LIGA DE ENSINO DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO UNIVERSITÁRIO DO RIO GRANDE DO NORTE
ENGENHARIA CIVIL

MANOELA MONTE CARRILHO TORRES

ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO PARA OBRA DE PEQUENO PORTE EM REGIÃO LITORÂNEA: UM ESTUDO DE CASO EM CHALÉ NA PRAIA DE JACUMÃ, BRASIL

NATAL/RN
2018

MANOELA MONTE CARRILHO TORRES

ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO PARA OBRA DE PEQUENO PORTE EM REGIÃO LITORÂNEA: UM ESTUDO DE CASO EM CHALÉ NA PRAIA DE JACUMÃ, BRASIL

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Esp. Leonardo Hoppe Schröder.

NATAL/RN

2018

MANOELA MONTE CARRILHO TORRES

ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO PARA OBRA DE PEQUENO PORTE EM REGIÃO LITORÂNEA

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil apresentado ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) como requisito final para obtenção do título de Bacharel em Engenheira Civil.

Aprovado em: _____/_____/_____

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Esp. Leonardo Hoppe Schröder

Orientador

_____

Prof. M.Sc. Floriano Medeiros de Andrade Lima

Membro Externo

Dedico em primeiro lugar a Deus que iluminou o meu caminho durante esta caminhada. Aos meus pais, Magda e Milton, irmão, Mozart e a toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida. Aos amigos e colegas pelo incentivo e pelo apoio constante.

AGRADECIMENTO

Aos meus pais, Magda e Milton e ao meu irmão Mozart, por todo o amor, o carinho, o apoio e a educação que foram fundamentais para a minha formação como pessoa e como profissional.

A minha prima e madrinha, Monalisa que sempre me incentivou a tomar minhas próprias decisões e esteve ao meu lado nesse momento tão importante da minha vida, me ajudando e apoiando.

Ao meu namorado, Pedro por ter sido sempre compreensivo quando eu não pude sair de casa por causa dos estudos e TCC, também por sempre me incentivar, acalmar e conversar durante esses cinco anos de curso.

Aos meus colegas de graduação, em especial Sacha, Eudes, Samara, Mariana, Anne e Duda pelo suporte nos momentos de estudo e também pela alegria e companheirismo nos momentos de descontração.

À toda equipe da Andrade Marinho construções, Luana, Patrícia, Evandro, Luciano, Luciana, Régia, Ednaldo e Rivelino, pela oportunidade de trabalho durante esses dois anos de convivência e aprendizado na área e por todo o conhecimento transmitido.

Ao Prof. Leonardo Hoppe, pela orientação, apontando o caminho a seguir para uma boa elaboração deste trabalho.

Ao Centro Universitário do Rio Grande do Norte (UNI-RN) pelos ensinamentos e pelos bons momentos que ali vivi.

RESUMO

As fundações são elementos fundamentais para uma edificação, por isso, é necessário que os estudos delas juntamente com os cálculos estruturais sejam bem feitos e executados. Esta monografia visa discorrer um pouco sobre cada tipo de fundação, para mostrar que existem diversos tipos e finalidades. Com isso, o objetivo principal é escolher a melhor fundação para uma obra de pequeno porte em zona litorânea, de acordo com os parâmetros técnico-financeiro. Foi executado a sondagem de simples reconhecimento (SPT), em seguida escolhido cinco tipos de fundações de acordo com a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) para com isso, começar a realizar o pré-dimensionamento e cálculos. Para o pré-dimensionamento foi feita a planta baixa da obra do chalé, locado os pilares de acordo com o livro de Yopanan C. P. Rebello " A concepção estrutural e a arquitetura", posteriormente utilizado o método de área de influência para encontrar a carga que a edificação irá transmitir ao solo. Com isso, iniciou-se os cálculos. Para fundação superficial, sapata, foi executado cálculos de acordo com três métodos, o método teórico de Terzaghi (1943), semiempírico de Teixeira (1996) e semiempírico de Mello (1975). Para fundações profundas, estacas hélice contínua, raiz, escavada sem fluido e pré-moldada de concreto foram utilizados os métodos de Aoki-Velloso, Decourt-Quaresma e Teixeira. Então, encontrou-se o valor em reais de cada fundação de acordo com a tabela do SINAPI do mês de abril de 2018 para a cidade de Natal, e com isso, foi encontrado que a fundação através de sapata é a mais viável, tanto economicamente como tecnicamente, por ser uma obra de pequeno porte e pelas condições do solo do local.

Palavras-chave: Fundações. SPT. SINAPI. Sapata.

ABSTRACT

The foundations are fundamental elements for a building, so it is necessary that their studies together with the structural calculations are well done and executed. This monograph aims to explain a little about each type of foundation, to show that there are different types and purposes. With this, the main objective is to choose the best foundation for a small work in the coastal zone, according to the technical-financial parameters. A simple reconnaissance survey (SPT) was performed, then five types of foundations were selected according to the National System of Costs Survey and Indexes of Civil Construction (SINAPI) to start pre-sizing and calculations. For the pre-sizing the low plan of the work of the chalet was made, leased the pillars according to the book of Yopanan CP Rebello "The structural conception and the architecture", later used the area method of influence to find the load that the will transmit to the ground. With that, the calculations were started. For surface foundation, shallow foundation, calculations were performed according to three methods, the theoretical method of Terzaghi (1943), semiempirical of Teixeira (1996) and semiempirical of Mello (1975). Aoki-Velloso, Decourt-Quaresma and Teixeira methods were used for deep foundations, continuous propeller, root, excavated without fluid and precast concrete stakes. Then, we found the value in reais of each foundation according to the SINAPI table of the month of April 2018 for the city of Natal, and with that, it was found that the foundation through shoe is the most viable, both economically as technically, because it is a small work and because of the local soil conditions.

Keyword: Foundation. SPT. SINAPI. Shallow foundation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Relatório de ensaio de sondagem SPT 22
Figura 2 – Sapata 27
Figura 3 – Execução de sapata isolada 27
Figura 4 – Visão de um bloco 28
Figura 5 – Radier 29
Figura 6 – Sapata associada 29
Figura 7 – Sapata corrida 30
Figura 8 – Estacas de madeira 32
Figura 9 – Seções transversais de estacas de aço 34
Figura 10 – Execução da estaca Strauss 37
Figura 11 – Execução da estaca Franki 38
Figura 12 – Execução da estaca raiz 40
Figura 13 – Execução de tubulão a céu aberto 41
Figura 14 – Campânula para pressurização de tubulão 42
Figura 15 – Deformação por escoamento lateral 43
Figura 16 – Deformação por adensamento 44
Figura 17 – Mapa onde foi realizado o ensaio SPT 46
Figura 18 – Trecho do resultado da sondagem SPT 47
Figura 19 – Área de influência 50
Figura 20 – Fatores de forma e peso específico do solo 53
Figura 21 – Sapata rígida 57
Figura 22 – Considerações para sapata rígida 58
Figura 23 – Planta de forma 60
Figura 24 – Dimensões das sapatas 60
Figura 25 – a) Bloco de coroamento em vista e b) Bloco de coroamento em corte . 71
Figura 26 – Vista do bloco de coroamento “envolvendo” as estacas 72
Figura 27 – Identificação construtiva da estaca 72
Figura 28 – Identificação do comprimento “L 73
Figura 29 – Altura de um bloco de coroamento 73
Figura 30 – Dimensões de um bloco de coroamento 74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –Tabela de fatores de capacidade de carga 52
Tabela 2 – Dimensionamento geotécnico da sapata 54
Tabela 3 – Verificação do dimensionamento geotécnico da sapata 55
Tabela 4 – Cálculo da altura das sapatas 58
Tabela 5 – Verificação para sapata rígida 59
Tabela 6 – Quantitativo de aço para as sapata 61
Tabela 7 – Volume da escavação das sapatas 62
Tabela 8 – Área de forma das sapatas 63
Tabela 9 – Volume de concreto 63
Tabela 10 – Quantitativo de custos 64
Tabela 11 – Coeficientes K e α 67
Tabela 12 – Coeficientes de transformação 68
Tabela 13 – Valores do coeficiente C 69
Tabela 14 – Valores de atrito 69
Tabela 15 – Valores correspondentes α e β 70
Tabela 16 – Carga admissível estaca hélice contínua 75
Tabela 17 – Dimensionamento das estacas para cada pilar 75
Tabela 18 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca hélice contínua .. 76
Tabela 19 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca hélice contínua 76
Tabela 20 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque pilar 77
Tabela 21 – Quantitativo de custos da estaca hélice contínua 78
Tabela 22 – Carga admissível estaca raiz 79
Tabela 23 – Dimensionamento das estacas raiz para cada pilar 80
Tabela 24 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca raiz 80
Tabela 25 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca raiz 81
Tabela 26 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque pilar para estaca raiz 82
Tabela 27 – Quantitativo de custos da estaca raiz 82
Tabela 28 – Carga admissível estaca escavada 84

Tabela 29 – Dimensionamento das estacas escavadas para cada pilar 84
Tabela 30 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca escavada..... 85
Tabela 31 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca escavada 86
Tabela 32 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar para estaca escavada 86
Tabela 33 – Quantitativo de custos para estaca escavada..... 87
Tabela 34 – Carga admissível estaca pré-moldada de concreto 88
Tabela 35 – Dimensionamento da estaca pré-moldada para cada pilar 89
Tabela 36 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca pré-moldada de concreto 89
Tabela 37 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca pré-moldada de concreto 90
Tabela 38 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar para estaca pré-moldada de concreto 91
Tabela 39 – Quantitativo de custos da estaca pré-moldada de concreto 91
Tabela 40 – Tabela resumo dos custos de cada tipo de fundação 92

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma brasileira
RN	Rio Grande do Norte
N	Número de golpes do SPT
m	Metro
cm	Centímetro
NSPT	Número final de golpes a cada metro
NR	Norma regulamentadora
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SPT	*standard penetration test*
Tf/m²	Tonelada força dividido por metro quadrado

LISTA DE SÍMBOLOS

%	Por cento
>	Maior
=	Igual
<	Menor
x	Vezes
α	Alfa
β	Beta
Φ	Diâmetro
ɵ	Tensão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.1 OBJETIVO 14
1.1.1 Geral 14
1.1.2 Específico 15
1.2 JUSTIFICATIVA 15
2 METODOLOGIA 16
3 ESTUDO DAS FUNDAÇÕES: ALUSÃO HISTÓRICA 18
4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA 19
4.1 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO SPT 21
4.1.1 Importância do SPT 21
4.1.2 Leitura da Sondagem SPT 22
5 OPÇÕES DE FUNDAÇÕES 25
5.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (RASA OU DIRETA) 25
5.1.1 Sapata 26
5.1.2 Bloco 27
5.1.3 Radier 28
5.1.4 Sapata associada 29
5.1.5 Sapata corrida 30
5.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS 30
5.2.1 Estacas pré-moldadas 31
5.2.1.1 Estaca de madeira 32
5.2.1.2 Estaca metálica 32
5.2.1.3 Estaca de concreto 34
5.2.1.4 Estaca de concreto protendido 35
5.2.2 Estacas moldadas in loco 35
5.2.2.1 Estaca escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante 36
5.2.2.2 Estacas hélice contínua monitorada 36
5.2.2.3 Estaca Strauss 36
5.2.2.4 Estaca Franki 37
5.2.2.5 Estaca escavada com uso de fluido estabilizante 38
5.2.2.6 Estaca raiz 39
5.2.2.7 Estaca hélice de deslocamento monitorada 40

5.2.2.8 Estaca trado vazado segmentado 40
5.2.2.9 Tubulão a céu aberto 41
5.2.2.10 Tubulão a ar comprimido 41
6 RECALQUE 43
7 ESTUDO DE CASO 45
7.1 RESULTADO DO SPT FEITO NA PRAIA DE JACUMÃ 45
7.2 AVALIAÇÃO DO RESULTADO 47
7.3 POSSIBILIDADES DE FUNDAÇÕES PARA O LOCAL 48
7.4 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL: SAPATA 49
7.4.1 Quantitativo 61
7.5 FUNDAÇÃO PROFUNDA: **estacas** 65
7.5.1 Método semiempírico de Aoki-Velloso (1975) 65
7.5.2 Método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978) 68
7.5.3 Método Semiempírico de Teixeira (1996) 70
7.5.4 Blocos de coroamento 71
7.6 CÁLCULO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA 74
7.7 CÁLCULO DA ESTACA RAIZ 79
7.8 CÁLCULO DA ESTACA ESCAVADA 83
7.9 CÁLCULO DA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO 88
8 CONCLUSÃO 93
REFERÊNCIAS 94
ANEXO 97
APÊNDICES 99

1 INTRODUÇÃO

Na Engenharia Civil a fundação da edificação é considerada uma das partes mais importantes, pois, se o estudo dessas, juntamente com os cálculos estruturais e a análise do terreno não forem bem feitos e bem executados, pode acarretar em graves patologias na estrutura da edificação, como rachaduras, subsidência do terreno, e até mesmo colapso da edificação.

