Capacidade de Carga

Outro ponto crucial a ser considerado é a capacidade da carga. Na execução de qualquer tipo de obra civil, as cargas sempre serão descarregadas no solo através das fundações, sejam elas rasas ou profundas. Portanto, para uma sapata de concreto armado suficientemente resistente, a capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada. Tem o mesmo significado de capacidade de suporte, expressão usada por alguns autores (CINTRA, 2011).

Nas palavras de Cintra (2011):

> A essa capacidade de carga geotécnica está associado um mecanismo de ruptura, de diferentes características, que num extremo, configura uma ruptura do tipo frágil, em que a sapata pode girar, levantando uma porção de solo para cima da superfície do terreno. No outro extremo, estabelece uma ruptura do tipo dúctil, caracterizada por deslocamentos significativos da sapata para baixo, sem desaprumar. (CINTRA, 2011, p. 22)

Figura 8 - Capacidade de Carga



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

A tensão admissível é a máxima tensão que um solo resiste, suportando deformações que serão, com segurança, absorvidas pela superestrutura que se apoia na fundação (MORAES, 1976).

De acordo com Cintra (2003), citando a NBR 6122, tensão admissível em fundações por sapatas é a tensão aplicada ao solo que provoca apenas recalques em que a construção suporte sem causar inconvenientes e que oferece simultaneamente

segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural.

Existem quatro maneiras de se calcular as tensões admissíveis do solo, segundo a norma 6122 (ABNT, 2019), são elas: métodos teóricos, métodos empíricos, provas de carga e métodos semiempíricos.

Neste trabalho abordaremos os métodos semiempíricos, a expressão métodos semiempíricos deve-se à introdução de correlações para definição das propriedades de deformação dos solos. São métodos que relacionam resultados de ensaio (tais como SPT e outros) com tensões admissíveis. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos (CINTRA, 2011).

No meio técnico brasileiro, conforme cita Cintra (2011), é conhecida a seguinte regra para obter a tensão admissível em fundações diretas por sapatas, em função do índice de resistência à penetração do SPT:

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt}{50} + q\ (Mpa) \tag{1}$$

Para valores de Nspt igual ou maior que 5 e menor ou igual a 20. Em que Nspt é o valor médio no bulbo de tensões e a parcela correspondente à sobrecarga “q” pode ou não ser considerada.

3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE SAPATAS

O dimensionamento de sapatas, ou seja, a escolha de suas dimensões, depende de diversos fatores e verificações importantes para que se tenha estabilidade e segurança. De acordo com Alonso (1983), a área da base de um bloco de fundação ou de uma sapata, quando sujeita apenas a uma carga vertical, é calculada pela expressão:

$$A = a * b = \frac{P+pp}{\sigma_s} \quad (2)$$

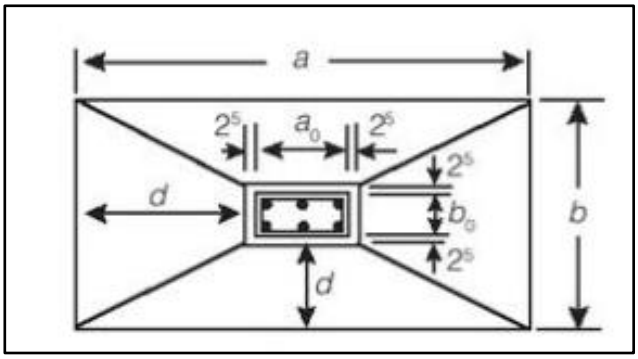
Em que:
P = carga proveniente do pilar
pp = peso próprio do bloco ou da sapata
σs = tensão admissível do solo
a = maior dimensão sapata
b = menor dimensão da sapata (ALONSO, 1983)

Como o peso próprio da sapata depende de suas dimensões e estas, por sua vez, dependem do peso próprio da sapata, o problema só pode ser resolvido por tentativas, estima-se um valor do peso próprio e com este valor dimensiona-se a sapata. A seguir verifica-se se o peso próprio real é menor ou igual ao valor estimado, caso contrário, repete-se a operação. Na grande maioria dos casos, o valor do peso próprio é pouco significativo, e sua não utilização está dentro das imprecisões da estimativa do valor da *σs*. Sendo assim, é comum não se utilizar o valor do *pp* de modo que a área é calculada por:

$$A = a * b = \frac{P}{\sigma_s} \quad (3)$$

É valido salientar que a NBR 6122 (ABNT, 2019) considera acrescentar o peso próprio da sapata ou no mínimo 5% da carga vertical permanente no cálculo. Já com o valor da área definida, a escolha do par de valores para *a* e *b*, no caso de sapatas isoladas deve ser feita de modo que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de gravidade do pilar; a sapata não deve ter nenhuma dimensão menor de 60cm; sempre que possível, a relação entre os lados *a* e *b* devem ser menor, ou, no máximo igual a 2,5; sempre que possível, os valores *a* e *b* devem ser escolhidos de modo que os balanços da sapata, em relação as faces do pilar (valor *d* da figura 9) sejam iguais nas duas direções (ALONSO, 1983).

Figura 9 – Sapata em planta



Fonte: Alonso, 1983.

Sendo a sapata retangular (normalmente usada quando se tem pilares retangulares), para que a relação entre as dimensões A e B (dimensões sapata) seja mais econômica, os momentos fletores em relação as faces *a* e *b* (dimensões pilar) devem ser iguais. Para isso é necessário a seguinte relação:

$$A - B = a - b \tag{4}$$

$$S_{sap} = A * B \ (área\ da\ sapata) \tag{5}$$

Resolvendo o sistema de equações acima, tem-se (REBELLO, 2008):

$$B = \frac{(b-a)}{2} + \sqrt{\frac{(b-a)^2}{4} + S_{sap}} \tag{6}$$

$$A = \frac{S_{sap}}{B}\ ou\ A - B = a - b \tag{7}$$

Para que uma sapata seja considerada rígida, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), ela deve ser verificada nas duas direções conforme equação:

$$h \geq \frac{a-ap}{3} \tag{8}$$

Onde:

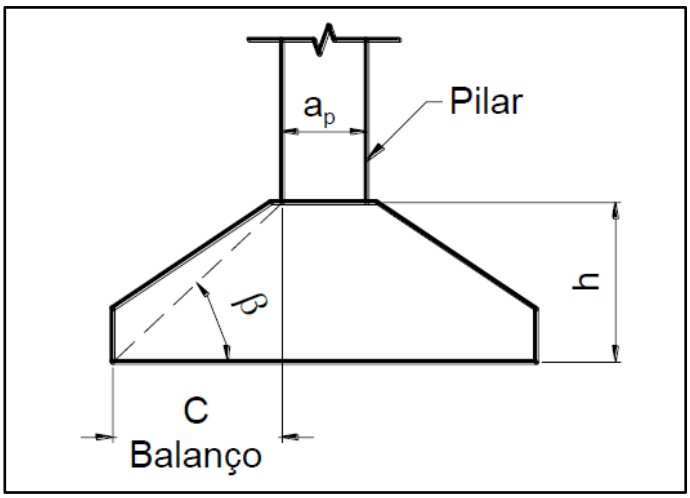
h = altura sapata

a = é a dimensão da sapata em uma determinada direção

ap = é a dimensão do pilar na mesma direção

Para Montoya (1971) a definição de sapata rígida deve ter seu ângulo β ≥ 45º conforme figura 10:

Figura 10 – Ângulo β e balanço C

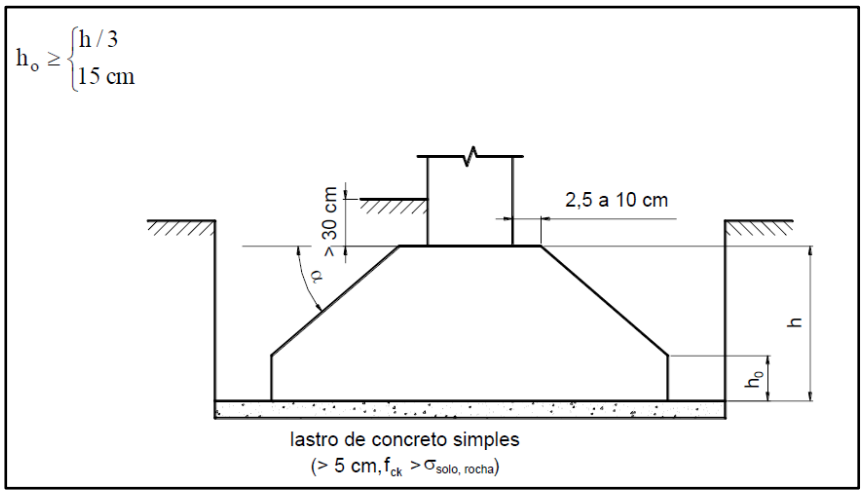


Fonte: Bastos, 2019.

Bastos (2019) defende que:

> A superfície de topo da sapata deve ter um plano horizontal (mesa) maior que a seção transversal do pilar, com pelo menos 2,5 ou 3 cm, que facilita a montagem e apoio da forma do pilar conforme figura [11]. Para evitar a possível ruptura nos lados da sapata é importante executar as faces extremas em superfície vertical, com a seguinte sugestão para h0: (BASTOS, 2019, p.17)

Figura 11 – Detalhes construtivos para sapata



Fonte: Bastos, 2019.

O ângulo de inclinação da sapata deve ser preferencialmente igual ou menor que 30º, que é ângulo de talude natural do concreto fresco, evitando-se, assim, a necessidade de construção de formas para a sapata (BASTOS, 2019).

Conhecidas as dimensões da sapata (carga centrada e momentos fletores em planos ortogonais) partindo-se de carga atuante P e da tensão admissível do solo F, é necessária a determinação das tensões resistentes e das excentricidades para as situações que podem ocorrer (MORAES, 1976). A equação da excentricidade é sapata é dada por:

$$eA = \frac{Ma+Ha*h}{P*1,05} \quad eB = \frac{Mb+Hb*h}{P*1,05} \tag{9}$$

Sendo:

eA = excentricidade na maior dimensão da sapata

eB = excentricidade na menor dimensão da sapata

Mb = momento fletor na direção b

Ma = Momento fletor na direção a

Hb = força horizontal na direção b

Ha = Força horizontal na direção a

H = altura da sapata

P = carga atuante que é multiplicada pelo coeficiente 1,05 que representa o peso próprio da estrutura.

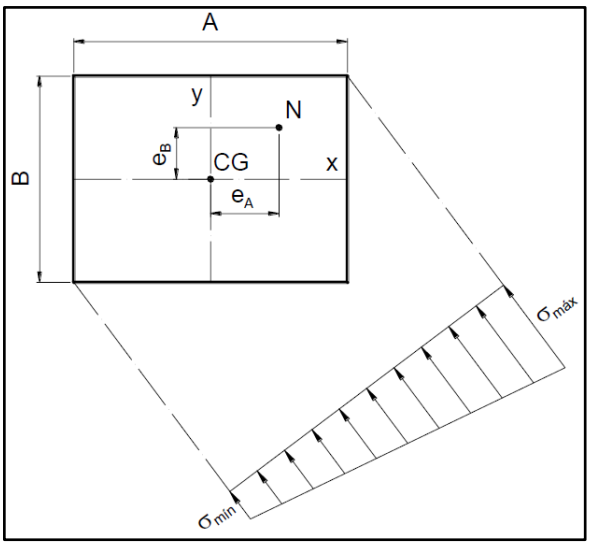
Após feito o cálculo das excentricidades deve se verificar as tensões atuantes na base da sapata, quando temos:

$$\frac{eA}{A} + \frac{eB}{B} \leq \frac{1}{6} \tag{10}$$

Para este caso, temos as tensões máximas e mínimas apresentadas na figura 12 (BASTOS, 2019):

$$\sigma_{Max} = \frac{P}{A*B}\left[1 + \frac{6eA}{A} + \frac{6eB}{B}\right]; \ \sigma_{min} = \frac{P}{A*B}\left[1 - \frac{6eA}{A} - \frac{6eB}{B}\right] \tag{11}$$

Figura 12 – Tensões na sapata para excentricidades ≤ 1/6



Fonte: Bastos, 2019.