Para o bom desempenho do objeto construtivo é necessário um grande leque de informações e, para isso, faz-se necessário estudo geotécnico que definirá o tipo e as características do solo para que as fundações transmitirão as cargas provenientes da estrutura, bem como reconhecimento das áreas vizinhas para não haver problema de bulbo de tensões e recalques. Com esses dados é possível iniciar o pré-dimensionamento estrutural a partir de fundações previamente escolhidas.

Com isso, o referido Trabalho de Conclusão de Curso visa a esclarecer os tipos de fundações e suas subdivisões, bem como suas finalidades. No mais, pretende auxiliar a escolha de qual será o melhor tipo de fundação, em um estudo de caso, para construção em área costeira de um chalé localizado na praia de Jacumã-RN.

Além disso, o trabalho é baseado em referenciais bibliográficos e informações com embasamento científico, que proporcionarão boa cognição no estudo teórico e prático.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar os vários tipos de fundações existentes e com isso fundamentar a escolha do melhor tipo de fundação para uma edificação de pequeno porte de acordo com a necessidade e situação exigidas pelo meio onde está sendo trabalhado

1.1.2 Específico

Compreender a importância da investigação geotécnica e suas subdivisões, além dos ensaios mais utilizados e o porquê do estudo do solo.

Perceber a relevância de todo o contexto do estudo das fundações desde o princípio, para o entendimento do estudo de caso, nesse caso, a construção de chalé em zona litorânea, na praia de Jacumã-RN.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho, justifica-se pelo reconhecimento da importância das estruturas, como pedra fundamental de qualquer obra de engenharia civil. Aprofundar esse estudo a partir das análises de cinco fundações de uso corrente no Brasil, revelou-se de suma importância para complementar os aportes dados pela graduação.

Por fim, este trabalho justifica-se pela vontade de unir conhecimentos durante a graduação e aprofundá-los, para ter um embasamento teórico melhor, a fim de colocar em prática o primeiro projeto de fundações, de uma obra de pequeno porte, avaliando a questão técnico-financeira.

2 METODOLOGIA

Esta monografia está respaldada em pesquisas bibliográficas e livros de engenharia civil voltados para a área de fundações, normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e conteúdos previamente vistos durante os anos letivos do curso de graduação em Engenharia Civil.

Tudo isso para abordar o melhor desenvolvimento do embasamento teórico voltado para aprimorar o entendimento dos tipos de fundações, para que servem e quando são utilizadas, bem como para a compreensão da investigação geotécnica, que engloba os estudos do subsolo, ensaios, sondagens, porque e para que são empregadas, qual a importância, exemplos e as diferenças entre solos ditos bons e ruins.

Com a análise e aprofundamento na teoria das fundações de edificações, é possível um melhor entendimento sobre o assunto abordado, para então desenvolver a parte prática deste trabalho, o estudo de caso.

O estudo de caso tem o objetivo de escolher dentre as várias opções a melhor fundação a ser utilizada em uma edificação de pequeno porte previamente escolhida. Trata-se de uma edificação residencial unifamiliar que possui dois pavimentos, cerca de 86m² e será construída no litoral norte do estado do Rio Grande do Norte. Essa edificação será referenciada neste texto simplesmente por chalé. O melhor tipo de fundação para o chalé é aquele que atende aos estados limites último e de serviço (ELU e ELS) e, além disso, apresenta o menor custo. Para isso foi feito o dimensionamento e o orçamento de alguns tipos de fundações.

Para o correto dimensionamento dos tipos de fundações estudados se faz necessário a realização de investigação geotécnica do terreno onde será construído o chalé. Seguindo as determinações normativas brasileiras podemos proceder inicialmente com uma investigação geotécnica do tipo preliminar que consiste em uma sondagem de simples reconhecimento que na prática brasileira consiste na realização de ensaio a percussão do tipo SPT, cuja sigla tem origem no inglês (*standard penetration test*) e significa ensaio de penetração padrão. A partir da planta baixa arquitetônica foi calculada a área de projeção da edificação no terreno para determinar a quantidade mínima de sondagens a ser executada. Porém, como esta monografia é para fins acadêmicos, não foi executada a quantidade mínima exigida por norma. Foi executada apenas uma sondagem.

Os tipos de fundações escolhidos para participar do estudo foram aqueles que tinham suas composições de preço disponíveis no Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que foi a tabela de composições e preços utilizada para a elaboração do orçamento das fundações do estudo. Desta forma os tipos de fundações são os que seguem: sapata, estaca tipo hélice contínua, estaca escavada sem fluído, estaca raiz e estaca pré-moldada de concreto.

Como apenas se teve acesso às plantas e alçados de arquitetura da edificação, foi definida uma planta estrutural preliminar com a posição dos pilares, vigas e lajes. Foram atribuídas seções para os pilares da estrutura com base em cálculos simplificados de pré-dimensionamento. Com isso, foram executados os cálculos para cada uma das fundações de cada um dos pilares da edificação. O cálculo da tensão admissível da fundação superficial foi realizado a partir dos métodos teórico de Terzaghi (1943), semiempírico de Teixeira (1996) e semiempírico de Mello (1975), todos estes métodos vistos de acordo com Mantuano (2013), e foi feita a verificação do estado limite de serviço (ELS) a partir do método de Schmertmann (1978) visto no livro Fundações diretas projeto geotécnico. O cálculo da carga admissível das fundações profundas foi realizado a partir dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Então, elaborou-se o orçamento de acordo com a tabela do SINAPI de abril de 2018 e comparou-se os resultados, encontrando assim a fundação ideal.

Por fim, foi exposto todos os cálculos efetuados, de forma detalhada, apresentando então, uma fundamentação adequada para o fechamento do caso. Para complementar, foi desenvolvido uma planta técnica com detalhes da fundação escolhida para que a mesma possa ser executada.

3 ESTUDO DAS FUNDAÇÕES: ALUSÃO HISTÓRICA

Desde a Pré-história, o homem precisava de abrigo para se proteger dos animais selvagens e ameaças que tinha em seu meio de vida, para isso, se instalava em ambientes naturais, as cavernas.

No momento seguinte, passou-se a ter a necessidade de criar seus próprios refúgios, e consequentemente surgiu a preocupação com a estabilidade do local. Dessa forma, percebeu-se que o tipo de solo teria a ver diretamente com isso, pois existem os solos que são mais resistentes, podendo fazer alicerces mais rasos e solos menos resistentes, que devem ser mais profundamente escavados, para então se iniciar a construção.

Os Gregos também se preocuparam com as edificações, por serem muito simples, utilizavam pedras naturais ou trabalhadas em suas fundações. No entanto, nas maiores obras como palácios e templos, passaram a usar grandes blocos superpostos, misturados com cascalho para uma melhor resistência (REBELLO, 2008).

Mesmo sem estudos, com a própria intuição e vivencia do povo, foi possível observar que eles tinham o cuidado e a noção do quão uma fundação era essencial para uma boa obra, e para cada tipo de estrutura e solo encontrado no local eles utilizaram formas diferentes de execução.

Por isso, é de fundamental importância a fundação de uma edificação, pois se os cálculos estruturais e a execução não forem bem feitos, pode levar toda a estrutura à ruína.

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para se executar um projeto de fundações de uma determinada estrutura é necessário primeiramente fazer uma investigação geotécnica, isso implica em saber qual o tipo de solo há no local em questão. Porque, ao se construir uma edificação e a carregar com o próprio peso da estrutura e carga acidental, ou seja, pessoas e objetos, isso tudo estará solicitando da fundação a qual estará solicitando do terreno, dessa forma ocorrem deformações no solo de forma vertical (recalque[1]), horizontal e rotações. Sempre haverá deformações no solo, mas, para garantir a funcionalidade e segurança da estrutura, é necessário fazer uma fundação adequada para cada tipo de solo especifico e obra.

Então, tudo se inicia com a investigação geotécnica, a qual é subdivida em dois grupos: preliminar e complementar.

A investigação geotécnica preliminar tem o objetivo de conhecer as características principais do solo, como a estratigrafia, classificação, presença de água, em qual posição.

Em geral, nessa fase são executadas apenas sondagens a percussão SPT, com exceção dos casos em que se sabe previamente da ocorrência de blocos de rocha os quais necessitam ser ultrapassados durante a investigação, nesse caso é solicitado sondagens mistas.

As quantidades de furos feitos dependem da área do terreno, porém a quantidade mínima de furos, independentemente da área que irá ser construída, são de 2. São duas as normas que regem esse tipo de sondagem: NBR 6484/2001 (Método de ensaio) e NBR 8036/1983 (Programação de sondagens de simples reconhecimento); A norma para classificação do solo é a NBR 6502/1995.

A investigação complementar deve ser feita, em função dos resultados encontrados na investigação geotécnica preliminar, dessa forma, realizando outros ensaios e sondagens a fim de definir o traçado dos perfis geotécnicos do subsolo. Outra situação que torna necessária a investigação geotécnica complementar, é quando for encontrada diferença entre as condições locais e o que foi fornecido pela investigação preliminar. Nesse caso, então são feitas sondagens adicionais,

---

[1] Movimento vertical descendente de um elemento estrutural quando o movimento for ascendente, denomina-se levantamento. Convenciona-se representar o recalque com o sinal positivo. (CAMPITELI, 2017).

instalação de piezômetros, ensaios de campo e de laboratório até que haja um esclarecimento por completo e sane as dúvidas.

A característica geral do solo de Natal-RN é predominantemente de origem de rocha sedimentar. Esta formação é composta por sedimentos cenozoicos, os quais compreendem os sedimentos terciários e quaternários. Na cidade pode-se observar afloramentos de sedimentos da Formação Barreiras, depósitos eólicos, arenitos ferruginosos, arenitos de praia (*beach rocks*) e os sedimentos praiais. (JESUS, 2002).

O solo da cidade do Natal é em sua maior parte, composto por sedimentos arenosos e de composição quartzosa. Porém, é possível verificar uma variação composicional e granulométrica nos diferentes substratos da região supracitada. Em relação ao diâmetro dos sedimentos, estes são predominantemente formados por areias finas a médias, podendo ainda ocorrer intercalações de material siltoso a argiloso, em diferentes profundidades. Mediante ao exposto, é compreensível que independentemente das características geológicas do solo da cidade do Natal ser de predominância arenosa, sua variabilidade é notória, conforme atestam Gusmão et al (2005), que ao exporem sobre a diversidade dos aspectos geotécnicos, abordam a predominância de três domínios sedimentares para a região da grande Natal, destacando-se um domínio de sedimentos eólicos, continentais (terrígenos) e flúviomarinho (RODRIGUES, 2017).

Com isso, pode-se observar que os sedimentos que fazem parte do substrato geológico da região da grande Natal, podem resultar em diferentes tipos de solos e características geotécnicas (porosidade, permeabilidade, índice de vazios, etc.) adversas. Mediante ao exposto, entende-se que a execução de ensaios geotécnicos (Sondagem SPT) na região da grande Natal é uma condição *sine qua non* para a compreensão da resistência e estabilidade do solo. Se com isso conseguir obter todos os dados necessários para a identificação do solo, tem-se esse ensaio como base para a partir das informações nele contidas executar os cálculos estruturais. Caso ainda existam dúvidas ou pontos que não tenham sidos esclarecidos, quanto ao solo do local, serão necessários ensaios com investigação complementares.

O estudo de caso em questão é uma edificação de pequeno porte, ou seja, de baixo grau de complexidade, foi possível apenas com o ensaio SPT sanar as dúvidas quanto às camadas de solo, presença de água e NSPT de cada camada.

4.1 SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO A PERCUSSÃO SPT

A sondagem de simples reconhecimento à percussão SPT é um tipo de sondagem padronizado internacionalmente, de tal forma que os seus resultados podem ser lidos por todos que conhecem o método. A norma brasileira que regulamenta esse ensaio é a ABNT NBR 6484/2001. O equipamento utilizado para realizar a sondagem é um “tripé”, porém com quatro pernas, e em sua extremidade tem uma roldana com um peso pendurado e então se deixa cair esse peso a uma altura de 75 cm para penetrar no solo. Esse peso possui 65 Kg. Após se instalar o tripé, começa o furo no solo inicialmente com o auxílio de uma cavadeira. Após a abertura de uma vala com um metro de profundidade, o amostrador tem sua ponta apoiada no fundo do furo. Então, a partir disso iniciam-se alguns procedimentos padronizados, lançando novamente o peso e contando a quantidade de golpes necessários para cravá-lo a uma profundidade total de 45 cm., no entanto o valor relevante é o número de golpes dos últimos 30 cm de cada metro perfurado e é ele que recebe o nome de SPT .Com esses dados obtidos é possível então determinar a coesão do solo, compacidade ou consistência, resistência, tipo de solo e o nível da água a cada metro perfurado (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para saber quantos furos serão necessários executar para ter um bom embasamento teórico do solo do local, é necessário saber o tipo da estrutura, características especiais e condições do subsolo, pois de acordo com a norma NBR 8036/1983 itens 4.1.1.2 para um edifício de até 1200 m² de área, devem ser feitas sondagens no mínimo uma a cada 200 m² de área de projeção em planta. Nas edificações que tenham entre 1200 m² a 2400 m², devem ser feitas sondagens a cada 400 m² que ultrapassarem o primeiro valor. Se a área de projeção em planta ultrapassar 2400 m², o número de sondagens é de acordo com o “plano particular da construção”.

Em qualquer situação, o mínimo admissível de sondagens são duas, sem mínimo de área da edificação, até 200 m² e, entre 200 m² a 400 m², são feitas três sondagens.

4.1.1 Importância do SPT

A sondagem à percussão com SPT é muito importante para o resultado final

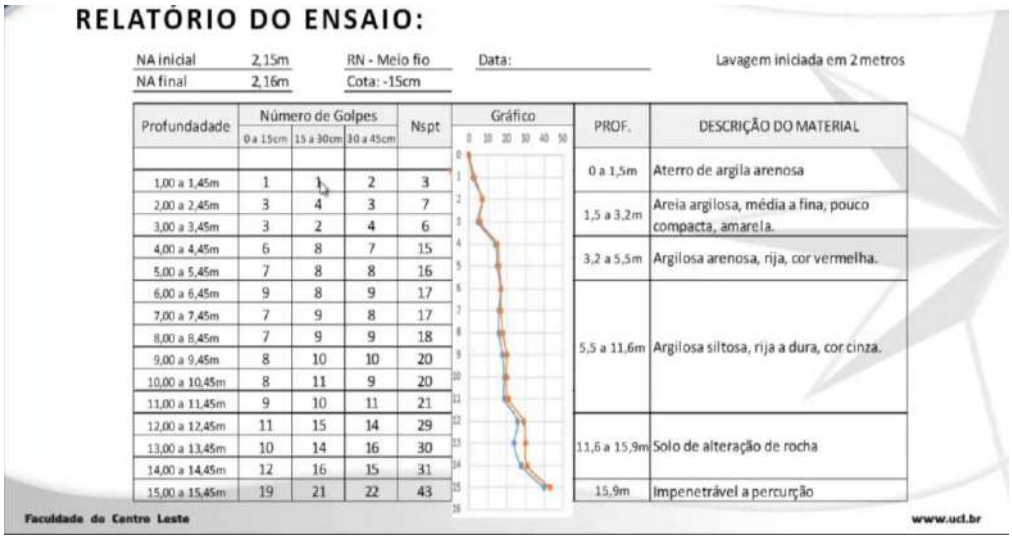
de uma boa edificação, pois ao se construir uma obra de engenharia é necessário se adaptar às condições do subsolo. No entanto, normalmente para obras de pequeno porte as pessoas tendem a não fazer a investigação preliminar do subsolo, muitas vezes por pressa em construir, “economia” e o absentismo de técnicas e profissionais qualificados, o que muitas vezes leva a atrasos da edificação ou até mesmo problemas futuros como rachaduras nas paredes, recalques da fundação, chegando até ao colapso completo da edificação.

Não se pode dizer que há economia ao se deixar de fazer o SPT, pois é a sondagem do solo que permite eleger exatamente o melhor tipo de fundação a ser feito, ou seja, deixando de fazer esse tipo de ensaio, a obra tanto pode ser superdimensionada, isto é, gastando-se muito mais para executar ou subdimensionada, o que vai acarretar problemas futuros, que precisarão de reparos, e normalmente esses reparos custam caro, sem falar que pode haver o colapso das fundações, levando a edificação à ruína.

4.1.2 Leitura da sondagem SPT

Cada empresa que faz a sondagem à percussão SPT fornece um laudo com todas as informações necessárias para um engenheiro poder saber qual o solo e características do local. Com isso, apresento abaixo um relatório de ensaio para entender as informações fornecidas por ele (Figura 1).

Figura 1 – Relatório de ensaio de sondagem SPT



RELATÓRIO DO ENSAIO:

NA inicial 2,15m | RN - Meio fio | Data: | Lavagem iniciada em 2 metros
NA final 2,16m | Cota: -15cm

Profundadade	Número de Golpes 0 a 15cm	15 a 30cm	30 a 45cm	Nspt
1,00 a 1,45m	1	1	2	3
2,00 a 2,45m	3	4	3	7
3,00 a 3,45m	3	2	4	6
4,00 a 4,45m	6	8	7	15
5,00 a 5,45m	7	8	8	16
6,00 a 6,45m	9	8	9	17
7,00 a 7,45m	7	9	8	17
8,00 a 8,45m	7	9	9	18
9,00 a 9,45m	8	10	10	20
10,00 a 10,45m	8	11	9	20
11,00 a 11,45m	9	10	11	21
12,00 a 12,45m	11	15	14	29
13,00 a 13,45m	10	14	16	30
14,00 a 14,45m	12	16	15	31
15,00 a 15,45m	19	21	22	43

PROF.	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
0 a 1,5m	Aterro de argila arenosa
1,5 a 3,2m	Areia argilosa, média a fina, pouco compacta, amarela.
3,2 a 5,5m	Argilosa arenosa, rija, cor vermelha.
5,5 a 11,6m	Argilosa siltosa, rija a dura, cor cinza.
11,6 a 15,9m	Solo de alteração de rocha
15,9m	Impenetrável a percurção

Faculdade do Centro Leste
www.ucl.br

Fonte: Compilado de UCL (2015).

No laudo de um ensaio a percussão SPT apresentado na figura 1 acima, fornece informações como, no lado superior esquerdo está constando o NA inicial que quer dizer que a medição do nível de água após o termino do furo de sondagem estava em 2,15 m. O NA final é feito após 24 horas do término do ensaio, que estava na cota de 2,16 m, ou seja, a variação foi de 0,01 m.

Deve ser feita uma referência do nível em que foi feito o ensaio, nesse caso está referenciado como “RN- Meio fio”, então, o nível de referência do ensaio é o meio fio da rua. Logo abaixo consta “Cota: -15 cm” isso quer dizer que o ensaio foi feito a -15 cm do nível de referência, que é o meio fio da rua. Logo ao lado é colocado a data do SPT. É necessário colocar o posicionamento desse ensaio em planta e a posição geográfica. Logo ao lado da data tem a informação de que a lavagem começou a 2 m e é importante essa informação para verificar se a partir desse momento tem alguma variação no resultado do NSPT. A lavagem foi o método utilizado, pois esse tipo de sondagem pode ser feito através de trado ou de lavagem, sendo utilizada a cravação de um amostrador padrão para a obtenção de medida de resistência a penetração, coleta de amostra e determinação do nível de água.

Após entender todas essas informações iniciais, começa a parte do ensaio efetivamente, que corresponde, na tabela acima tem à primeira coluna, que é a profundidade. Esse tipo de ensaio é feito a cada metro e tem o percurso de 45 cm, então no primeiro metro foi feito até 1,45 m, o segundo metro até 2,45 m e assim sucessivamente até chegar a 15 m. A segunda, coluna referente ao número de golpes, é subdividida em 3 colunas menores, ou seja, a primeira coluna menor é o número de golpes de 0 a 15 cm, isto é, quantos golpes foram necessários para chegar à profundidade de 15 cm. A segunda coluna menor é o número de golpes de 15 a 30 cm, que quer dizer a quantidade de golpes necessários para chegar à profundidade entre 15 e 30 cm. E, por fim, a última coluna menor é o número de golpes de 30 a 45 cm.

Após essas informações é calculado o NSPT, que nada mais é do que a somatória do número de golpes de 15 a 30 cm com o de 30 a 45 cm. Logo em seguida é feito um gráfico que nele consta duas linhas, a primeira na cor azul, a qual é o somatório de golpes até 30 cm e a segunda linha, que está representada na cor laranja é o NSPT, que é o que vai ser utilizado para os devidos cálculos no projeto de fundações. Porém, é bom observar a diferença entre as linhas de cor azul e de cor laranja, para ver o quanto tem essa diferença devido ao amolgamento do solo quando

tem o processo de lavagem.

E, por fim, encontra-se a descrição do material para cada profundidade, pois amostras são levadas ao laboratório e a partir de ensaios e análise tática e visual por um geólogo é possível saber os tipos de solo.

A partir dos tipos de solo, do NSPT encontrado e do nível de água no local é possível calcular as fundações desejadas até encontrar a ideal (UCL, 2015).

5 OPÇÕES DE FUNDAÇÕES

Para a construção de uma edificação é necessário saber qual tipo de fundação será mais viável técnica e economicamente.

Existem as fundações chamadas de superficiais (diretas ou rasas) que englobam sapatas, sapatas associadas, sapata corrida, bloco, radier e tubulão. Como também existem as fundações profundas, as quais são classificadas por moldadas *in loco* e pré-moldadas. As moldadas *in loco* englobam: estaca broca, estaca Strauss, estaca escavada com trado helicoidal, estaca hélice contínua, estaca escavada com lama betonítica, estaca Franki, estaca injetada, estaca raiz, tubulão a céu aberto e tubulão a ar comprimido. Já as estacas pré-moldadas, variam quanto ao material, podendo ser de madeira, aço, concreto armado ou protendido.