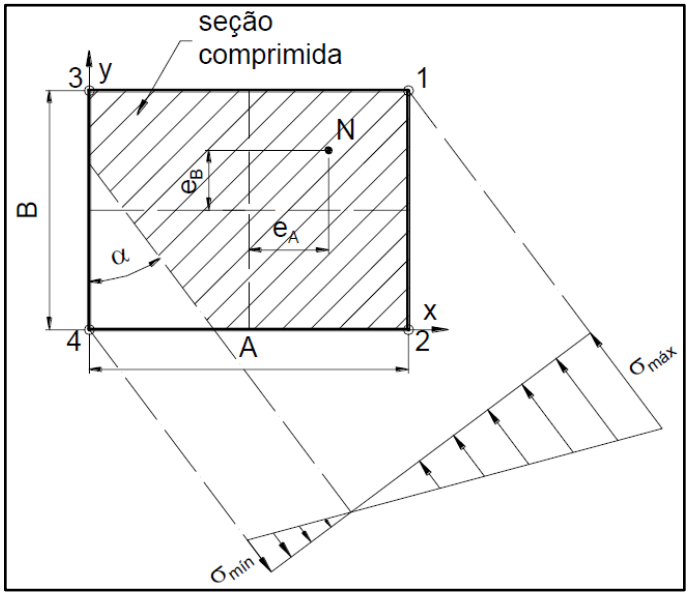
Quando tivermos:

$$\frac{eA}{A} + \frac{eB}{B} \geq \frac{1}{6} \tag{12}$$

As tensões máximas representadas na figura 13, de acordo com Bastos (2019), são dadas por:

$$\sigma_{Max} = \sigma 1 = \frac{P}{K_1 * A * B};\ \sigma_{min} = \sigma 4 = K_4 * \sigma 1\ ;\ \sigma_{min} < 0 \tag{13}$$

Figura 13 – Tensões na sapata para excentricidades ≥ 1/6



Fonte: Bastos, 2019.

K1 e K4 são determinadas no ábaco mostrado na figura 14. Num ponto qualquer de coordenadas (x,y) a tensão é:

$$\sigma_{min} = \sigma 4 + (\sigma 1 - \sigma 4)\frac{\frac{x}{A}+\frac{y}{B}\left[\frac{B}{A}tg\propto\right]}{1+\frac{B}{A}tg\propto} \tag{14}$$

Figura 14 – Ábaco para determinação das tensões máximas nas sapatas retangulares rígidas para ação com dupla excentricidade

e_y/b \ e_x/b	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
0,00	1,00	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,22	2,38	2,56	2,78	3,03	3,33	3,70
0,02		1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,36	2,53	2,72	2,95	3,22	3,54	3,93
0,04			1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,35	2,50	2,68	2,88	3,13	3,41	3,75	4,17
0,06				1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,49	2,66	2,84	3,06	3,32	3,62	3,98	4,43
0,08					1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,64	2,82	3,02	3,25	3,52	3,84	4,23	4,70
0,10						2,20	2,34	2,48	2,63	2,80	2,99	3,20	3,46	3,74	4,08	4,49	4,99
0,12							2,48	2,63	2,80	2,98	3,18	3,41	3,68	3,98	4,35	4,78	
0,14								2,79	2,97	3,17	3,39	3,64	3,92	4,24	4,63	5,09	
0,16									3,17	3,38	3,62	3,88	4,18	4,53	4,94	5,43	
0,18										3,61	3,86	4,15	4,47	4,84	5,28		
0,20											4,14	4,44	4,79	5,19	5,66		
0,22												4,77	5,15	5,57			
0,24													5,55				

Fonte: Montoya, 1973, adaptado pelo autor, 2023.

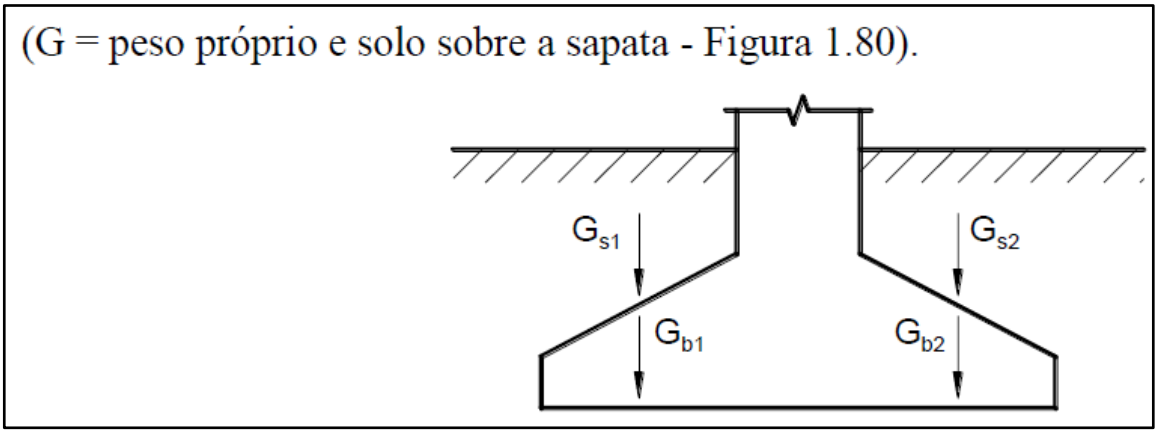
Em todos os casos analisados deve-se ter, para a combinação de carregamento mais desfavorável:

$$\sigma_{Max} = 1.3 * \sigma_{adm} \tag{15}$$

Para cargas permanentes atuantes sobre a sapata, a base da sapata deve ser inteiramente comprimida conforme figura 15, isto é (BASTOS, 2019):

$$\frac{e_{A,g}}{A} + \frac{e_{B,g}}{B} \leq \frac{1}{6} \tag{16}$$

Figura 15 – Forças representantes do peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata



Fonte: Bastos, 2019.

De acordo com Bastos (2019), para garantir a segurança contra tombamento da sapata, na condição mais desfavorável, pelo menos a metade da sapata deve estar comprimida, o que se consegue fazendo:

$$\left(\frac{e_A}{A}^2\right) + \left(\frac{e_B}{B}^2\right) \leq \frac{1}{9} \tag{17}$$

4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Na literatura não se tem estudos específicos para cálculos de armadura mínima em sapatas rígidas isoladas, então serão usados como base conceitos de armadura e momento relacionados com outros elementos estruturais em concreto armado, tais como vigas, pilares e lajes.

O item 17.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta as hipóteses para cálculo no estado limite último de elementos lineares sujeitos a solicitações normais. Este item ainda engloba as hipóteses referentes às estruturas em concreto protendido, que não serão relacionadas aqui (CARVALHO, 2014).

4.1 ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 17.3.5.1 tem-se:

> A ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência a tração do concreto seja dada por $fctk, sup,$ devendo também obedecer às condições relativas ao controle da abertura de fissuras dadas em 17.3.3. (ABNT, 2014, p. 130)

No item 17.3.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), ao que se refere a armadura de tração, a norma estipula que:

> A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15% da área bruta da seção (ABNT, 2014, p. 130)

$$Md_{min} = 0{,}8 * W_0 * f_{ctk,sup} \geq 0{,}15\% * A_b \quad (18)$$

Em que:

Md_{min} = Momento fletor mínimo;

W_0 = Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ = Resistencia característica superior do concreto a tração.

A_b = Àrea bruta da seção.

Onde:

$$W_0 = \frac{I_c}{y_t} \tag{19}$$

I_c = Momento de inercia

y_t = Distância da linha neutra até a fibra mais tracionada da seção.

$$f_{ctk,sup} = 1{,}3 * f_{ct,m} \tag{20}$$

$f_{ct,m}$ = Resistencia a tração direta média.

$$f_{ct,m} = 0{,}3 * \sqrt[3]{{f_{ck}}^2} \tag{21}$$

f_{ck} = Resistencia característica do concreto a compressão.

O item 17.3.5.2.1 da norma 6118 (ABNT, 2014) também especifica a taxa de armadura mínima absoluta dada por:

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{A_c} \geq 0{,}0015 \tag{22}$$

A_s=Área de aço da seção;

A_c=Área de concreto da seção.

4.2 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS SOB FLEXÃO NORMAL

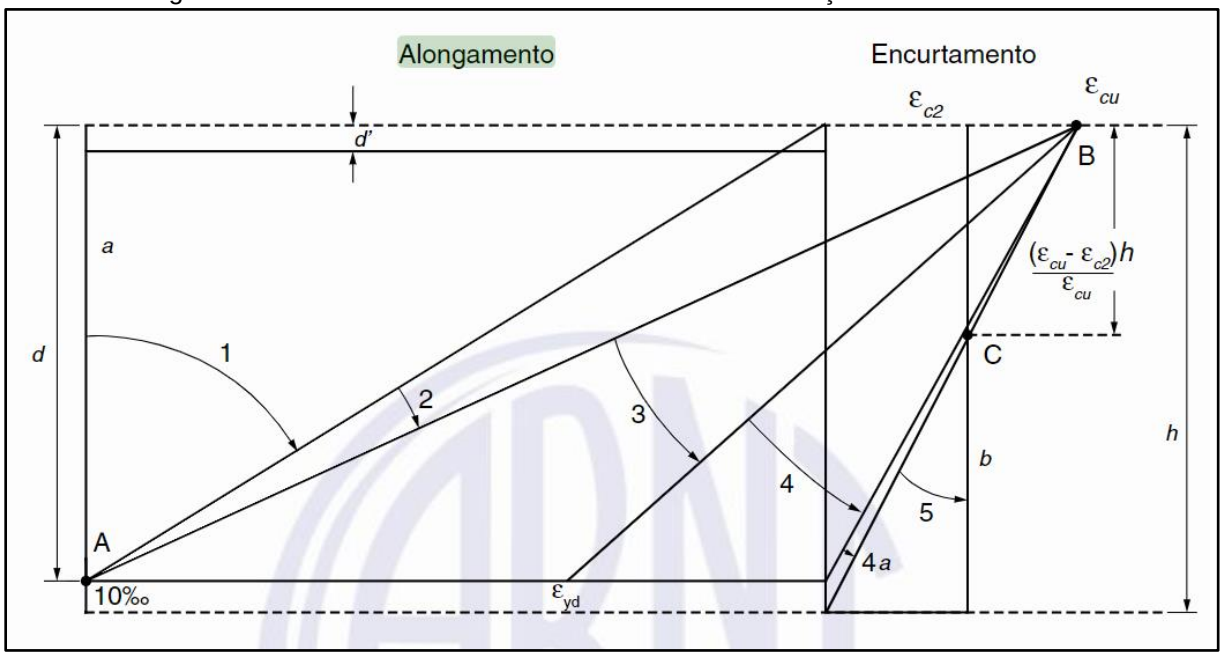
O cálculo da armadura longitudinal para seções transversais retangulares, conhecendo a resistência do concreto (fck), largura da seção (bw), altura útil (d), e o tipo de aço (fyd e εyd), é feito de maneira simples, a partir do equilíbrio de forças atuantes na seção. Normalmente se estuda flexão normal pura e simples, representadas nos domínios 2,3,4, e 4a, porém o item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) permite o uso de apenas parte do domínio 3, eliminando, portanto, parte do domínio 3 e os domínios 4 e 4a como se verifica no texto da norma:

> A capacidade de rotação dos de elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for *x/d,* tanto maior será essa capacidade.
> Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:
> a) x/d ≤ 0,45 para concretos com fck ≤ 50Mpa;
> b) x/d ≤ 0,35 para concretos com 50 Mpa < fck ≤ 90Mpa.
> Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessa região. (ABNT, 2014, p. 91)

5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO NA SEÇÃO TRANSVERSAL

Os domínios de deformação são as configurações possíveis do diagrama de deformações do Estado Limite Último (ELU) para uma seção submetida a solicitações normais (ALMEIDA, 2002). A ruína da seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que atingem (umas delas ou ambas) os valores últimos (máximos) das deformações específicas desses materiais. Os conjuntos de deformações especificas do concreto e do aço ao longo de uma seção transversal retangular com armadura simples (só tracionada) submetida a ações normais definem seis domínios de deformação, mostrados na figura 16, para concretos até a classe C50. Os domínios representam as diversas possibilidades de ruína da seção; a cada par de deformações especificas de cálculo do concreto (ε_C) e deformação do aço (ε_S), correspondem um esforço normal, se houver, e um momento fletor atuantes na seção (CARVALHO, 2014).

Figura 16 – Domínios de Estado Limite último de uma Seção Transversal



Fonte: ABNT, 2014.

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:
- Reta a: Tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:
- Domínio 3: flexão simples (seção sub armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado com escoamento do aço ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$);

- Domínio 4: flexão simples (seção sub armada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$);
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- Reta b: compressão uniforme. (ABNT 2014, p.122)

Para o estudo de armadura mínima em sapatas rígidas isoladas são relevantes os domínios 2 e 3 que são os domínios para peças em flexão simples. De acordo com o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014, para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer ao limite de $X = 0{,}45 * d$ para concreto até C50 (CARVALHO, 2014).

Equilíbrio das forças atuantes normais na seção transversal: como não se tem força externa, a força atuante no concreto (Fc) deve ser a igual a força atuante no aço (Fs):

$$\sum F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c \tag{23}$$

Equilíbrio de momentos: o momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao C.G da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo:

$$\sum M = M_d \rightarrow M_d = F_c * z \tag{24}$$

$$M_d = F_s * z \tag{25}$$

Posição da Linha Neutra: conhecendo a posição da linha neutra, é possível saber o domínio em que a peça trabalha e calcular a resultante das tensões de compressão do concreto (Fc) e o braço de alavanca (z).

$$F_c = (0{,}85 * F_{cd}) * (b_w) * (0{,}8 * x) \tag{26}$$

$$z = d - 0{,}4 * x \tag{27}$$

Acrescentando Fc e z na equação XX, tem-se:

$$M_d = F_c * z = (0{,}85 * F_{cd} * b_w * 0{,}8 * x) * (d - 0{,}4 * x)$$
$$= b_w * f_{cd} * 0{,}68 * x * (d - 0{,}4 * x) \tag{28}$$

Ou ainda

$$M_d = (0{,}68 * x * d - 0{,}272 * x^2) * b_w * f_{cd} \tag{29}$$

Resolvendo a equação 30, obtém-se x, o qual define a posição da linha neutra, que é fundamental para a solução do problema proposto. Nota-se que a variação de x não é linear com o esforço solicitante Md, mas segue um polinômio do segundo grau.

$$x = \frac{0{,}68 * d \pm \sqrt{(0{,}68 * d)^2 - 4 * 0{,}272 * \frac{M_d}{b_w * f_{cd}}}}{0{,}544} \quad (30)$$

Cálculo da área necessária de armadura (As): com o valor de x determinado acima, é possível encontrar As. A força na armadura (Fs) vem do produto da área de aço (As) pela tensão atuante no aço (Fs). Da equação XX tem-se Md/z = Fs=Fs*As, resultando:

$$A_s = \frac{M_d}{z * f_s} \quad (31)$$

Admitindo que a peça esteja trabalhando nos domínios *2* ou 3, para um melhor aproveitamento da armadura, tem-se εs ≥ εyd, resultando para tensão na armadura de escoamento (Fs=Fyd); caso contrário, tira-se o valor de εs do diagrama de tensão x deformação do aço e calcula-se Fs, mas a peça trabalharia no domínio 4, o que não é possível. A equação 32 fica:

$$A_s = \frac{M_d}{z * f_{yd}} \quad (32)$$

5.1 MOMENTO SOLICITANTE EM SAPATA RÍGIDA ISOLADA

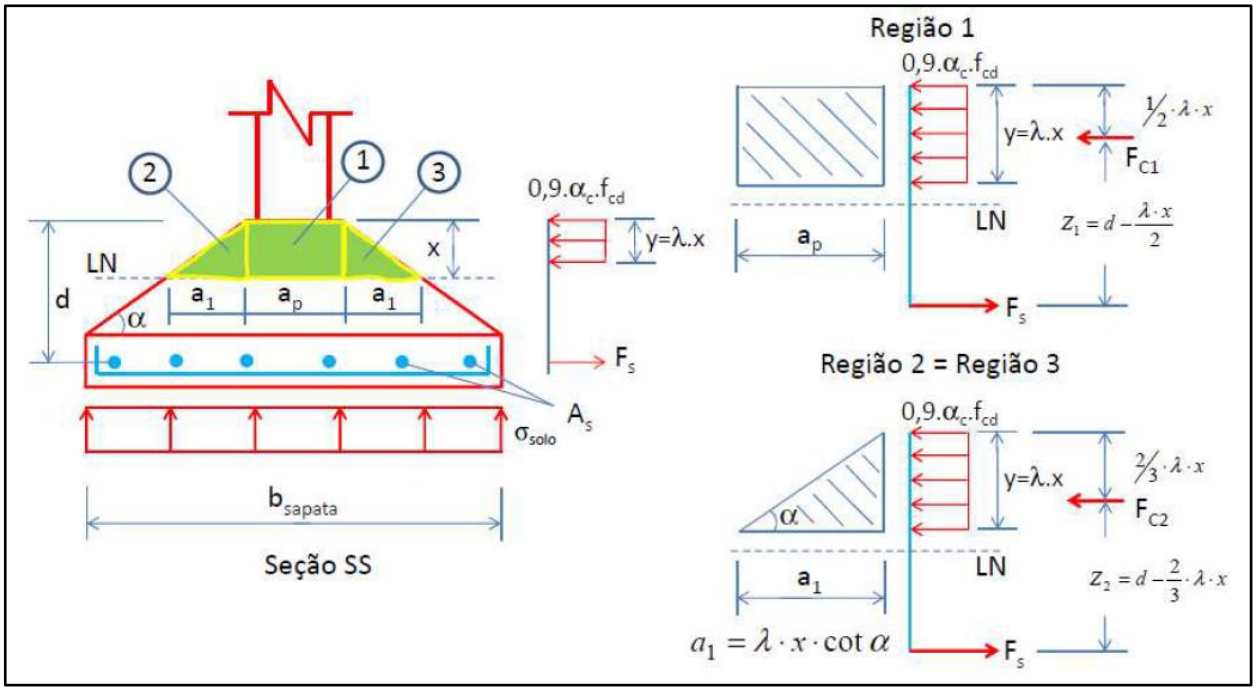
5.1.1 Método de Cálculo Usado para Vigas

Em relação ao modelo de cálculo de sapatas, o item 22.6.3 da NBR 6118 (ABNT 2014) estipula que temos:

> Para cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão.
> Esses modelos devem contemplar os aspectos descritos em 22.6.2. Deverá ser avaliada a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura.
> Na região de contato entre o pilar e a sapata, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, conforme requerido em 21.2, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras. (ABNT, 2014, p. 189)

Portanto será utilizado o mesmo modelo de cálculo para vigas, com a diferença da região comprimida do concreto que, no caso das sapatas, não é retangular. Para facilitar os cálculos, estes pode-se decompor em duas partes conforme ilustrado na Figura 17 e demonstrado em Carvalho e Pinheiro (2013).

Figura 17 - Região comprimida na seção transversal da sapata



Fonte: Almeida Filho, 2018 *apud* Pereira, 2020.

O valor que multiplica f_{cd} deve ser 0,9 pois as fibras da região comprimida decrescem no sentido da linha neutra à borda mais comprimida. Portanto, na seção temos a tensão limite como:

$$\sigma_c = 0{,}9 * \alpha_c * f_{cd} \tag{33}$$

α_c = Parâmetro de redução de resistência do concreto na compressão, para concreto até C50 α_c = 0,85*p;

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão.

Para as regiões 1, 2 e 3 temos:

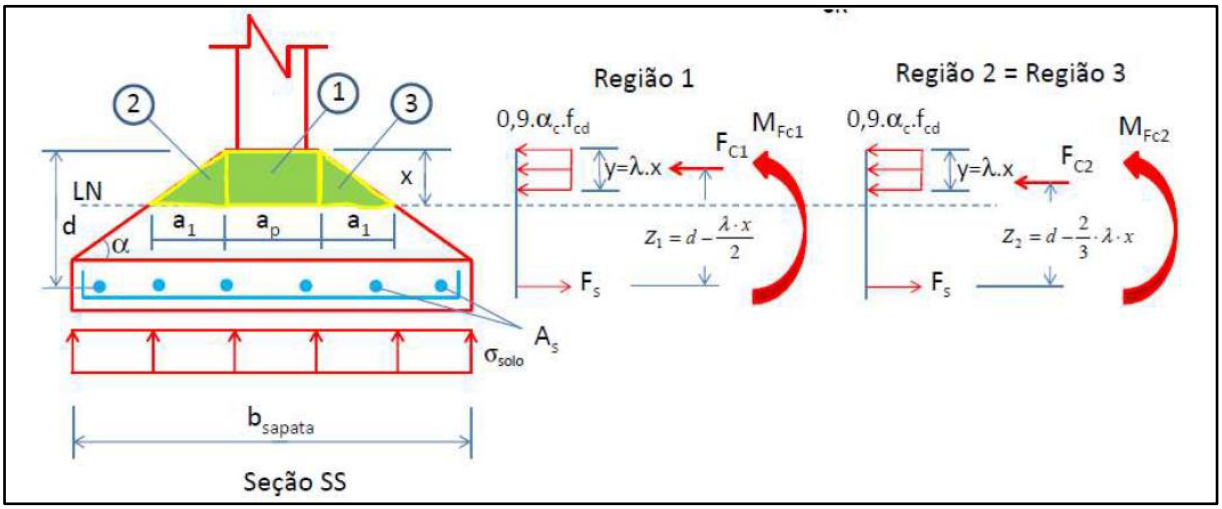
$$F_{c1} = a_p * \lambda * x * 0{,}9 * \alpha_c * f_{cd} \tag{34}$$

$$F_{c2} + F_{c3} = (\frac{a_{1*\lambda*x}}{2}) * (0{,}9 * \alpha_c * f_{cd}) * 2 \tag{35}$$

Substituindo $a_1 = \lambda * x * \cos\alpha$ na Equação XX tem-se:

$$F_{c2} + F_{c3} = 0{,}9 * (\lambda * x)^2 * \alpha_c * f_{cd} * \cos\alpha \tag{36}$$

Figura 18 - Momento da região comprimida na seção transversal da sapata



Fonte: Almeida Filho, 2018 *apud* Pereira, 2020.

Para momento resistente da parcela F_{c1} da força de compressão temos:

$$M_{fc1} = (0{,}9 * a_p * \alpha_c * f_{cd} * d * \lambda) * x - (0{,}45 * a_p * \alpha_c * f_{cd} * \lambda^2) * x^2 \quad (37)$$

Onde:

$$d = h - c_b \quad (38)$$

d = Altura útil da sapata;

h = Altura total da sapata;

c_b = Cobrimento da armadura de acordo com o item 7.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para o momento resistente da parcela $F_{c2} + F_{c3}$ da força de compressão temos:

$$M_{fc2+fc3} = (0{,}9 * \alpha_c * f_{cd} * \lambda^2 * d * \cos(\alpha)) * x^2 - (0{,}6 * \alpha_c * f_{cd} * \lambda^3 * \cos\alpha) * x^3 \quad (39)$$

O momento resistente total M_{sd} é dado pela Equação 40:

$$M_{sd} = (0{,}9 * a_p * \alpha_c * f_{cd} * d * \lambda) * x + (0{,}9 * \alpha_c * f_{cd} * \lambda^2 * d * \cos\alpha - 0{,}36 * a_p * \alpha_c * f_{cd} * \lambda) * x^2 - (0{,}6 * \alpha_c * f_{cd} * \lambda^3 * \cos\alpha) * x^3 \quad (40)$$

Dividindo a Equação 40 por $\alpha_c * f_{cd}$ temos:

$$(0{,}9 * a_p * d * \lambda) * x + (0{,}9 * \lambda^2 * d * \cos\alpha - 0{,}36 * a_p * \lambda) * x^2 - (0{,}6 * \lambda^3 * \cos\alpha) * x^3 - \left(\frac{M_{sd}}{\alpha_c * f_{cd}}\right) = 0 \quad (41)$$

Para concreto até C50 temos os valores de $\alpha_c = 0{,}85$ e $\lambda = 0{,}8$:

$$[(-0{,}261 * \cot\alpha) * x^3 + (0{,}4896 * d * \cot\alpha - 0{,}2448 * a_{p)} * x^2 + (0{,}612 * a_p * d) * x] - \frac{M_{sd}}{f_{cd}} = 0 \quad (42)$$

Simplificando:

$$k_1 * x^3 + k_2 * x^2 + k_3 * x - \frac{M_{sd}}{f_{cd}} = 0\ , sendo \begin{cases} k_1 = -0{,}261 * \cot\alpha \\ k_2 = 0{,}4896 * d * \cot\alpha - 0{,}2448 * a_p \\ k_3 = 0{,}612 * a_p * d \end{cases} \quad (43)$$