O tubulão é uma fundação que se enquadra em mais de um tipo, pelo fato de ter o alargamento da base e, sua carga ser transmitida essencialmente pela área da base, como também por ter descida de pessoas em pelo menos algum momento de sua execução, por causa desses fatores é considerada fundação superficial. Mas, pelo fato de ter um fuste longo e as cargas serem transmitidas ao solo nas camadas mais profundas, então, é considerada profunda. Será detalhado em fundações profundas.

5.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (RASA OU DIRETA)

Fundação rasa ou direta, é aquela cujas as cargas da edificação são transmitidas ao solo nas suas primeiras camadas. Para identificar se o solo é bom e resistente o bastante para a futura edificação, é obrigatório por norma, no mínimo, fazer a investigação preliminar com sondagem à percussão SPT.

Segundo Rebello (2008, p. 41):

> Para efeito prático, considera-se técnica e economicamente adequado o uso de fundações direta quando o número de golpes do SPT for maior ou igual a 8 e a profundidade máxima não ultrapassar 2 m. O primeiro limite indica a resistência mínima necessária para uso de fundação direta; o limite de profundidade se deve ao custo da escavação e reaterro necessário para a execução da fundação, acima do qual o uso da fundação direta torna-se antieconômico.

Porém, é imprescindível observar todas as camadas de solo dadas no perfil individual de sondagem à percussão, pois, se nas primeiras camadas N≥8 e depois

ocorre um abaixamento desse número N, é preciso perceber se é viável utilizar a fundação superficial ou se haverá necessidade de se aplicar a fundação profunda. Depende de cada caso e da magnitude da edificação, pois tudo decorre da carga que a edificação irá transmitir ao solo e o quanto o solo é resistente.

Na fundação superficial, as cargas são transmitidas ao solo por meio da área da base, que são as sapatas ou o radier, como também pode ser por bloco, sendo constituído apenas de concreto. A carga atuante deverá se distribuir pela área de contato da sapata/radier/bloco com o solo, aplicando então uma tensão a qual no máximo deverá ser igual a tensão admissível do solo.

Porém, há uma exceção para os tubulões, que embora sejam fundações profundas, transmitem considerável carga ao solo através da sua base alargada, sendo, portanto, também considerados rasos.

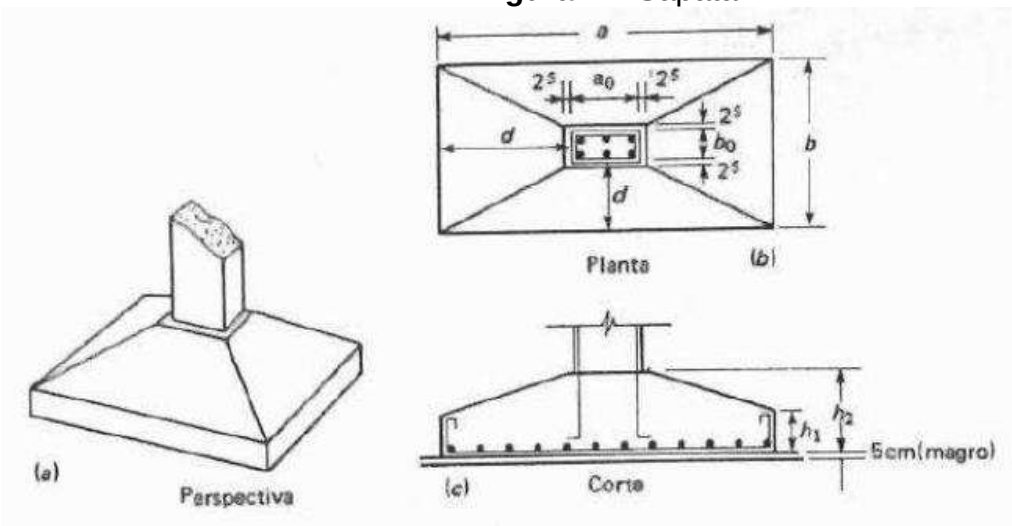
A fundação rasa deve ser a primeira a ser considerada, porém, é dificilmente utilizada em obras de grande porte onde que se constatou um subsolo de baixa resistência (CAMPITELI, 2017).

5.1.1 Sapata

De acordo com a NBR 6122/2010, a sapata (Figuras 2 e 3) é um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao solo pelas tensões distribuídas sob a base da edificação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão do alicerce.

Este tipo de fundação é indicado quando o solo tem alta capacidade de suporte e em obras de pequeno porte, principalmente são mais utilizadas do que outros tipos de fundações superficiais, por ser mais econômica (CAMPITELI, 2017).

Figura 2 – Sapata



Fonte: Compilado de Campiteli (2017).
Legenda: a) Sapata em perspectiva; b) Sapata em planta; c) Sapata em corte.

Figura 3 – Execução de sapata isolada

Fonte: Compilado de Campiteli (2017).

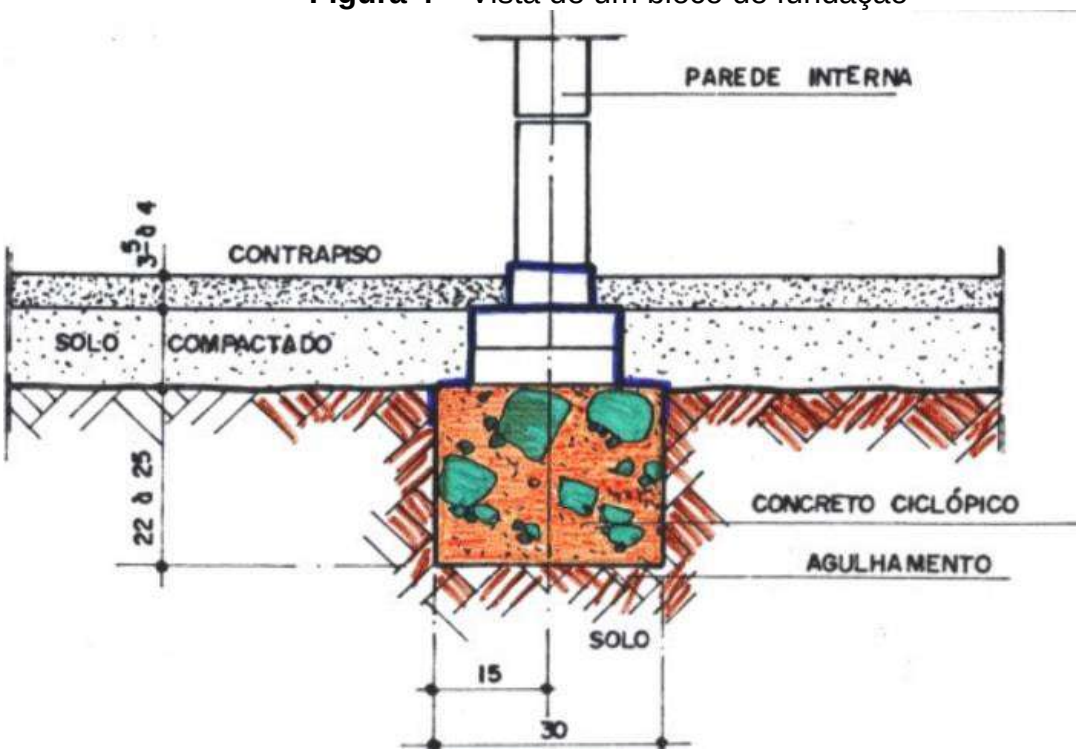
5.1.2 Bloco

De acordo com a NBR 6122/2010 e Velloso e Lopes (2010) o bloco de fundação superficial (Figura 4) é feito exclusivamente de concreto, de modo que dispense a armação horizontal, para flexão. É dimensionado de maneira que as tensões de tração resultantes sejam resistidas, sem a necessidade do aço, sendo assim, as tensões de tração que são máximas na base devem ser inferiores à

resistência à tração do concreto.

Não há qualquer proibição ao uso de blocos em decorrência dos valores das cargas. Sendo que, para cargas grandiosas, as alturas dos blocos podem obrigar a escavações profundas, inclusive, podendo atingir o nível de água, ou então conduzir a volumes de concreto que os colocam em desvantagem quando comparados às sapatas.

Figura 4 – Vista de um bloco de fundação



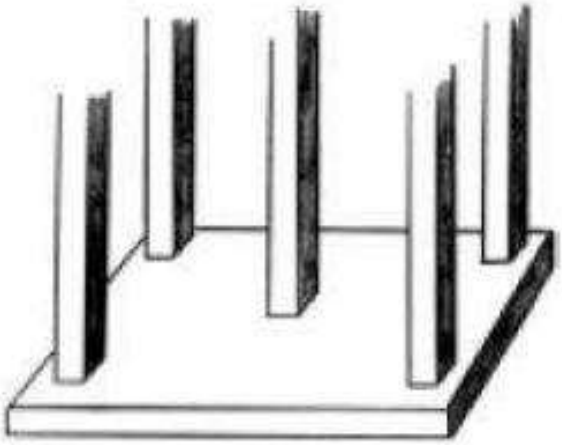
Fonte: Compilado de escola engenharia (2017).

5.1.3 Radier

O radier é um elemento de fundação superficial que inclui parte dos pilares, ou todos de uma estrutura, podendo dizer que é uma laje de concreto armado que está em contato direto com o solo, recebendo as cargas dos pilares e paredes da edificação e descarregando sobre toda a parte do solo que está em seu contato (Figura 5).

Esse tipo de fundação é mais utilizada quando sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram e também quando se deseja uniformizar os recalques. Uma orientação prática que pode ser seguida é que quando a área total das sapatas for maior que a metade da área de construção, deve-se adotar o radier.

Figura 5 – Radier

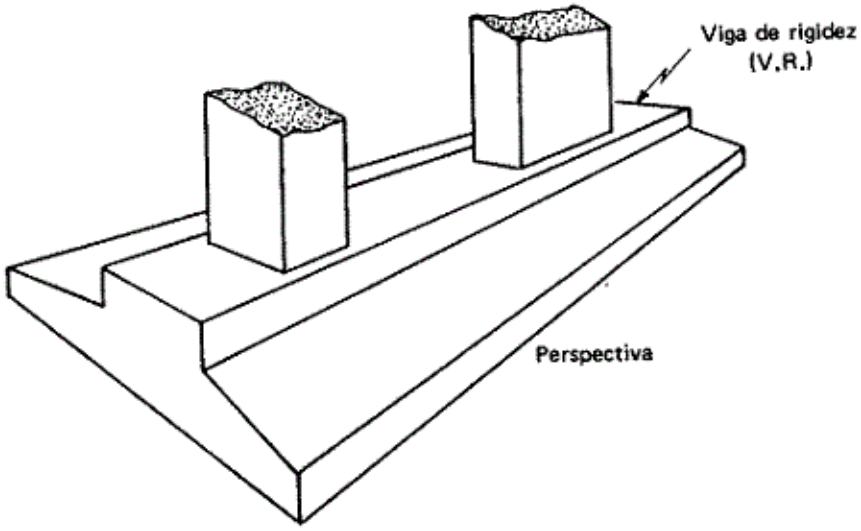


Fonte: Compilado de Campiteli (2017).

5.1.4 Sapata associada

A sapata associada é feita de concreto armado, de modo que o concreto juntamente com a armadura resista às tensões de tração. Esse tipo de fundação superficial é mais utilizado quando a posição de duas ou mais sapatas isoladas ficam muito próximas, então por falta de espaço, opção estrutural ou melhor trabalhabilidade pode agrupar as duas ou mais sapatas comuns a vários pilares, cujos centros em planta, não estejam situados em um mesmo alinhamento, formando um único elemento estrutural com os locais respectivos das saídas dos pilares (Figura 6). Dessa forma, o uso de uma sapata associada pode receber as cargas de dois ou mais pilares próximos (CAMPITELI 2017).