5.2 MÉTODO BIELA TIRANTE

O método de Blévot e Frémy (1967), conhecido como “Método das Bielas”, aproxima-se mais de uma analogia de treliça onde é feito uma verificação apenas da tensão de compressão nas bielas. Esse método pode ser utilizado para o dimensionamento de sapatas rígidas, pois permite considerar a distribuição da tensão no solo linear. O esforço de tração na armadura é dado por:

$$F_t = \frac{\vec{\sigma}}{8} * \frac{(A - a_p}{d} \quad (44)$$

$\vec{\sigma}$ =Taxa de trabalho ou tensão admissível do solo;

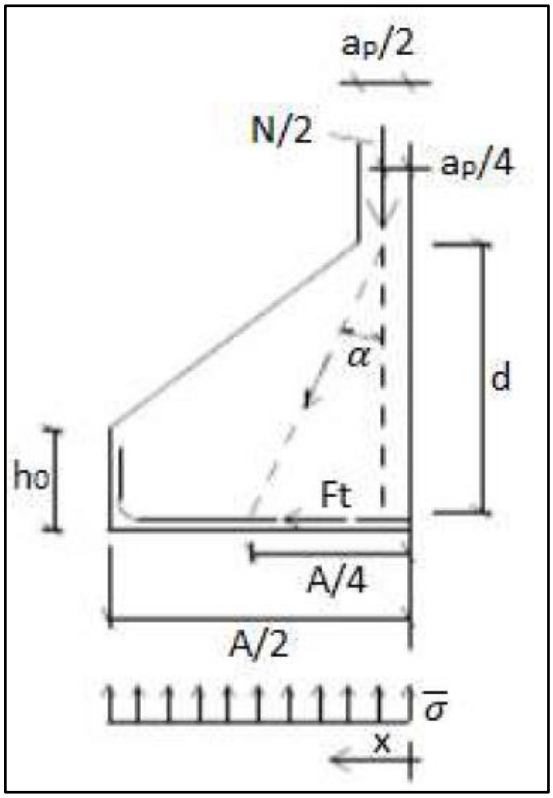
A = maior dimensão da sapata;

a_p = menor dimensão da seção do pilar;

d = altura útil da sapata.

Essa forma de calcular a força de tração em sapatas rígidas é exemplificada na figura 19.

Figura 19 - Cálculo do esforço de tração pelo método biela tirante



Fonte: Giugliani, 2006 *apud* Pereira, 2020

5.3 TENSÕES DE CISALHAMENTO

Em se tratando de uma sapata rígida, não se terá problemas em relação à tração diagonal do concreto (punção). Analisando a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 19.5.3.1 a verificação necessária das tensões de cisalhamento consiste em avaliar a solicitação por compressão diagonal do concreto. Portanto, a tensão solicitante de cálculo τ_{sd} deve ser inferior à tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} que é dada segundo a norma por:

$$\tau_{Rd2} = 0{,}27 * \alpha_v * f_{cd} \tag{45}$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - \frac{f_{ck}}{250})$, com f_{ck} em megapascal;

τ_{sd} é calculado conforme o item 19.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), com u_0 (perímetro do contorno C) em lugar de u.

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ é a resistência de cálculo do concreto, sendo fck a resistência característica do concreto aos 28 dias de idade e γ_c o coeficiente de ponderação de resistências, no caso, $\gamma_c = 1{,}4$.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 19.5.2.1, a τ_{sd} pode ser escrita como:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u*d} \tag{46}$$

Onde:

d é a altura útil da sapata determinada pela Equação 47.

$$d = \frac{dx+dy}{2} \tag{47}$$

dx e dy são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

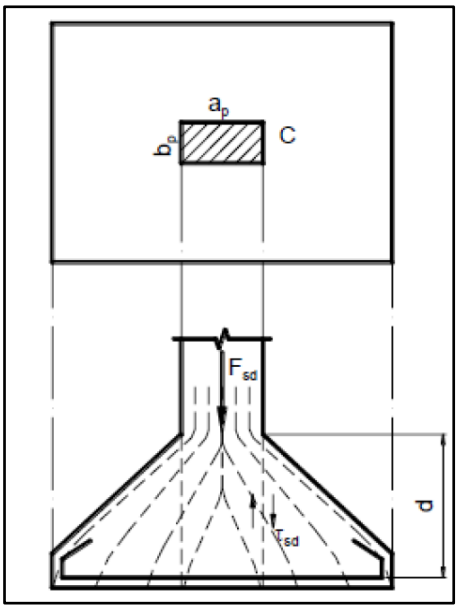
u é o perímetro ao longo do contorno crítico. Para esse caso, *u* é o contorno (perímetro) do pilar, ou seja, $u = 2x(b_x + b_y)$.

FSd é a força ou reação concentrada de cálculo. Ou seja, é a força cortante no perímetro do pilar. “Por segurança, pode ser a força normal no pilar” (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

A tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

A Figura 20 ilustra as linhas de tensão para a tensão de cisalhamento na sapata.

Figura 20 - Tensão de cisalhamento na sapata



Fonte: Bastos, 2019.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), item 19.5.3.1, acrescenta que o valor de τ_{Rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto ao pilar.

6 SINAPI

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil tem por objetivo disponibilizar mensalmente séries de custos e índices para o setor habitacional e da construção, tanto quanto valores de salários medianos de mão de obra, preços medianos de materiais, máquinas, equipamentos e serviços da construção para os setores de saneamento básico, infraestrutura e habitação.

O sistema é uma produção conjunta entre a Caixa Econômica Federal e o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) onde cada um tem seu papel por meio de acordo técnico de cooperação. O IBGE tem a responsabilidade de coleta, apuração e cálculo, enquanto a Caixa faz a manutenção dos aspectos de engenharia, tais como projetos, composições de serviços e etc.

As estatísticas do SINAPI são fundamentais na programação de investimentos, principalmente no setor público. Os preços e custos auxiliam na elaboração, análise e avaliação de orçamentos, enquanto os índices balizam a atualização dos valores das despesas em contratos e orçamentos (IBGE, 2017).

7 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste capítulo, serão apresentados os métodos de pesquisa para a conclusão deste trabalho.

7.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

Este trabalho situa-se na grande área da Engenharia Civil, no ramo da geotecnia, especificamente na área de fundações e escavações, conforme definido pelo CNPq (2020).

Quanto à finalidade, o trabalho classifica-se como sendo uma pesquisa básica, uma vez que, conforme Gil (2010), o tipo de pesquisa assim denominado pretende “preencher uma lacuna do conhecimento” (GIL, 2010, p. 27).

Quanto aos objetivos, enquadra-se esta pesquisa dentro do tipo denominado Pesquisa Descritiva, pois, tendo em vista o que afirma o mesmo autor, este é o tipo em que “Identifica possíveis relações entre variáveis” (GIL, 2010, p. 27), o que está em sintonia com o que pretende este trabalho, uma vez que analisamos as tensões solo estrutura para que se obtenha um equilíbrio de tensões e possibilitando assim estabilidade das estruturas. Ainda dentro desta subdivisão, a coleta de dados se dará através de Estudo de caso, que é descrito por Martins Junior (2008), como “Pesquisa um determinado grupo, família ou comunidade para indagar em profundidade, para examinar algum aspecto particular” (MARTINS JUNIOR, 2008, p. 59).

Quanto aos métodos empregados, classifica-se a mesma, ainda conforme a subdivisão estabelecida por Gil (2010), referente à natureza dos dados, como uma pesquisa Qualitativa, uma vez que nos interessa neste trabalho as atribuições de caráter, propriedades ou características dos elementos estudados. Quanto ao ambiente em que os dados serão coletados, o trabalho será “de campo”, pois trata-se de pesquisa onde analisaremos uma estrutura já construída e faremos comparativos de cálculo e testes em softwares de apoio. Quanto ao grau de controle das variáveis, será uma pesquisa “experimental”, a qual, conforme Gil (2010) é conceituada como "Verificar o efeito que uma variável (independente) causa sobre outra (dependente), procurando estabelecer um controle sobre outras variáveis que podem influir no resultado” (GIL, 2010, p. 28).

8 ESTUDO DE CASO

A obra para qual o projeto de fundações do tipo sapatas é desenvolvido localiza-se na cidade de Viamão, Rio Grande do Sul. O empreendimento fica na Avenida Senador Salgado Filho, 7277, Bairro Lisboa, conforme Figura 21.

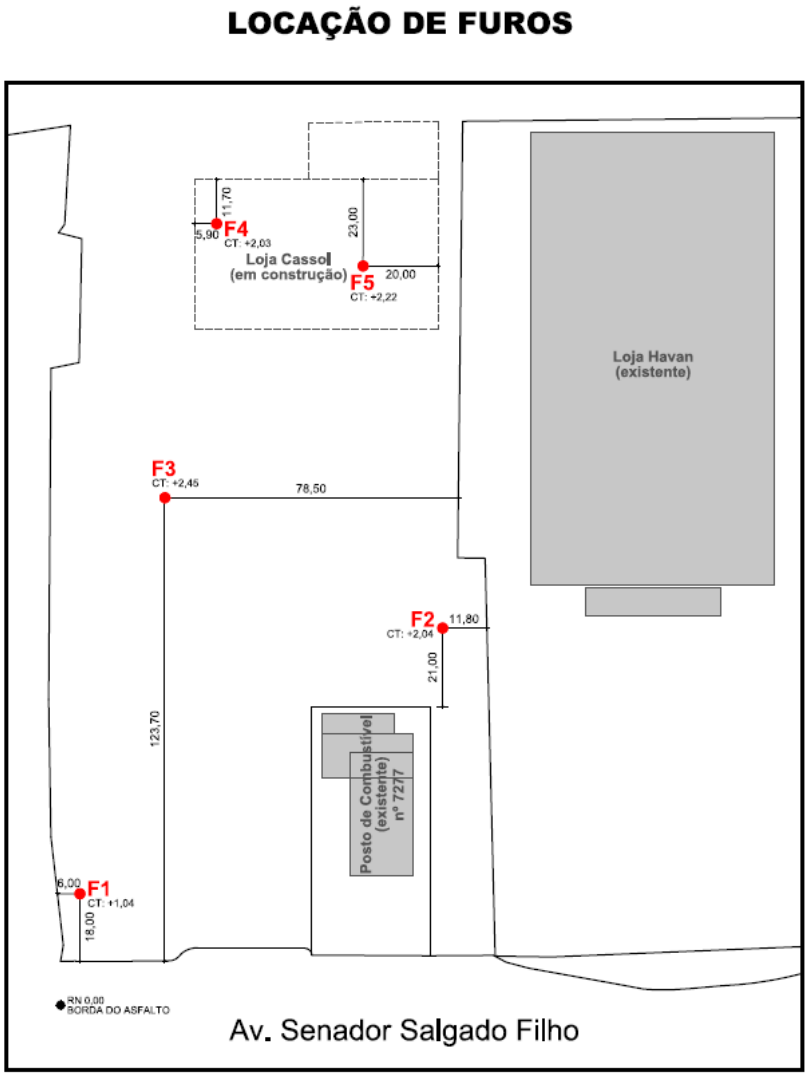
Figura 21 – Localização da Obra

Fonte: GoogleMaps, 2023.

8.1 INFORMAÇÕES DE SONDAGEM

A empresa ENGESF Sondagens e Fundações LTDA foi a responsável pelos serviços de execução e sondagem SPT para a investigação das camadas e parâmetros do solo bem como o nível do lençol freático. Foram executados 05 (cinco) furos no terreno todo, somente um furo ficou dentro da edificação na qual iremos dimensionar nosso projeto. De acordo com a NBR 8036 (ABNT, 1983), deveriam ter sido feitos mais três furos adicionais, mas por orientação do Engenheiro Responsável pelo empreendimento, de acordo com a experiência de campo e conhecimento do solo da região, não foram necessários mais furos.

Figura 22 - Locação de Furos

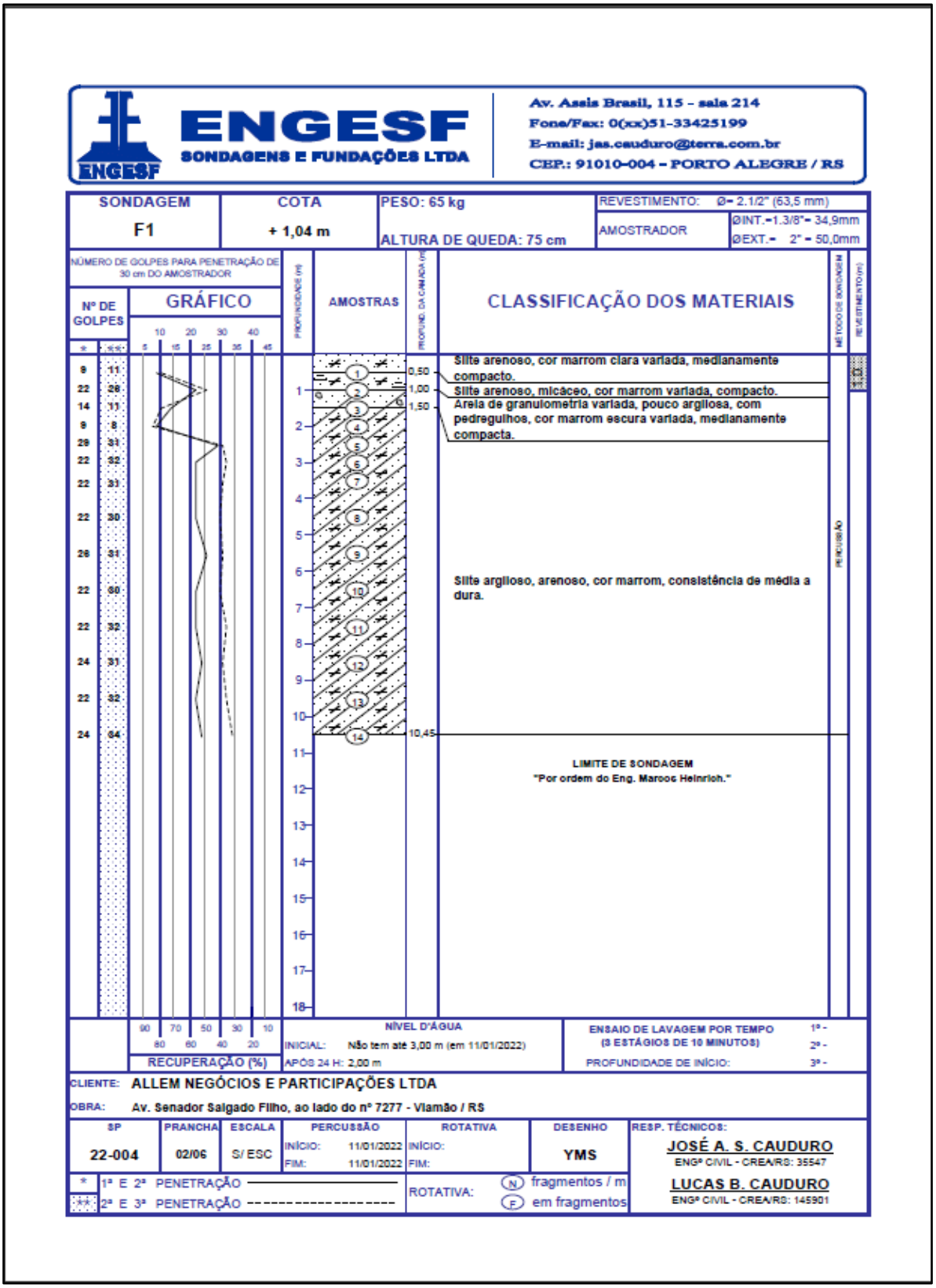


Fonte: ENGESF, 2022.

8.1.1 Sondagem

Pode se observar no boletim de sondagem que temos presença de água após 3m de sondagem de imediato e após 24h o nível sobe para 2m.

Figura 23 – Boletim de sondagem SPT



ENGESF
SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA

Av. Assis Brasil, 115 - sala 214
Fone/Fax: 0(xx)51-33425199
E-mail: jas.cauduro@terra.com.br
CEP.: 91010-004 - PORTO ALEGRE / RS

SONDAGEM	COTA	PESO: 65 kg	REVESTIMENTO: Ø= 2.1/2" (63,5 mm)
F1	+ 1,04 m	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	AMOSTRADOR: ØINT.=1.3/8"= 34,9mm; ØEXT.= 2" = 50,0mm

NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR

Nº DE GOLPES *	Nº DE GOLPES **
9	11
22	28
14	11
9	8
29	31
22	32
22	33
22	30
28	31
22	30
22	32
24	31
22	32
24	34

GRÁFICO: 5 10 15 20 25 30 35 40 45

PROFUNDIDADE (m) / AMOSTRAS / PROFUND. DA CAMADA (m) / CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS / MÉTODO DE SONDAGEM / REVESTIMENTO (m)

Profund. da camada (m)	Classificação dos materiais
0,50	Silte arenoso, cor marrom clara variada, medianamente compacto.
1,00	Silte arenoso, micáceo, cor marrom variada, compacto.
1,50	Areia de granulometria variada, pouco argilosa, com pedregulhos, cor marrom escura variada, medianamente compacta.
	Silte argiloso, arenoso, cor marrom, consistência de média a dura.
10,45	LIMITE DE SONDAGEM "Por ordem do Eng. Marcos Heinrich."

Método de sondagem: PERCUSSÃO

RECUPERAÇÃO (%): 90 70 50 30 10 / 80 60 40 20

NÍVEL D'ÁGUA
INICIAL: Não tem até 3,00 m (em 11/01/2022)
APÓS 24 H: 2,00 m

ENSAIO DE LAVAGEM POR TEMPO (3 ESTÁGIOS DE 10 MINUTOS)
1º -
2º -
3º -
PROFUNDIDADE DE INÍCIO:

CLIENTE: ALLEM NEGÓCIOS E PARTICIPAÇÕES LTDA
OBRA: Av. Senador Salgado Filho, ao lado do nº 7277 - Viamão / RS

SP	PRANCHA	ESCALA	PERCUSSÃO	ROTATIVA	DESENHO	RESP. TÉCNICOS:
22-004	02/06	S/ ESC	INÍCIO: 11/01/2022 FIM: 11/01/2022	INÍCIO: FIM:	YMS	JOSÉ A. S. CAUDURO, ENGº CIVIL - CREA/RS: 35547; LUCAS B. CAUDURO, ENGº CIVIL - CREA/RS: 145901

* 1ª E 2ª PENETRAÇÃO
** 2ª E 3ª PENETRAÇÃO

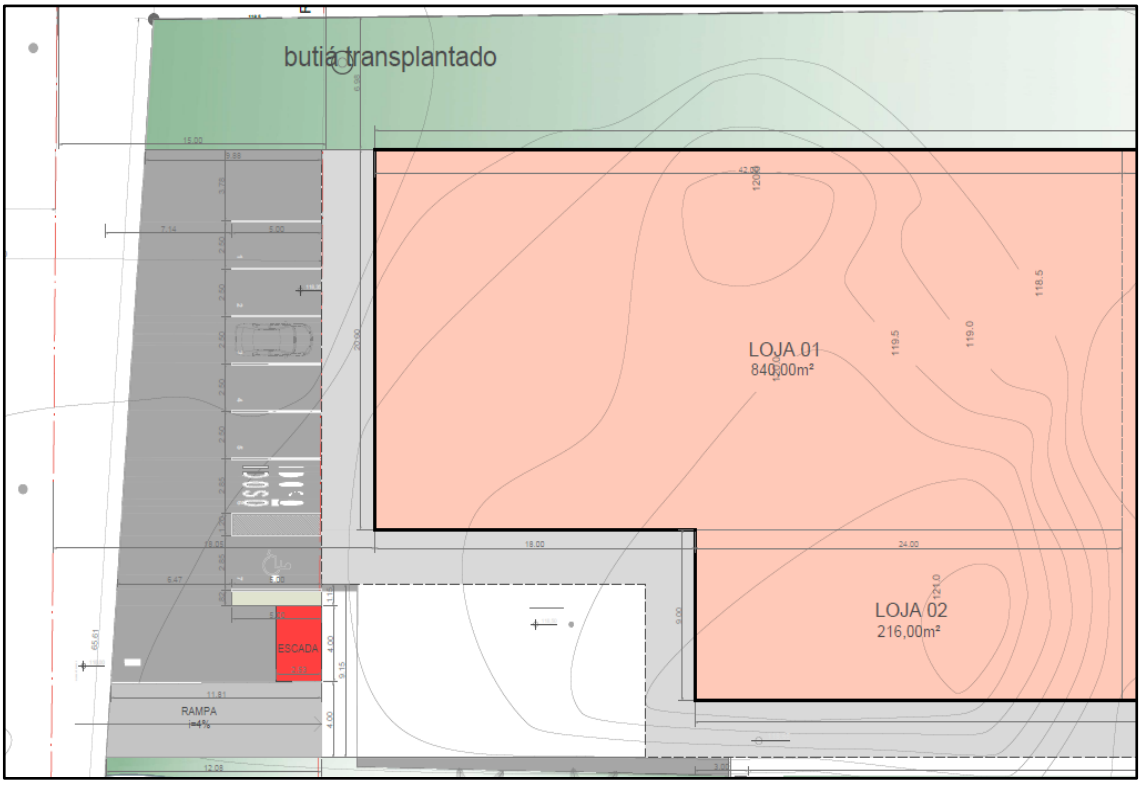
ROTATIVA: (N) fragmentos / m; (F) em fragmentos

Fonte: ENGESF, 2022.

8.2 INFORMAÇÕES DA SUPERESTRUTURA

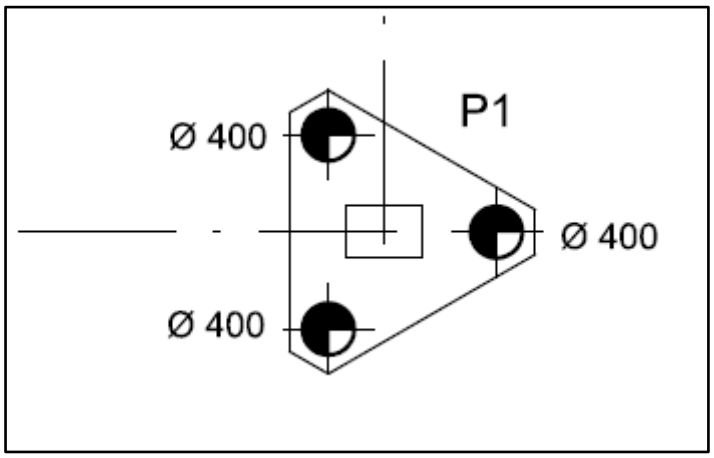
Trata-se de um pavilhão com 1.056m² de área construída conforme figura 24, estrutura em concreto pré-moldado e telhado metálico, possui 15 pilares que descarregam sobre a estrutura já projetada em blocos de coroamento sobre estacas escavadas, na figura 25 podemos observar o bloco sobre as estacas.

Figura 24 – Projeto Arquitetônico de Implantação (Loja 1 e Loja 2)



Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

Figura 25 – Bloco sobre estacas do Pilar 1



Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

O projeto das estacas, constante no anexo A, contempla 45 estacas com diâmetros de 400mm, 500mm e 600mm, com 6 metros de comprimento, sendo 50cm de arranque para embutimento no bloco de coroamento e 5,50m de profundidade, todas armadas com ferro 10mm, estribo 6,3mm a cada 20cm. Já o projeto dos blocos de coroamento, que consta no anexo B, possui 3 tamanhos diferentes de blocos em função dos diâmetros das estacas terem também tamanhos diferentes entre elas, a tabela de ferro constante no projeto explica as bitolas, os comprimentos, os espaçamentos e o peso total de ferro. O volume de concreto das estacas e dos blocos foi calculado com o auxílio das informações de projeto e segue logo abaixo, no Quadro 1.

Quadro 1 - Estacas

ESTACAS			
Diametro (mm)	Quantidade	Volume aço + 10% (kg)	V. Concreto (m^3)
400	21	485,69	58,06
500	21	699,51	90,72
600	3	130,46	18,66
TOTAL	45	1315,66	167,44

Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

Quadro 2 - Bloco de Coroamento

BLOCOS DE COROAMENTO			
Tipo	Quantidade	Volume aço total + 10% (kg)	V. Concreto (m^3)
P/ estacas de 600	1	x	3,56
P/ estacas de 500	7	x	21,16
P/ estacas de 400	7	x	20,79
TOTAL	15	2120	45,51

Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

8.2.1 Cargas do Pavilhão

Analisando a tabela de cargas, temos 15 pilares de 40x60 cada um, com momentos nas duas direções e cargas em X e Y que resultam em cargas horizontais adicionais.