Figura 6 – Sapata associada

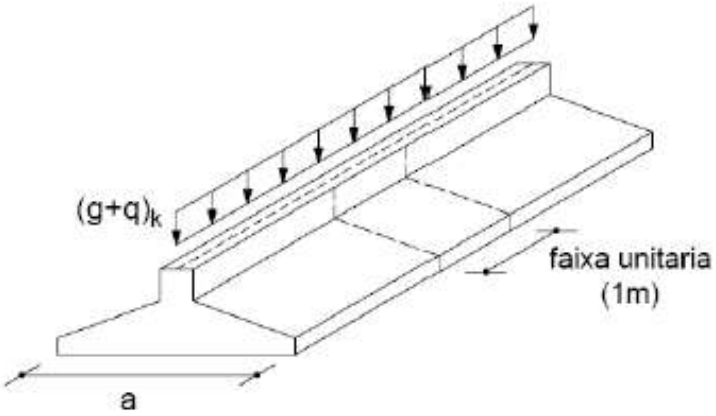


Fonte: Compilado de Campiteli (2017).

5.1.5 Sapata Corrida

De acordo com a NBR 6122/2010 a sapata corrida é utilizada para suportar cargas de elementos contínuos, como paredes e muros, por exemplo, suportando cargas que são distribuídas linearmente (Figura 7). A escavação é geralmente feita à mão e pode ser executada com concreto ciclópico.

Figura 7 – Sapata corrida



Fonte: Compilado de Campiteli (2017).

5.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

De acordo com a NBR 6122/2010 são consideradas fundações profundas, aquelas cuja carga é transmitida a carga ao terreno pela peia base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência do fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

As estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores.

No caso do tubulão trata-se de um tipo de fundação que tanto é considerado superficial, pois transmite a carga ao solo principalmente pela sua base alargada e há descida de pessoas em algum momento da escavação, como também é considerada profunda, pois tem comprimento maior ou igual a 3,0 metros.

5.2.1 Estacas pré-moldadas

De acordo com Dickran Berberian (2017) à estaca pré-moldada é fabricada fora da cava, pode ser feita em usina ou até mesmo no canteiro de obra. A vantagem desse tipo de fundação é que por ela ser cravada comprime o solo, tendo um bom desempenho do atrito lateral. É rápida e pode-se contar com a resistência de ponta.

A desvantagem de uma estaca cravada pré-moldada é que dependendo do solo, se for uma argila rija, por exemplo, podem ocorrer falhas, descolando a estaca do solo e não voltando a aderir, ficando assim um espaço entre a estaca e o solo, afetando a resistência da fundação. A solução para corrigir esse tipo de “defeito” em uma obra de pré-moldada cravada, é que se jogue areia durante a cravação da estaca, para que com ela se preencha as falhas.

Outra desvantagem é que a estaca se for de concreto, ao ser transportada pode sofrer fissuras, diminuindo sua resistência. Além disso, precisa de um elemento chamado de bate estaca para cravar *in loco* e em locais urbanos com vizinhança, dificilmente ela é utilizada, pois com o cravamento, o solo vibra e pode interferir nas fundações vizinhas. Mais uma desvantagem, é que a estaca pode se quebrar quando tiver sendo cravada, é previsto um desperdício de 3% e, quando esse fenômeno ocorrer, deve ser substituída à estaca por duas, espaçadas de acordo com o centro de gravidade do bloco.

E, por fim, um ponto importante a se observar é que esse tipo de estaca, quando cravada, chegando ao ponto de nega[2] do solo, ou seja, não consegue cravar mais, mesmo que o tamanho da estaca ainda esteja “sobrando” e devesse chegar a uma profundidade superior, precisa ser cortada para ficar no tamanho ideal, da cota de arrasamento[3].

Então, esse tipo de fundação é mais utilizado em locais que não tenha vizinhança, como em sítios, fazendas, ambientes menos urbanos em geral, tendo que assim, comparar a viabilidade com os outros tipos de fundações. Esse tipo de

---

[2] A nega corresponde a penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe do pilão. Em geral, é medida por uma série de dez golpes. Ao ser fixada ou fornecida, deve ser sempre acompanhada do peso do pilão e da altura de queda ou da energia de cravação (martelos automáticos). Pode-se dizer que a nega é uma medida indireta e dinâmica da capacidade de carga da estaca (CAMPITELI, 2017).

[3] A cota de arrasamento é o nível em que deve ser deixado o topo da estaca ou tubulão, demolindo-se o excesso ou completando-o, se for o caso. Deve ser definido de modo a deixar que a estaca e sua armadura penetrem no bloco com um comprimento que garanta a transferência de esforços do bloco à estaca (CAMPITELI, 2017).

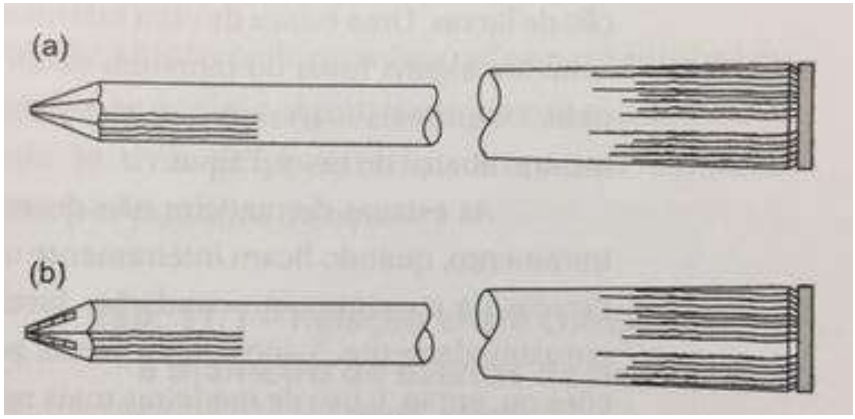
fundação pode ser feito de madeira, aço, concreto ou mista.

5.2.1.1 Estaca de Madeira

De acordo com Velloso e Lopes (2010), “as estadas de madeiras são constituídas por troncos de árvores, razoavelmente retilíneos” e nas extremidades há uma preparação para cravação (Figura 8). Em obras permanentes, deve- se fazer um tratamento na madeira contra-ataques de fungos, bactérias e pragas.

No Brasil, são pouco utilizadas estacas de madeira para obra permanentes, por causa da deterioração do material causado da presença de fungos e vegetais que vivem na madeira e resultam no apodrecimento; por ataques de térmitas ou cupins e brocas marinhas as quais incluem vários crustáceos. No entanto, para obras provisórias são mais utilizadas, devido à facilidade do manuseio, de corte e preparação para a cravação e após a cravação.

Figura 8 – Estacas de madeira



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) sem reforço de ponta; (b) com reforço de ponta (ponteira)

5.2.1.2 Estaca Metálica

De acordo com a NBR 6122/2010 para a utilização de estacas metálicas, estas devem ser planejadas de acordo com a ABNT NBR 8800/2008, tendo que observar que deve considerar a seção reduzida da estaca.

As estacas de aço que estiverem totalmente e permanentemente enterradas, em qualquer situação do lençol d´água, não precisam de tratamento especial, desde que seja descontada a espessura indicada. Para saber a espessura que deve ser

descontada devido à corrosão, deve-se utilizar a tabela 5 da norma 6122/2010.

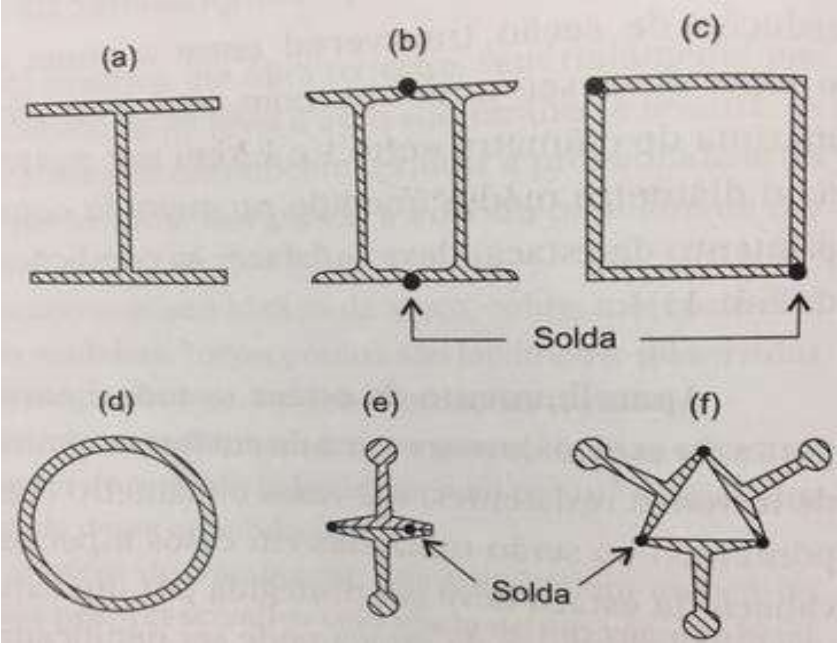
De acordo com Velloso e Lopes (2010), as estacas metálicas, tem vantagens e desvantagens, como em todos os tipos de fundações. As vantagens são:

a. Se adaptam bem para cada caso, já que sua flexibilidade permite criar diversas formas e dimensões (Figura 9);
b. São facilmente transportáveis e manuseáveis por possuírem um peso relativamente pequeno e alta resistência aos esforços de flexão, tração e compressão;
c. As estacas metálicas são mais facilmente cravadas ao solo, pelo fato do material ter uma elevada resistência;
d. Se chegar a nega e a estaca de aço precisar ser cortada ou então precisar de emendas, pode-se utilizar o maçarico ou emendar por solda, um processo muito mais rápido e prático do que o que teria que ser feito com outros tipos de estacas. Além disso, o material cortado pode ser reutilizado em outras estacas;
e. O aço do tipo SAC pode ser utilizado em alguns casos, devido à resistência a corrosão.

Desvantagens:

a. O custo do aço no Brasil é muito caro, o que torna muitas vezes a utilização desse material para a construção civil, inviável;
b. Corrosão.

Figura 9 – Seções transversais de estacas de aço



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) Perfil de chapas soldadas; (b) Perfis I laminados, associados (duplo); (c) Perfis tipo cantoneira, associados (duplo); (d) Tubos; (e) Trilhos associados (duplo); (f) Trilhos associados (triplo).

5.2.1.3 Estaca de concreto

De acordo com a ABNT NBR 6122/2010, para o dimensionamento estrutural de estacas de concreto pré-moldadas ou pré-fabricadas, devem-se utilizar as normas da ABNT NBR 6118/2014 e NBR 9062, limitando o Fck a 40 Mpa. Devido às tensões de cravação, deve ser utilizado reforço da armadura transversal nas extremidades da estaca.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a principal vantagem das estacas pré-moldadas em relação às moldadas *in loco*, está na boa qualidade do concreto que se pode obter, pois os agentes agressivos, que podem ser possivelmente encontrados no solo, não terão nenhuma ação de pega e cura no concreto. Outra vantagem que pode oferecer com esse tipo de fundação “é a segurança que oferecem na passagem através de camadas muito moles”, pois, é onde a concretagem no solo pode acarretar problemas. Como principal desvantagem das estacas pré-moldadas pode-se apontar o obstáculo na adaptação das variações do terreno.

5.2.1.4 Estaca de Concreto Protendido

De acordo com Velloso e Lopes (2010), utiliza-se estacas de concreto protendido para grandes cargas e grandes comprimentos. As vantagens que esse tipo de fundação oferece, são:

a) Alta resistência à tração decorrente da cravação, compressão, flexão composta e na flexão transitória;
b) Maior durabilidade, devido a menor fissuração e por ser manipulada facilmente com o auxílio das máquinas;
c) Suporta forças de tração elevadas;
d) Para obedecer a exigências de projeto, pode ser moldada em qualquer configuração de seção, podendo ser maciça ou oca;
e) Podem ser moldadas dimensões de grande seção transversal e grande comprimento. Na ponte de Oesterchelde na Holanda, por exemplo, foram utilizadas estacas de concreto protendido de formato cilíndrico com até 4 m de diâmetro e 70 m de comprimento, da mesma forma são utilizadas em plataformas de petróleo no Golfo de Maracaibo, Venezuela.
f) A fim de aumentar a resistência a flexão, tem o emprego vantajoso da proteção excêntrica, quando são utilizadas como estacas-prancha em ensecadeiras, estruturas de arrimo, muros de cais etc.

5.2.2 Estacas Moldadas *in loco*

O grande benefício das estacas moldadas *in loco* em relação às pré-moldadas é permitir que execute a concretagem no comprimento ideal e adequado, sem precisar arrasar a estaca. Com relação à capacidade de carga, as estacas moldadas *in loco* podem oferecer valores ainda melhores do que as pré-moldadas, pois a qualidade da estaca depende mais da prática e eficiência da pessoa/equipe que está executando do que de uma estaca pré-moldada, que durante sua moldagem faz que tenha controle quanto a qualidade do material, porém, durante o transporte, pode ocorrer problemas que interfiram nessa qualidade. As estacas moldadas *in loco* podem ser executadas mesmo em locais com solo muito duros ou rochas, através da escavação com material adequado, que se fosse estaca pré-moldada, não teria como executar a cravação

(VELLOSO; LOPES, 2010).

5.2.2.1 Estaca escavada com trado mecânico, sem fluido estabilizante

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “E”, as estacas escavadas com trado mecânico, sem fluído estabilizante, é uma fundação executada apenas em locais onde o solo se mantenha estável com o furo, pois para esse tipo de estaca, não se usa revestimento, como também fluído estabilizante. O furo é executado a partir de um trado espiral e sua profundidade se limita ao nível do lençol freático.

Em caso das estacas não estarem sujeitas a esforços de tração ou flexão, a armadura pode ser posicionada após a concretagem, sem necessidade de estribos, apenas posicionando uma a uma. Em situações em que esse tipo de fundação esteja sujeita a esforços de tração horizontal ou momentos, a armadura deve ser posicionada antes da concretagem.

5.2.2.2 Estacas hélice contínua monitorada

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “F”, as estacas do tipo hélice contínua monitorada é do tipo que é moldada *in loco*, precisando utilizar um trado helicoidal para introduzir no terreno. A introdução do concreto é feita através de haste central do trado, ao mesmo tempo da sua retirada. A armadura colocada nesse tipo de estaca é do tipo gaiola e deve ser introduzida após a concretagem, com o auxílio de peso ou vibrador.

A estaca hélice contínua é indicada para áreas urbanas principalmente, pois, não ocasiona muitas vibrações e ruídos, podendo também ser utilizada através de pré-escavações para introdução de perfis metálicos, caso não se deseje uma estaca moldada *in loco* (CAMPITELI, 2017).

5.2.2.3 Estaca strauss

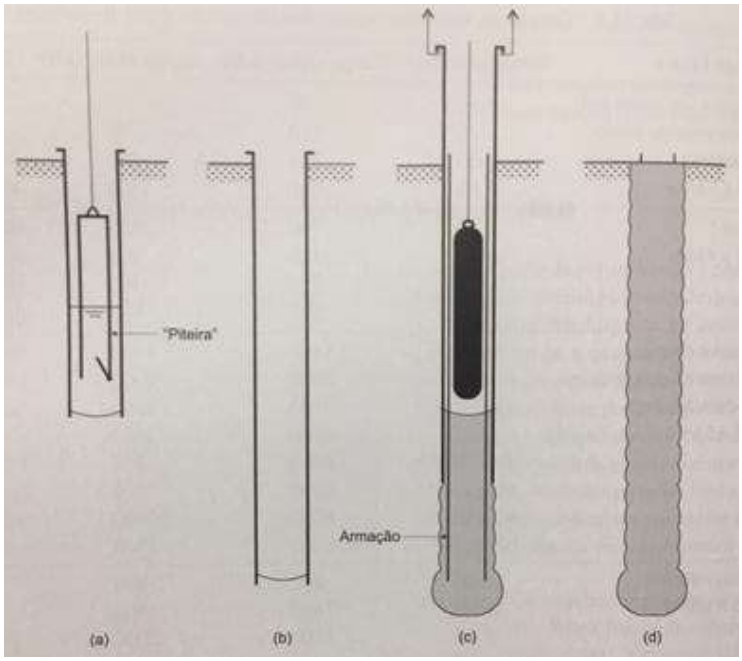
De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “G”, a estaca Stauss é executada (Figura 10) através da escavação com o auxilio de uma sonda, que também é denominada de piteira e, ao mesmo tempo, introduz o revestimento

metálico até que atinja a cota de projeto. Para a realização da concretagem, lança o concreto apliloando-o, ao mesmo tempo que faz a retirada do revestimento, o qual fornece estabilidade à perfuração e faz com que não ocorra o estrangulamento do fuste e a mistura do concreto com o solo, o que causaria a diminuição da resistencia da estaca.

Esse tipo de estaca é recomendado em casos de obras que solicitem do solo cargas pequenas a medias, por exemplo de 20 a 70 toneladas (BERBERIAN, 2017).

A estaca Strauss não deve ser utilizada em solos que contenham areia submersa ou argilas muito moles saturadas, pois apresenta capacidade de carga menor que as estacas Franki e Pré-moldadas de concreto, como também há limitação quanto à presença do lençol freático. É indicada para locais confinados, devido ao equipamento utilizado ser pequeno, leve e provocar pouca vibração (CAMPITELI, 2017).

Figura 10 – Execução da estaca Strauss



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) Escavação; (b) Limpeza do furo; (c) Concretagem após colocação da armadura; (d) Estaca pronta.

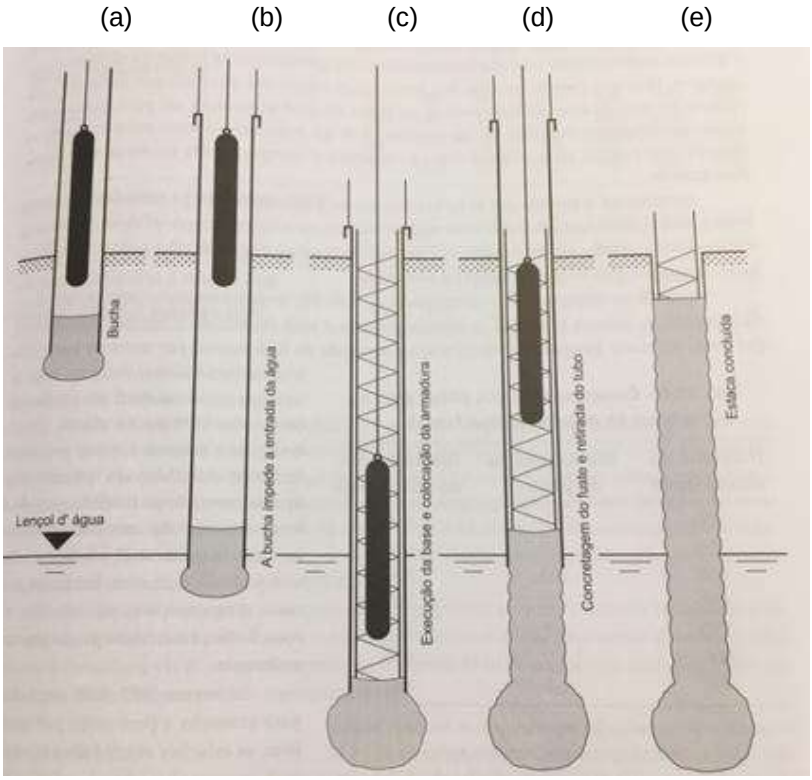
5.2.2.4 Estaca Franki

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “H” a estaca do tipo Franki é executada (Figura 11) primeiramente, através da cravação de um tubo

em uma seca de pedra e areia aderida ao tubo. Ao atingir a cota, a bucha é expulsa e a base é alargada, então executa a colocação da armadura em seguida executa o fuste de concreto apiloado ocorrendo simultaneamente a retirada do revestimento.

Esse tipo de estaca é indicada para o caso em que a camada resistente encontra-se em profundidades variáveis. No caso de terrenos com pedregulhos ou pequenos matacões, relativamente dispersos (CAMPITELI, 2017).

Figura 11 – Execução da estaca Franki



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) Visualização da bucha; (b) Bucha impedindo a entrada de água; (c) Execução da base e colocação da armadura; (d) Concretagem do fuste e retirada do tubo; (e) Estaca concluída.

5.2.2.5 Estaca Escavada com Uso de Fluido Estabilizante

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “I”, a estaca escavada com uso de fluido estabilizante, “ pode ser lama betonítica ou polímero sintético para sustentação das paredes da escavação.” a concretagem é realizada de forma submersa, pois com a concretagem é deslocado o fluído que estava dentro da estaca até chegar a superfície. Esse tipo de fundação pode ter diversas formas de seções transversais como, circulares, retangulares ou parede diafragma (quando

contínua). A armadura é colocada depois do fluído estar dentro do furo e antes da concretagem.

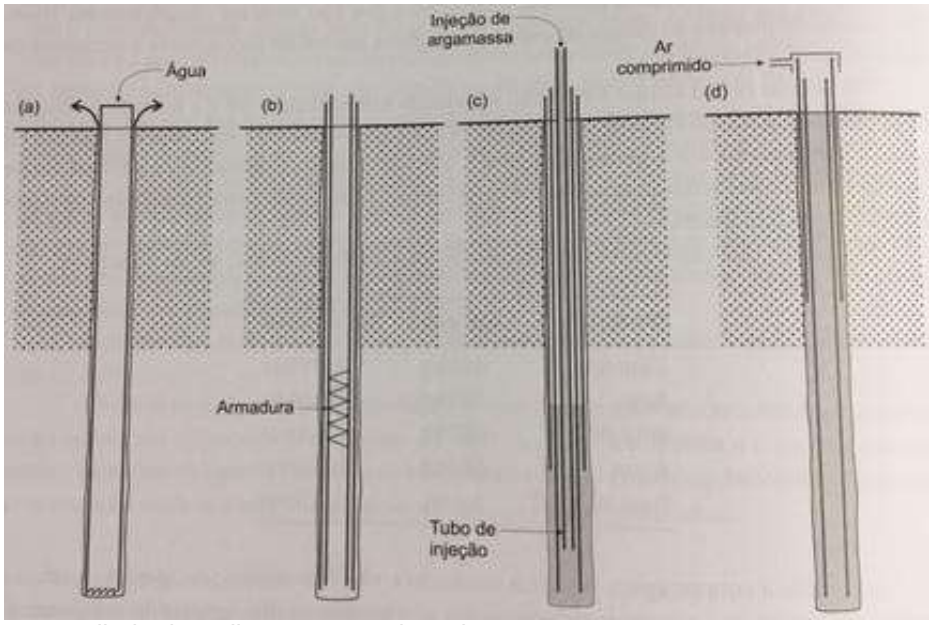
5.2.2.6 Estaca Raiz

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo” L”, a execução da estaca raiz (Figura 12) é procedida pela efetuação do furo atavés de perfuração rotativa ou rotopercussiva ao mesmo tempo em que se coloca o revestimento (tubos metáticos) ao longo de todo o comprimento da estaca. Após esse primeiro processo estar finalizado, “limpa-se inteiramente o furo através da utilização da composição de lavagem”, para então colocar a armadura e em seguida ocorre a concretagem ao mesmo tempo em que o revestimento é retirado.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) a estaca raiz foi desenvolvida com a finalidade de utilizar para contenção de encostas. Depois de alguns anos, começaram a se utilizar em reforço de fundação e, posteriormente como fundações tradicionais.