Quadro 3 - Tabela de Cargas do Pavilhão

Pilar											
Nome	Seção	Carga Máx.	Carga Mín.	Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
	(cm)	(tf)	(tf)	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	40x60	43.3	39.5	12100	-9800	23000	-26700	4.6	-7.2	10.7	0.0
P2	40x60	34.9	34.1	18100	-18100	25100	-25400	6.3	-6.9	3.4	-3.5
P3	40x60	33.4	31.5	22100	-22000	26100	-24700	7.4	-6.1	3.7	-3.8
P4	40x60	33.1	28.0	9800	-13800	26400	-23500	7.0	-4.9	4.7	-2.3
P5	40x60	70.1	69.3	12400	-9700	36600	-37200	6.2	-6.3	2.6	-5.3
P6	40x60	34.6	33.9	22700	-22800	36900	-36700	6.3	-6.1	3.9	-3.8
P7	40x60	41.1	40.4	12000	-12100	37000	-36800	6.3	-6.3	4.3	-4.2
P8	40x60	63.9	61.7	11500	-10700	30400	-30900	5.7	-5.9	0.1	-8.2
P9	40x60	50.6	44.3	10100	-12100	29400	-31200	6.4	-7.2	4.0	-3.1
P10	40x60	36.6	30.3	13800	-9700	31500	-29300	7.2	-6.2	2.4	-4.8
P11	40x60	58.3	57.5	9500	-12700	35900	-36500	6.1	-6.2	6.4	-2.4
P12	40x60	45.1	44.4	11300	-11400	36400	-35800	6.3	-6.2	4.5	-4.4
P13	40x60	38.7	34.1	10300	-11400	28700	-32700	5.8	-8.4	0.0	-7.4
P14	40x60	34.8	33.7	19300	-19600	14800	-14600	4.9	-4.9	3.5	-3.6
P15	40x60	31.2	26.6	12000	-10000	32700	-28800	8.4	-5.8	3.0	-4.1

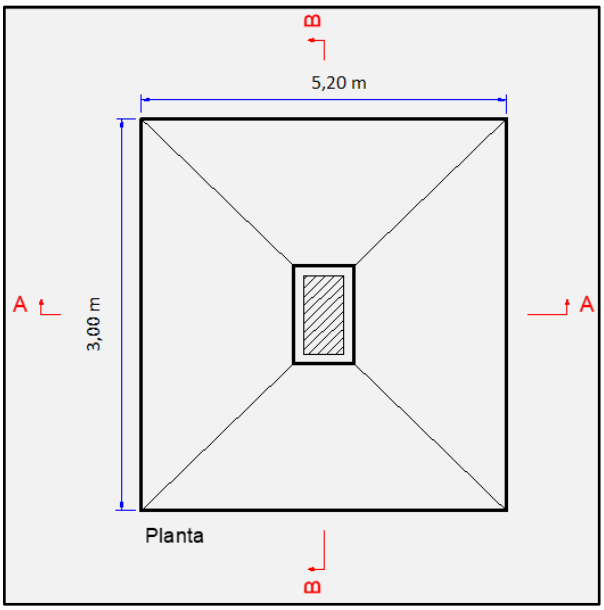
Fonte: Projeto Estrutural - ENGESF, 2022, adaptado pelo autor, 2023.

8.3 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES POR SAPATAS

O dimensionamento por sapatas foi feito baseado no método das bielas e tirantes, conforme capítulo 5, a armadura é verificada com o auxílio de dois métodos de calculo que verificam a posição da linha neutra para que o momento de cálculo seja igual ao momento de projeto, no primeiro método calcula-se resolvendo a equação da linha neutra de terceiro grau, e o segundo método é o da armadura mínima da NBR 6118 (ABNT, 2014), com o auxílio de uma planilha eletrônica, o cálculo é feito e dentre os dois métodos prevalece aquele que indica a maior quantidade de armadura. Para obter os valores de custo das sapatas para o comparativo entre as duas soluções (sapata x bloco sobre estaca) foi utilizado o SINAPI conforme já mencionado no capítulo 6.

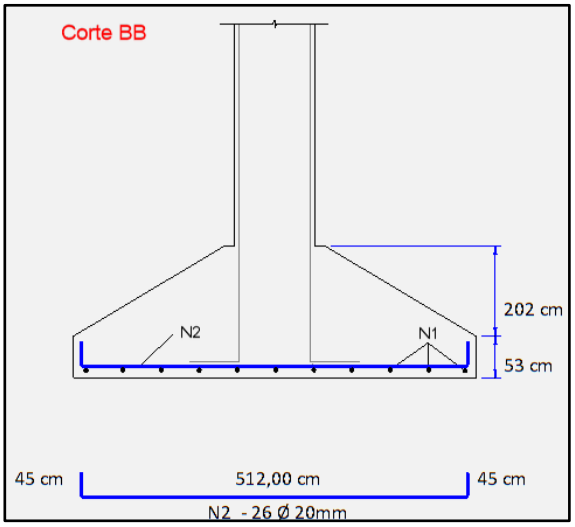
Para efeitos de cálculo, consideramos a sapata assente a cota 2m, o coeficiente para levar em consideração o peso próprio foi de 1,05, concreto com fck de 25Mpa, peso específico do solo de 17 KN/m³, ângulo de inclinação de 30 graus e cobrimento de concreto de 4cm. Os dados de sondagem utilizados são do furo F1.

Figura 26 – Sapata em planta



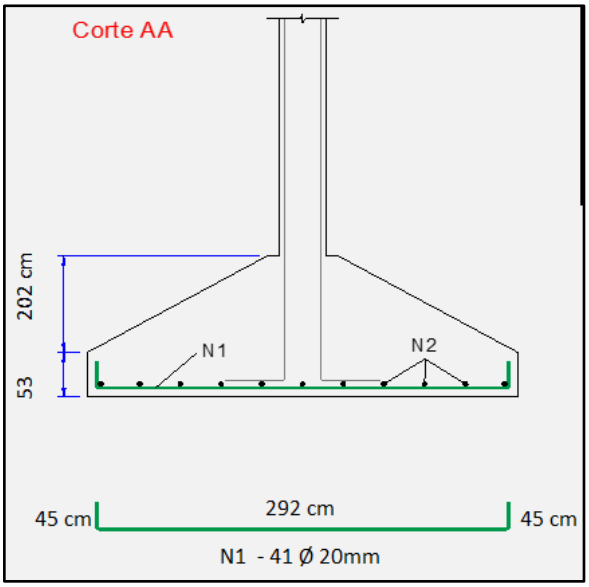
Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

Figura 27 – Corte BB



Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

Figura 28 – Corte AA



Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

O restante das sapatas calculadas consta no quadro 4, com informações das dimensões, peso de aço, volume de concreto, ângulo de inclinação, cargas e momentos atuantes e detalhamento das barras nas duas direções.

Quadro 4 – Sapatas Calculadas

SAPATA	NK (KN)	MX (KN.m)	MY (KN.m)	FX (KN)	FY (KN)	Lx ADOTADO	Ly ADOTADO	ANGULO θ	H ADOTADO
Nº									
1	433	121	267	72	107	4,1m	2,2m	30	1,48m
2	349	181	254	69	35	3,6m	3,3m	30	1,28m
3	334	221	261	74	38	4m	4,1m	30	1,44m
4	331	138	264	70	47	4,3m	3,2m	30	1,56m
5	701	124	372	63	53	2,5m	1,1m	30	0,84m
6	346	228	369	63	39	5,4m	4,3m	30	2m
7	411	121	370	63	43	4,5m	2,3m	30	1,64m
8	639	115	309	59	82	2,5m	1m	30	0,84m
9	506	121	312	72	40	2,9m	1,7m	30	1m
10	366	138	315	72	48	4,5m	3m	30	1,64m
11	583	127	365	62	64	3,2m	1,5m	30	1,12m
12	451	114	364	63	45	4m	1,9m	30	1,44m
13	387	114	327	84	74	5m	2,9m	30	1,84m
14	348	196	148	49	36	2,3m	2,9m	30	0,81m
15	312	120	327	84	41	5,5m	3,9m	30	2,04

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

Quadro 5 – Relação aço e concreto sapatas calculadas

SAPATA Nº	detalhamento x	detalhamento y	Concreto (m^3)	Consumo Aço + 10% (kg)
1	N1 - 51 ϕ 12,5mm c/ 8	N2 - 30 ϕ 12,5mm c/ 7	7,53	350,75
2	N1 - 39 ϕ 12,5mm c/ 9	N2 - 38 ϕ 12,5mm c/ 8	8,48	329,71
3	N1 - 49 ϕ 12,5mm c/ 8	N2 - 51 ϕ 12,5mm c/ 8	13,01	502,14
4	N1 - 56 ϕ 12,5mm c/ 7	N2 - 44 ϕ 12,5mm c/ 7	11,9	483,08
5	N1 - 19 ϕ 12,5mm c/ 13	N2 - 14 ϕ 12,5mm c/ 7	1,42	76,4
6	N1 - 89 ϕ 12,5mm c/ 6	N2 - 74 ϕ 12,5mm c/ 5	25,34	1026,1
7	N1 - 62 ϕ 12,5mm c/ 7	N2 - 35 ϕ 12,5mm c/ 6	9,5	463,33
8	N1 - 19 ϕ 12,5mm c/ 13	N2 - 14 ϕ 12,5mm c/ 7	1,41	76,4
9	N1 - 25 ϕ 12,5mm c/ 11	N2 - 17 ϕ 12,5mm c/ 10	2,88	125,06
10	N1 - 62 ϕ 12,5mm c/ 7	N2 - 44 ϕ 12,5mm c/ 6	12,29	526,07
11	N1 - 31 ϕ 12,5mm c/ 10	N2 - 17 ϕ 12,5mm c/ 8	3,15	155,66
12	N1 - 49 ϕ 12,5mm c/ 8	N2 - 26 ϕ 12,5mm c/ 7	6,23	312,98
13	N1 - 76 ϕ 12,5mm c/ 6	N2 - 48 ϕ 12,5mm c/ 6	14,77	670,74
14	N1 - 17 ϕ 12,5mm c/ 13	N2 - 22 ϕ 12,5mm c/ 13	3,22	123,95
15	N1 - 93 ϕ 12,5mm c/ 5	N2 - 69 ϕ 12,5mm c/ 5	23,93	1008,85
		TOTAL	145,06	6231,22

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

8.4 CUSTO COMPARATIVO

Os custos de projeto das sapatas e dos blocos sobre estacas foram realizados com base na composição de custo SINAPI (04/2023). Entretanto, o estudo limitou-se as dimensões disponíveis na composição SINAPI. Além disso, foi observado que o SINAPI não considera valores de mobilização e desmobilização, informação esta que foi orçada com a empresa ENGESF e colocada ao corpo deste estudo no anexo C.

8.4.1 Custo do Projeto em Sapatas

Foram custeadas 15 sapatas, com o intuito de compará-las financeiramente com o custo do projeto de blocos sobre estacas já executados no caso apresentado, de modo a determinar a solução mais econômica dentre as duas. O custo contempla escavação, formas, armação e concretagem. No caderno SINAPI não foi encontrada concretagem de sapatas com fck 25MPA, então foi utilizado fck de 30MPA. Desta forma, o custo será apresentado no quadro 6 a seguir:

Quadro 6 – Custo de Projeto de Sapatas

REFERÊNCIA	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS - SAPATAS	UNID.	QUANT.	CUSTOS UNITÁRIOS	TOTAL
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM RETROESCAVADEIRA	M3	260,6923	R$ 43,79	R$ 11.415,72
96995	REATERRO MANUAL APILOADO COM SOQUETE. AF 10/2017	M3	115,6323	R$ 45,78	R$ 5.293,65
96538	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA E=25MM, 4 UTILIZAÇÕES AF. 06/2017	M2	163,33	R$ 266,13	R$ 43.467,01
96547	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5MM	KG	6231,22	R$ 11,20	R$ 69.789,66
94974	CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇO 1:4,5:4,5 (CIMENTO/AREIA MÉDIA/BRITA 1) - PREPARO MANUAL. AF 07/2016	M3	8,16	R$ 410,76	R$ 3.351,80
96558	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30MPA, COM USO DE BOMBA LANÇA, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF 11/2016	M3	145,06	R$ 643,58	R$ 93.357,71
					R$ 226.675,56

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

8.4.2 Custo de Projeto de Bloco sobre Estacas

Da mesma forma, foram custeados 15 blocos sobre 45 estacas escavadas com 3 (três) tamanhos de diâmetros, para satisfazer o caso apresentado com fundações do tipo profundas, a fim de comparar-lhe financeiramente aos outros métodos apresentados, de modo a determinar a opção mais econômica. Assim, o custo será apresentado no quadro 7 a seguir:

Quadro 7 – Custo de Projeto de Bloco sobre Estacas

BANCO	REFERÊNCIA	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS - ESTACAS	UNID.	QUANT.	CUSTOS UNITÁRIOS	TOTAL
SINAPI						
SINAPI	100897	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 40CM DE DIAMETRO , CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA	M	252	R$ 117,43	R$ 29.592,36
SINAPI	96534	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM MADEIRA SERRADA, E=25MM 4 UTILIZAÇÕES AF 06/2017	M2	50,56	R$ 69,54	R$ 3.515,94
SINAPI	96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16MM	KG	1088	R$ 10,57	R$ 11.500,16
SINAPI	96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10MM	KG	1032	R$ 11,20	R$ 11.558,40
SINAPI	92762	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10MM	KG	1315,7	R$ 11,70	R$ 15.393,22
PROPRIO	X	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO	1	1	R$ 5.000,00	R$ 5.000,00
SINAPI	96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAME, FCK 30MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO AF 06/2017	M3	45,51	R$ 636,79	R$ 28.980,31
						R$ 105.540,40

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2023.