Esse tipo de estrutura tem algumas vantagens comparado a outras: pelo fato de não produzirem vibrações e choques, podem ser executadas em locais que tenham blocos de rocha ou peças de concreto, o que é um obstáculo para outros tipos de fundações; em geral, os equipamentos são de pequeno porte, o que viabiliza em locais mais restritos e podem ser executadas em qualquer inclinação e na vertical, como de costume.

Figura 12 – Execução de estaca raiz



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) Limpeza do furo; (b) Colocação da armadura; (c) Concretagem com a retirada do revestimento; (d) Estaca pronta.

5.2.2.7 Estaca hélice de deslocamento monitorada

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “M”, a estaca hélice de deslocamento monitorada é executada a partir de um trado que se introduz ao terreno e desloca o solo, de modo que não haja retirada do substrato. Em seguida, é concretado a partir de uma injeção feita pelo interior do tudo central e, imediatamente sem seguida deve haver a colocação da armadura com o auxílio de peso ou vibrador. Existe outra forma de execução, onde a armadura é colocada pelo prório tubo central do trado antes da concretagem, sendo assim, a tampa metálica do trado será perdida.

5.2.2.8 Estaca trado vazado segmentado

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “O”, a estaca trado vazado segmentado é executada de forma que um trado helicoidal perfura o solo por roração, após o termino do furo há a descida da armadura e por fim injeta o concreto pela propria haste central do equipamento.

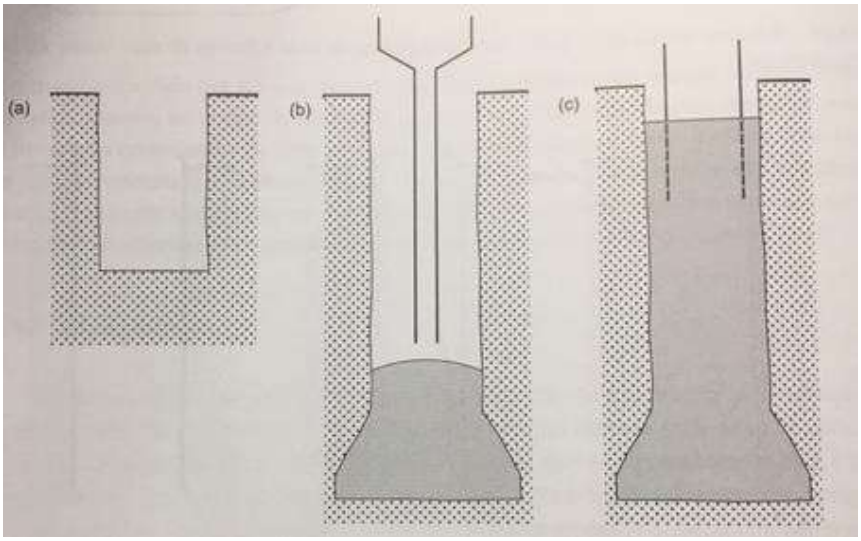
5.2.2.9 Tubulão a céu aberto

De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 em seu anexo “J”. o tubulão (Figura 13) é um tipo de fundação profunda a qual é escavada de forma manual ou mecânica em que pelo menos na etapa final, haja descida de pessoa para poder alargar a base ou fazer a limpeza do fundo.

As caracteristicas deste tipo de fundação, é que por mais que seja fundação profunda, as cargas são transmitidas principalmente pela base, pois é o substrato de maior resistencia, podendo ser executada acima do lençol freático ou abaixo dele, se o solo for estável e respeirar as Normas de segurança conforme o Ministério do Trabalho e NR-18.

Com relação a concretagem, a armadura do fuste deve ser colocada após a limpeza do tubulão, tomando cuidado para que não haja queda de material como também de solo dentro da fundação, tomando cuidado para deixar uma abertura de 30 cm x 30 cm para a execução da concretagem de forma correta.

Figura 13 – Execução de tubulão a céu aberto



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).
Legenda: (a) Escavação; (b) Concretagem; (c) Tubuão pronto.

5.2.2.10 Tubulão a Ar Comprimido

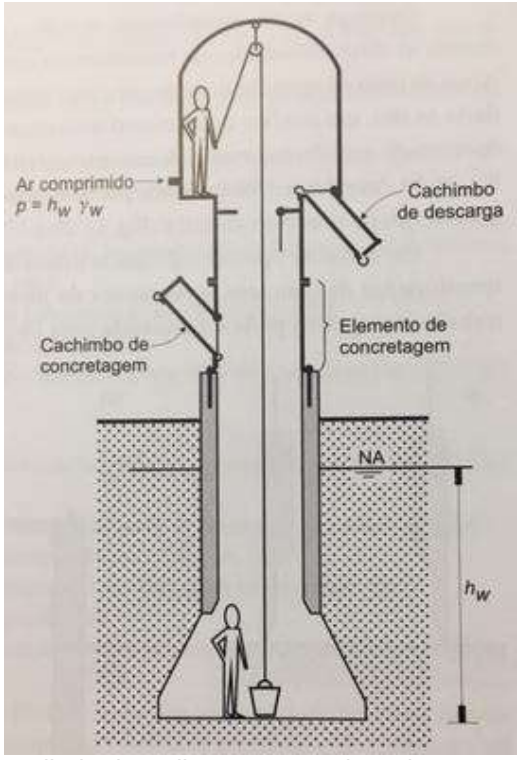
De acordo com a norma ABNT NBR 6122/2010 Anexo “K”, o tubulão a ar comprimido (Figura 14) é um tipo de fundação profunda a qual é escavada de forma manual ou mecânica em que pelo menos na etapa final, haja descida de pessoa para

poder alargar a base ou fazer a limpeza do fundo.

As cargas desse tipo de fundação são transmitidas principalmente pela base, por isso que pode-se encaixar também como fundação superficial, por causa desse ponto importante. É utilizada essa solução, sempre que há pretensão de executar tubulões abaixo do nível d´água, e que o solo se mantenha estável, sem risco de desmoronamento. Para e escavação do fuste deste tipo de tubulão, é necessário auxilio de revestimento que tanto pode ser de concreto, quanto de aço, podendo ser um material recuperado ou perdido.

Para e execução de tubulões é de fundamental impotancia atender todos os requisitos da legislação trabalhista em vigor (Portaria 3214 do Ministério do Trabalho e Emprego-NR 18), pois já houve muitos acidentes ao fazer a limpeza da base da fundação ou alarga-la, devido ao fato do tipo de solo não atender a norma e desmoronar, ocasionando mortes.

Figura 14 – Campânula para pressurização de tubulão



Fonte: Compilado de Velloso e Lopes (2010).

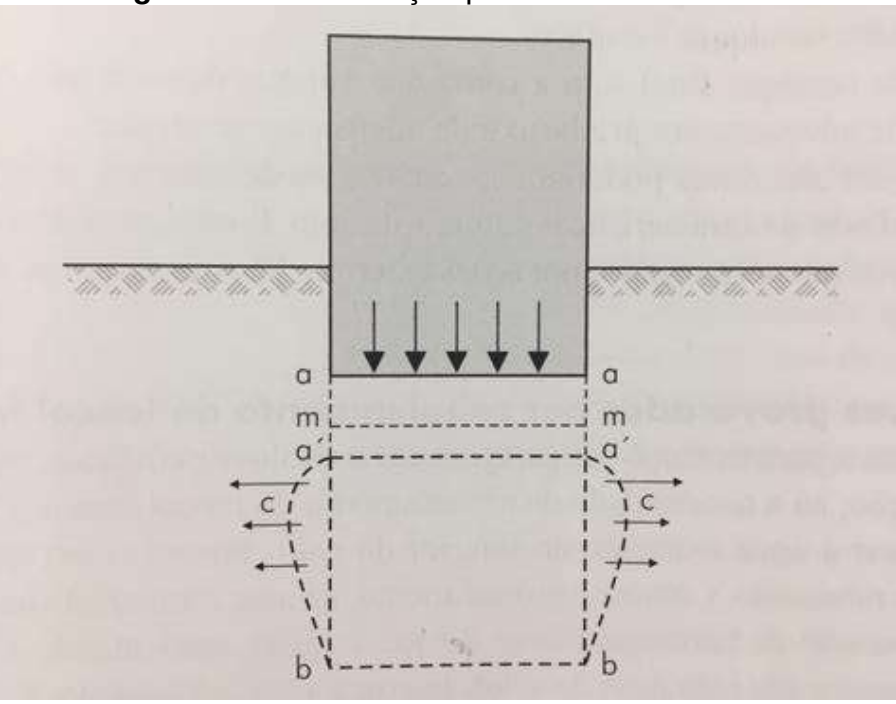
6 RECALQUE

O recalque é o fenômeno de deslocamento que ocorre no solo devido a cargas que o mesmo está submetido. Dessa forma, provoca movimentação na fundação e, dependendo da intensidade do recalque, pode acarretar em sérios problemas. Existem três tipos de deformações que o solo pode sofrer, a deformação elástica, por escoamento lateral e por adensamento. A primeira, é representada pela deformação que qualquer material irá apresentar desde que submetido a carga e ocorre imediatamente após a aplicação da mesma e em solos mais argilosos ocorrem mais intensamente.

A segunda, ocorre também em solos mais argilosos principalmente, ocorrendo a migração do solo de partes mais solicitadas para as menos solicitadas, então, o deslocamento do solo se dá da parte do centro para a lateral (Figura 15).

Por fim, a deformação por adensamento acontece pela redução do volume aparente do maciço do solo, pois no solo tem vazios que são deixados pela água intersticial e com a carga aplicada, expulsa-se essa água e reduz o volume do solo. Com isso, esse tipo de deformação é a que mais pode causar problemas comuns de recalques nas fundações (Figura 16) (REBELLO, 2008).

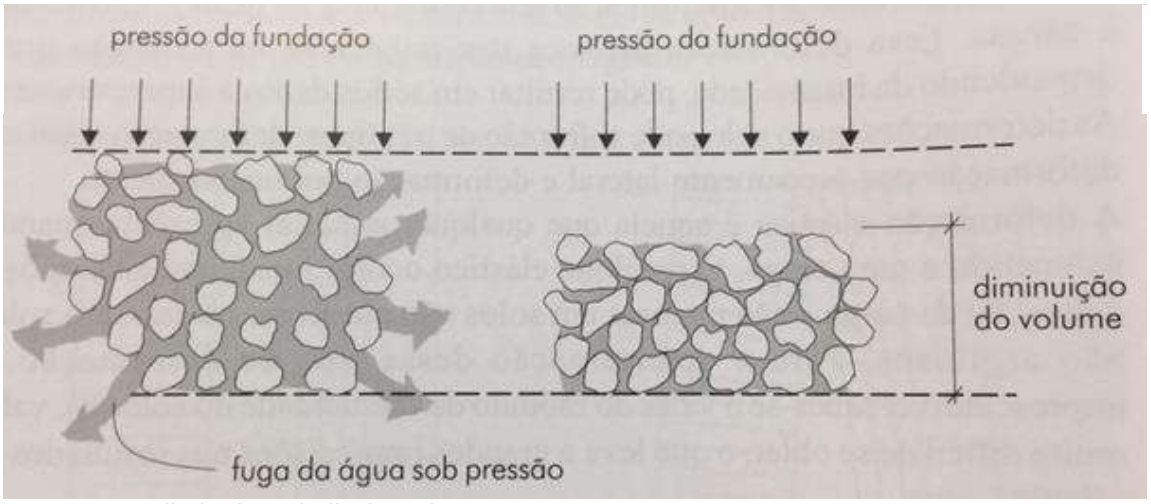
Figura 15 – Deformação por escoamento lateral



Fonte: Compilado de Rebello (2008).