CONCLUSÃO

A escolha adequada do tipo de fundação a ser usada em uma construção é uma etapa crucial na definição da obra. É ela que suporta e transmite toda a carga da edificação ao solo, garantindo a estabilidade desta. Além disso, a definição do tipo de fundação a ser realizada na construção é feita ainda na etapa do projeto, levando em consideração o conhecimento do projetista de fundações em geotecnia e cálculo de estrutura. É ele quem definirá, dentre os possíveis tipos de fundações, a melhor opção em termos de custo-benefício e desempenho em um determinado tipo de solo.

Este trabalho buscou analisar qual o melhor tipo de fundação para uma edificação de loja comercial na cidade de Viamão, obra esta já planejada e executada. Para tanto, a pesquisa limitou-se a contrastar dois tipos de fundações: Blocos sobre estacas (solução já existente) e Sapatas. Elas foram contrapostas em termos de custo-benefício e adequação ao solo.

Para embasar a pesquisa, no capítulo 2 foi trazido o referencial teórico sobre os tipos de fundações em análise. No capítulo 3, foi exposto especificamente o dimensionamento geotécnico de sapatas. Enquanto, no capítulo 4, apresentou-se o dimensionamento estrutural, levando em consideração os cálculos a serem realizados. O capítulo 5, por sua vez, trouxe para exame os domínios de deformação da seção transversal, considerando a sapata rígida, o método de bielas e tirantes e as tensões de cisalhamento. Já o capítulo 6 apresentou o SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da construção civil), parte importante da pesquisa para a comparação de custo-benefício entre os tipos de fundações em análise. Em seguida o capítulo 7 trouxe a metodologia adotada para o estudo e, por fim, o capítulo 8 exibiu o estudo de caso. Primeiramente foi apresentada a obra em si na cidade de Viamão, sua localização e informações de sondagem. Em seguida foram expostas as informações da superestrutura e as cargas do pavilhão. Então, foi apresentado o dimensionamento das fundações por sapatas, considerando-se o método de Bielas e Tirantes. Por fim, foram exibidos os custos comparativos entre a fundação por sapatas e a fundação em blocos sobre estacas.

Com este estudo concluiu-se que a fundação por sapatas teve um custo maior, pois seu valor ficou em mais do que o dobro em relação à fundação por bloco sobre estacas. Portanto, o melhor tipo de fundação para a edificação da loja comercial em

estudo é o método de Blocos sobre Estacas. Tal dado reitera a importância da escolha do projetista de fundações na elaboração do projeto de uma edificação, confirmando o que Rebello (2008) defende de que a experiência do projetista é tão importante quanto o custo da obra e fatores técnicos, pois a fundação é, sem dúvida, a parte mais importante da edificação e esta etapa não pode, sob hipótese alguma, ser negligenciada.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA FILHO, F. M. **Construção de Concreto 2 - Sapatas**, Notas de Aula - Construções de Concreto Armado 2; São Carlos: 2018.

ALMEIDA, L. C. **Solicitações normais cálculo no estado limite último**, Notas de Aula - Estruturas IV - Concreto Armado; Campinas, 2002.

ALONSO, Urbano. **Exercícios de Fundações.** São Paulo, Edgar Blücher, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6122: projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6484: sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.** Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 8036: programação de sondagens de simples reconhecimento de solo para fundações de edifícios.** Rio de Janeiro. 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2014.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura – Prática da construção civil.** 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1988.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de Fundação**. Departamento de Engenharia Civil, UNESP, Bauru-SP. 2019. Disponível em wwwp.feb.unesp.br/pbastos. Acesso em 10.04.2023

BLEVOT, J.; FREMY, R. **Semelles sur pieux. Annales de L`Institut Technique Du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris: 1967. 273 p.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Volume 2**. 2a ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

CINTRA, José Carlos A.;AOKI, Nelson;ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em Fundações Diretas.** São Carlos, Rima, 2003.

CINTRA, José Carlos A.;AOKI, Nelson;ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: projeto geotécnico.** São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico. Disponível em http://lattes.cnpq.br/web/dgp/engenharias. Acesso em 28.09.2020

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2010

HACHICH, Waldemar. **Fundações – Teoria e prática**. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1998.

IBGE. **Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil: métodos de cálculo**/IBGE, coordenação de Índices de Preços. Rio de Janeiro, 2017.

LORENZI, Vinicius. **Fundações na Prática** / Dr. Vinicius Lorenzi. Cascavel, PR: FSC treinamentos em engenharia civil ltda, 2022.

MARTINS JUNIOR, Joaquim. **Como escrever trabalhos de conclusão de curso.** Petrópolis (RJ): Vozes, 2008

MONTOYA, J**. Hormigon armado**, v.1-2. Barcelona, Ed. Gustavo Gili, 5a. ed., 1971.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de fundação.** São Paulo, McGraw-Hill do Brasil,1976**.**

PECK, R.B., HANSON, W.E. e THORNBURN, T.H. **Foundation Engineering. 2a** Edição. New York: John Wiley & Sons, 1974.

REBELLO, Yopanan. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento.** São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

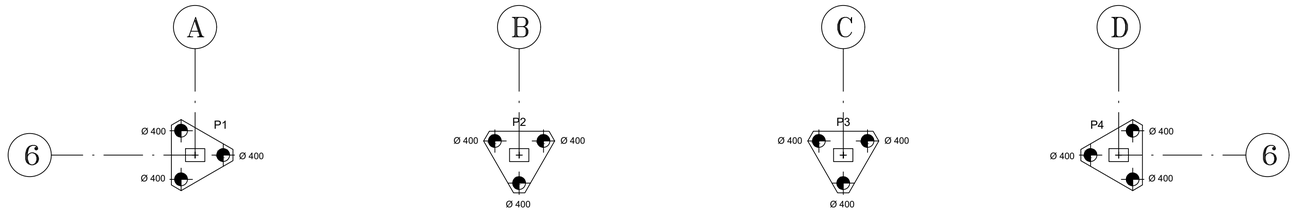
SCHNAID, Fernando. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil: **métodos de cálculo / IBGE, Coordenação de Índices de Preços.** – Rio de Janeiro: IBGE, 2017.

VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações, volume 1. – Nova Ed**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, Dirceu de Alencar. **Fundações, volume 2: Fundações Profundas / Dirceu de Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes. – Nova Ed.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ANEXO A- Projeto de Estacas



CARGAS NOS PILARES

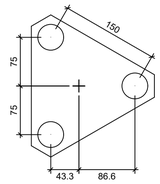
Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Base							
				Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
				Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	40x60	43.3	38.8	12100	-9800	23000	-26100	4.6	-4.2	10.7	-0.0
P2	40x60	34.0	34.1	18100	-18100	23100	-23400	6.3	-6.9	3.4	-3.3
P3	40x60	33.4	31.5	22100	-22000	29100	-24700	7.4	-6.1	3.7	-3.8
P4	40x60	33.1	28.0	9800	-13800	26400	-23000	7.0	-4.9	4.1	-2.3
P5	40x60	70.1	69.3	12400	-8700	36600	-37200	9.2	-6.3	2.6	-5.3
P6	40x60	54.6	33.9	22100	-22800	30900	-36700	8.1	-6.1	3.9	-3.9
P7	40x60	41.1	40.4	10000	-12100	37000	-36800	9.3	-6.3	4.3	-4.2
P8	40x60	63.0	61.1	11300	-12700	30400	-30000	9.7	-5.9	0.1	-8.2
P9	40x60	50.8	44.3	10100	-12100	29400	-31200	8.4	-7.2	4.0	-3.1
P10	40x60	30.6	35.3	13800	-8700	31300	-35200	7.7	-6.2	2.4	-4.3
P11	40x60	56.3	57.8	9900	-12700	35900	-36000	8.3	-6.2	6.4	-2.4
P12	40x60	56.9	51.1	9800	-12100	35900	-36000	8.3	-6.2	6.4	-2.4
P13	40x60	38.7	34.1	10300	-11400	28700	-32700	5.8	-4.4	0.0	-7.0
P14	40x60	34.8	33.1	10000	-10600	14800	-14000	4.0	-4.9	3.9	-3.6
P15	40x60	31.0	26.6	12000	-10000	32700	-28800	5.4	-5.8	3.0	-4.3

Os esforços indicados nesta tabela são os valores máximos obtidos para envoltória de todas as combinações definidas para as fundações. Para análises complementares, deve-se consultar o relatório de esforços na fundação, que apresenta os valores calculados para cada combinação.

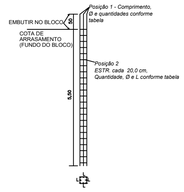
CONVENÇÃO

Mx> Momento em torno do eixo "x"
My> Momento em torno do eixo "y"

DETALHE LOCAÇÃO



ARMADURA DAS ESTACAS

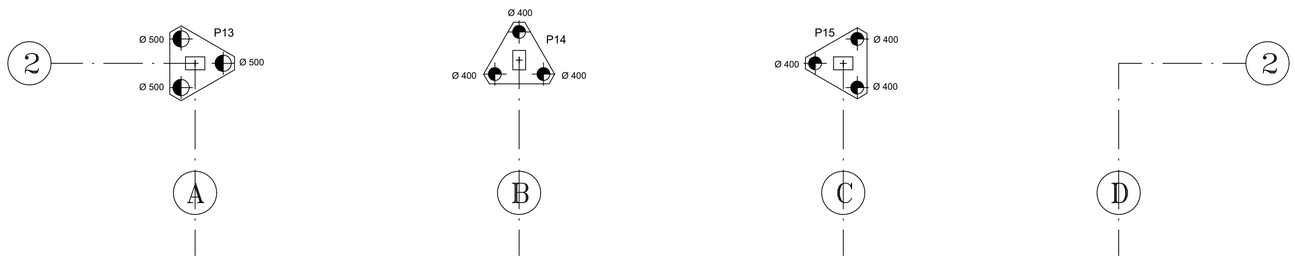


Quantidade	Estaca (mm)	Pos 1 (Longitudinal)	Comprimento (cm)	Pos 2 (Estribo)	L (cm)
21	400	4 Ø 10.0 mm	600	27 Ø 6.3 mm c/ 20 cm	21
21	500	6 Ø 10.0 mm	600	27 Ø 6.3 mm c/ 20 cm	28
03	600	8 Ø 10.0 mm	600	27 Ø 6.3 mm c/ 20 cm	35

OBS : USAR ROLETES ESPAÇADORES DE 100 mm, EM QUANTIDADE E ESPAÇAMENTO ADEQUADOS, QUE GARANTAM A CENTRALIZAÇÃO E RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS DAS ESTACAS.

RESUMO

21	ESTACAS Ø400 mm
21	ESTACAS Ø500 mm
03	ESTACAS Ø600 mm



NOTAS

- DEVERÃO SER DIMENSIONADOS PELO PROJETISTA ESTRUTURAL AS ESPERAS DE FERRO PARA ANCORAGEM DOS PILARES NAS ESTACAS, AS VIGAS DE FUNDAÇÃO, AS VIGAS DE EQUILÍBRIO (VE), OS BLOCOS DE FUNDAÇÃO E ANCORAGEM DAS ARMADURAS DAS ESTACAS NOS BLOCOS, OBSERVANDO O RECOBRIMENTO MÍNIMO DE 5 cm PARA ARMADURAS EM RELAÇÃO ÀS ESTACAS E EMBUTIMENTO MÍNIMO DE 15 cm DO CONCRETO DAS ESTACAS NO FUNDO DO BLOCO.
- PROJETO DE FUNDAÇÕES ELABORADO BASEADO EM PROJETO ESTRUTURAL DE RESPONSABILIDADE DO ENG°. ALEXANDRO CARVARO - A + C ENGENHARIA, E SONDAGEM DE RESPONSABILIDADE DA ENGESF SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA.
- OS MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS HORIZONTAIS NA BASE DOS PILARES, DEVERÃO SER SUPORTADOS PELAS VIGAS DE FUNDAÇÃO E/OU EQUILÍBRIO.
- NOS BLOCOS DE UMA ESTACA DEVERÃO SER PREVISTAS VIGAS DE TRAVAMENTO NAS DUAS DIREÇÕES ORTOGONAIS.
- NOS BLOCOS DE DUAS OU MAIS ESTACAS, EM LINHA, DEVERÃO SER PREVISTAS VIGAS DE TRAVAMENTO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO.
- ANTES DE INICIAR A LOCAÇÃO DAS ESTACAS, DEVERÁ SER EFETUADA UMA RIGOROSA CONFERÊNCIA DAS DIMENSÕES EM PLANTA COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL.
- COMPRIMENTO PREVISTO PARA AS ESTACAS: 10.00 m. COMPRIMENTO ÚTIL MÍNIMO: 9.00 m. COMPRIMENTOS DIFERENTES, DEVERÃO SER COMUNICADOS AO PROJETISTA DE FUNDAÇÕES PARA AVALIAÇÃO E ALTERAÇÕES QUE FOREM NECESSÁRIAS.
- CONCRETO: fck = 25 MPa, fck,j = 20 MPa.
- AÇO PARA AS ESTACAS = CA 50.
- CONFERIR CENTRO DE GRAVIDADE DOS BLOCOS , NO CASO DE DOIS OU MAIS PILARES POR BLOCO.
- APÓS A EXECUÇÃO, DEVERÁ SER FEITA UMA CONFERÊNCIA NA POSIÇÃO DAS ESTACAS. QUALQUER EXCENTRICIDADE CONSTATADA , DEVERÁ SER COMUNICADA AO PROJETISTA DE FUNDAÇÕES PARA VERIFICAÇÃO.
- NORMA DE REFERÊNCIA PARA PROJETO E EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES: NBR 6122 / 10 .

ALTERAÇÕES	DATA

ENGESF SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA
Av. Assis Brasil, 280 - Sala 301 - Porto Alegre - RS
CEP 91010-000
FONE/FAX : 0 (xx) 51 33425199
e-mail : jas.cauduro@terra.com.br

OBRA: CENTRO COMERCIAL ITAVILLE - COBASE
AV. SENADOR SALGADO FILHO, AO LADO DO Nº 7277 - VIAMÃO / RS

REF: 22-020

CLIENTE: ALLEM NEGÓCIOS E PARTICIPAÇÕES LTDA

ESTACAS ESCAVADAS

FUND.

PROJETO: JOSÉ A. S. CAUDURO ENG. CIVIL - CREA/RS: 35647
LUCAS B. CAUDURO ENG. CIVIL - CREA/RS: 145601

PRANCHA Nº 01 / 01

DESENHO: LBC | VERIFICADO | APROVADO | DATA: JUN/2010 | ESCALA: 1:50

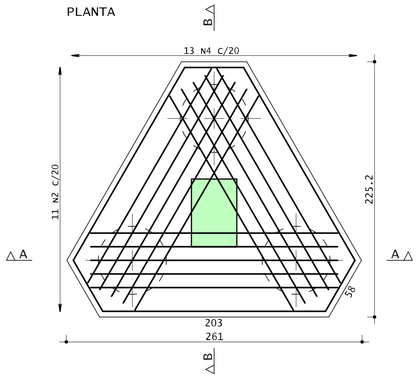
DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - LEI Nº 5196/66

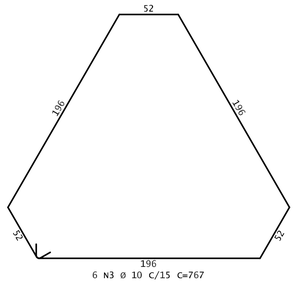
1053.5 x 1122.9 mm

ANEXO B- Projeto de Blocos sobre Estacas

B5
(ESCALA 1:25)

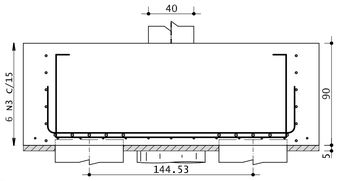
PLANTA



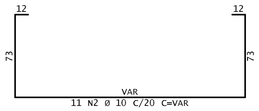


6 N3 Ø 10 C/15 C=767

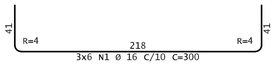
CORTE A - A



11 N2 Ø 10 C/20	
N2A	377
N2B	400
N2C	417
N2D	394
N2E	371
N2F	348
N2G	325
N2H	302
N2I	278
N2J	255
N2K	232

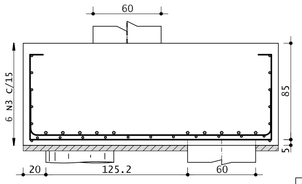


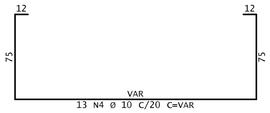
11 N2 Ø 10 C/20 C=VAR



3x6 N1 Ø 16 C/10 C=300

CORTE B - B





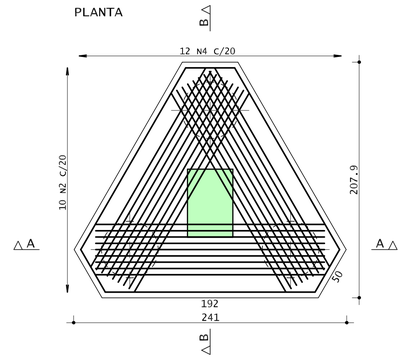
13 N4 Ø 10 C/20 C=VAR

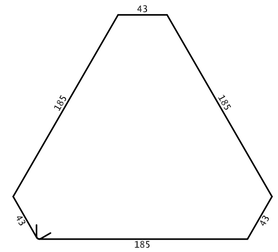
13 N4 Ø 10 C/20	
N4A	199
N4B	266
N4C	301
N4D	335
N4E	370
N4F	389
N4G	389
N4H	389
N4I	370
N4J	335
N4K	301
N4L	266
N4M	199

B8=B6=B7=B9=B11=B12=B13
(ESCALA 1:25)

*** DETALHAR ARM. TRACAO= 11.8 tf/ESTACA.

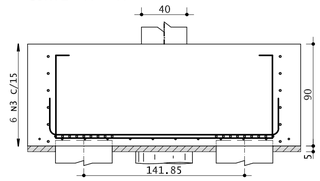
PLANTA



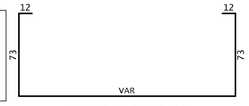


6 N3 Ø 10 C/15 C=707

CORTE A - A



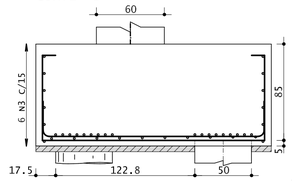
10 N2 Ø 10 C/20	
N2A	367
N2B	390
N2C	387
N2D	364
N2E	341
N2F	318
N2G	294
N2H	271
N2I	248
N2J	225

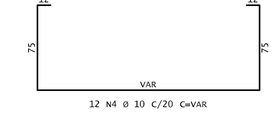


10 N2 Ø 10 C/20 C=VAR

3x6 N1 Ø 16 C/10 C=266

CORTE B - B





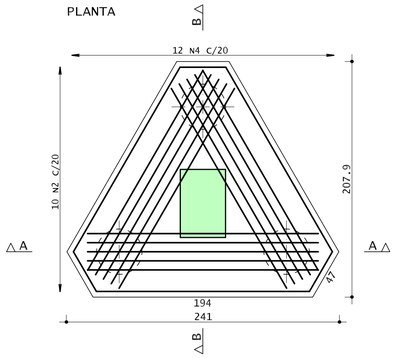
12 N4 Ø 10 C/20 C=VAR

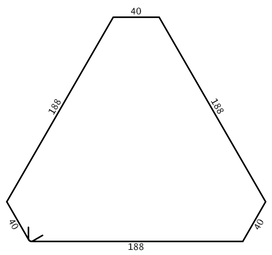
12 N4 Ø 10 C/20	
N4A	199
N4B	258
N4C	293
N4D	328
N4E	362
N4F	372
N4G	372
N4H	362
N4I	328
N4J	293
N4K	258
N4L	199

B10=B1=B2=B3=B4=B14=B15
(ESCALA 1:25)

*** DETALHAR ARM. TRACAO= 20.6 tf/ESTACA.

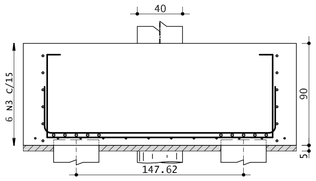
PLANTA



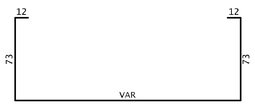


6 N3 Ø 10 C/15 C=707

CORTE A - A



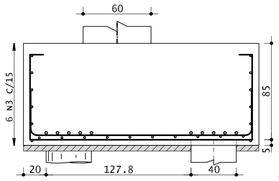
10 N2 Ø 10 C/20	
N2A	370
N2B	393
N2C	384
N2D	361
N2E	338
N2F	315
N2G	292
N2H	268
N2I	245
N2J	222

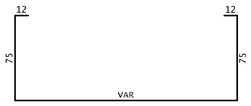


10 N2 Ø 10 C/20 C=VAR

3x5 N1 Ø 16 C/10 C=286

CORTE B - B





12 N4 Ø 10 C/20 C=VAR

12 N4 Ø 10 C/20	
N4A	199
N4B	256
N4C	291
N4D	325
N4E	360
N4F	372
N4G	372
N4H	360
N4I	325
N4J	291
N4K	256
N4L	199

AÇO		POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO UNIT	COMPRIMENTO TOTAL
			mm		cm	cm
B5						
	50A	1	16	18	300	5400
	50A	2	10	11	--VAR-	3696
	50A	3	10	6	767	4602
	50A	4	10	13	--VAR-	4108
B8=B6=B7=B9=B11=B12=B13 (X7)						
	50A	1	16	126	266	33516
	50A	2	10	70	--VAR-	22470
	50A	3	10	42	707	29694
	50A	4	10	84	--VAR-	25368
B10=B1=B2=B3=B4=B14=B15 (X7)						
	50A	1	16	105	286	30030
	50A	2	10	70	--VAR-	22330
	50A	3	10	42	707	29694
	50A	4	10	84	--VAR-	25284

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	10	1672	1032
50A	16	689	1088
Peso Total		50A =	2120 kgf

revisao: 10/08/2014 - alteração do tipo de laje

MARCOS HEINRICH - E.CIVIL CREA/RS 124.761-D
RUA DOS OPERÁRIOS, 30 - CENTRO VIAMÃO/RS - 30540154

CONCRETO
fck = 300 MPa

SOBRECARGA PREVISTA

OBRA Nº 0001

CLIENTE: ALLEM

DES. Nº 01

OBRA: BLOCO COROAMENTO COBASI

TITULO: FUNDAÇÃO FASE 2A
DETALHES BLOCOS

B5
B8=B6=B7=B9=B11=B12=B13
B10=B1=B2=B3=B4=B14=B15

REV. Nº 00

DATA	ESCALA	DESENHO	COORD.	ENG Nº
11/08/2022	1:27	BLO-FUN-FUN-001-R00		

MARCOS JUNIOR GONCALVES HEINRICH PL BLO-FUN-FUN-001-R00.PLT 11/08/2022 15:30:16

ANEXO C- Orçamento ENGESF mobilização e desmobilização máquinas

ENGESF
SONDAGENS E FUNDAÇÕES LTDA

Fone/Fax: (51) 3342.5199
E-mail: engesf@engesf.com.br
Site: www.engesf.com.br

Porto Alegre, 06 de junho de 2023.

À
SR. MATEUS PASSARINHO.

Ref.: Obras na região da grande Porto Alegre.
Ass.: Fundações.

Prezados Senhores:

Conforme solicitação de V.S., informamos que o valor da Mobilização/Desmobilização dos equipamentos de Estaca Escavada e Bate-estaca em Porto Alegre e municípios até 60 km afastados, é R$5.000,00.

Prontos para qualquer maior esclarecimento, subscrevemo-nos.

Atenciosamente

José A. S. Cauduro.
Eng. Civil CREA/RS 35547