Figura 16 – Deformação por adensamento

a) b)



Fonte: Compilado de Rebello (2008).
Legenda: a) Antes de diminuir o volume do solo; b) Depois de diminuir o volume do solo.

7 ESTUDO DE CASO

A obra do estudo de caso está localizada a beira mar da praia de Jacumã-RN, no local conhecido como Ponta das Pedras e a finalidade desta monografia é encontrar a fundação ideal para a obra de pequeno porte. Para isso, foi necessário primeiramente a planta baixa da edificação, para saber a área da edificação no terreno. Em seguida, fez-se o estudo preliminar do solo, com a sondagem SPT, para o fornecimento de informações, como o tipo de solo em cada camada, NSPT, se há presença de água, blocos rochosos e matacões. Com esses dados em mãos, possibilitam o cálculo de tensão de ruptura do sistema de fundações superficiais ou a carga de ruptura do sistema de fundações profundas, para então calcular os tipos de fundações e escolher a melhor opção para o local de acordo com os parâmetros técnico-financeiros.

Os tipos de fundações analisados no estudo de caso, foram limitados a cinco, que foram encontrados no caderno técnico de composições do SINAPI, sendo uma por fundação superficial, sapata e as outras, fundações profundas dos tipos, hélice contínua, raiz, pré-moldada de concreto e escavada sem fluido estabilizante. Após os cálculos de cada fundação executou-se o quantitativo de custos, para de acordo com os fatores técnico-financeiros escolher a fundação ideal.

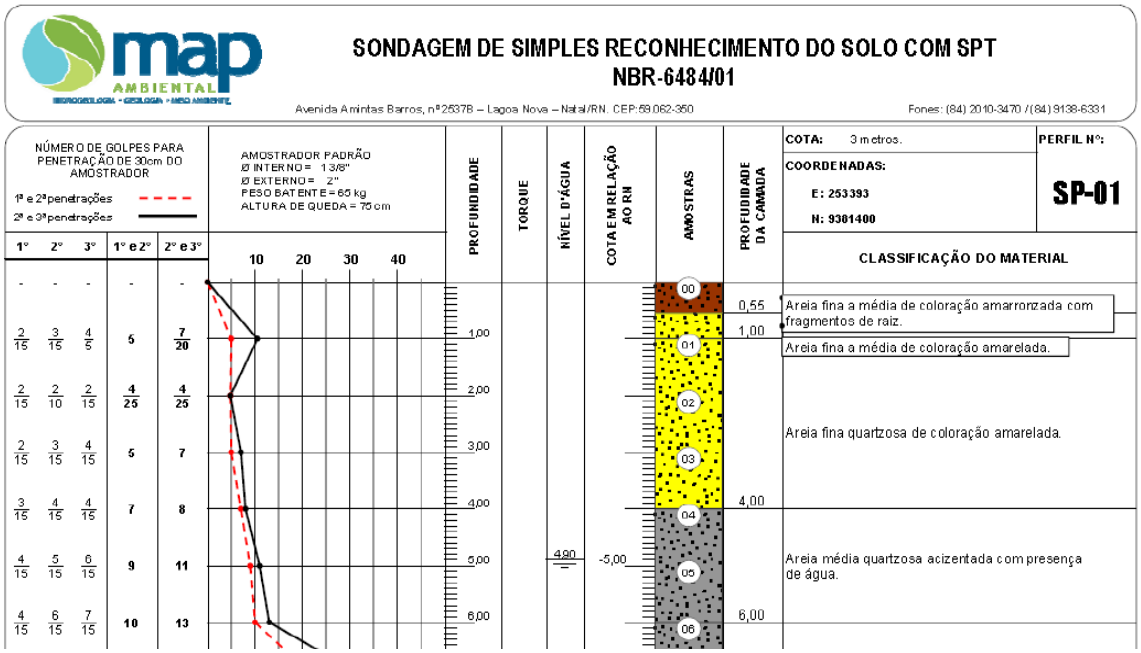
7.1 RESULTADO DO SPT FEITO NA PRAIA DE JACUMÃ

O resultado do ensaio SPT feito no local onde será a obra, figura 17 localizado na praia de Jacumã, está disponível por completo no Anexo A, o qual caracteriza o solo do local onde será a futura construção. Na figura 18 encontra-se um trecho do resultado da sondagem, que em seguida será descrito.

Figura 17 – Mapa onde foi realizado o ensaio SPT

Fonte: Compilado de MAP ambiental (2018).

Figura 18 – Trecho do resultado da sondagem SPT



Fonte: Compilado de MAP ambiental (2018).

No primeiro metro acusou um NSPT de 4, sendo o solo caracterizado como areia fina a média de coloração amarelada. O segundo e terceiro metros acusaram respectivamente NSPT 4 e 7, sendo o solo caracterizado como areia fina quartzosa de coloração amarelada. O quarto e quinto metros, respectivamente acusaram NSPT de 8 e 11, sendo o solo caracterizado por ser areia média quartzosa acinzentada com presença de água, aos 4,90 m. O NSPT do sexto e sétimo metros foram respectivamente 13 e 34 sendo o solo caracterizado como areia média a grossa quartzosa de coloração acinzentada bem úmida. Do oitavo ao décimo metros, o NSPT foi de respectivamente de 38,33 e 36, sendo o solo caracterizado como silte argila de cor acinzentada bem úmida. Do décimo primeiro metro ao décimo sexto o NSPT acusou respectivamente 42, 45, 47, 49, 55 e 61 e o solo foi classificado como argila com pequenos grânulos de quartzo de cor acinzentada, bem úmida. A sondagem chegou ao fim quando, após o décimo sexto metro o amostrador registrou impenetrável.

7.2 AVALIAÇÃO DO RESULTADO

Devido ao local ser uma praia, com predominância de dunas o resultado do ensaio geotécnico foi de acordo com o esperado, e trouxe informações importantes para o pré-dimensionamento das fundações, como por exemplo o NSPT em cada

camada e o tipo de solo, que são pontos fundamentais para execução dos cálculos das fundações rasas e profundas.

De acordo com Alonso (2001) em função de cada tipo de fundação existem critérios de parada a serem adotados, a fim de se tornar mais vantajoso a escolha. Para as rasas, a área de ocupação da fundação não deve ultrapassar de 50 % a 70 % da área disponível, como também de uma forma geral não se deve utilizar esse tipo de alicerce para aterro não compactado, argila mole, areia fofa e muito fofa e na existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica economicamente.

Para estacas do tipo pré-moldada de concreto, em geral não se faz uso em casos de terrenos que tenham camadas com pedregulhos ou matacões, como também quando a cota da estaca seja bastante variável.

A estaca Broca pode ser utilizada para pequenas cargas, entre 50 KN a 100 KN. A estaca Strauss é bastante utilizada quando as cargas provenientes da estrutura sejam na faixa de 200 KN a 800 KN.

De acordo com esses fatores é que se dá início aos dimensionamentos, como será disposto nos próximos tópicos e a nomenclatura adotada foi o livro de Fundações Diretas: Projeto geotécnico dos autores José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki e José Henrique Albiero.

7.3 POSSIBILIDADES DE FUNDAÇÕES PARA O LOCAL

Por ser uma obra de pequeno porte e nos primeiros metros de camada de solo não haver a presença de água, é normal se indicar a fundação por sapata, a qual é a mais comum para obras pequenas. Além desse tipo de fundação, há também a possibilidade de bloco e radier como superficiais e, também fundações profundas através de estacas.

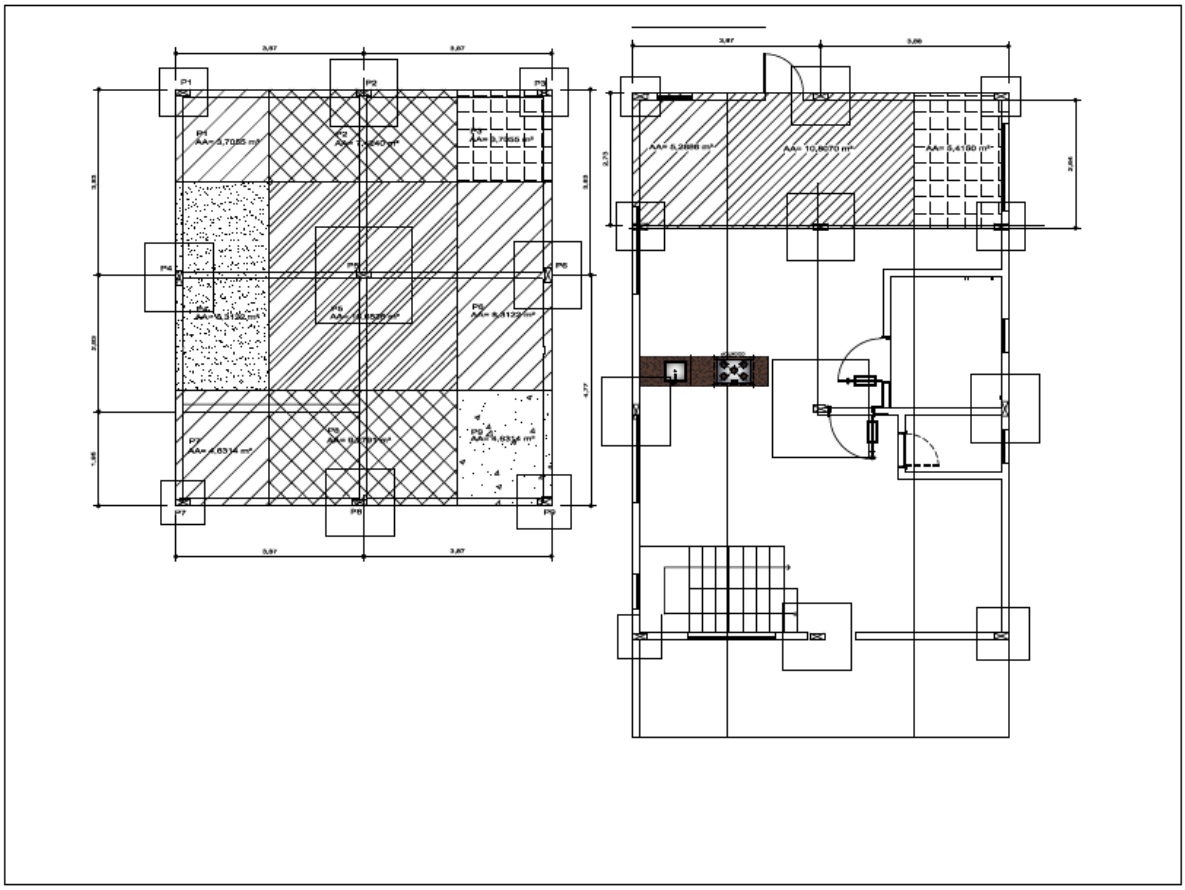
Os tipos de fundações escolhidas para o comparativo técnico-financeiro foram as sapatas, estaca hélice contínua, estaca raiz, estaca pré-moldada de concreto e estaca escavada sem fluido estabilizante.

7.4 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL: **sapata**

O primeiro passo para iniciar o dimensionamento foi ter em mãos a planta layout, planta baixa e disposição dos pilares, respectivamente disponibilizados em anexo 2, anexo 3 e anexo 4 e o ensaio geotécnico preliminar, SPT (Anexo A). Com isso, foram locados os pilares a fim de que ficassem bem distribuídos, tendo o cuidado para não os deixar expostos no meio dos ambientes, ficando sempre entre as paredes. De acordo Yoponan C. P. Rebello (2000) em *A concepção estrutural e a arquitetura*, para a sustentação de um edifício a quantidade de pilares deve ser dosada a fim de que seja fácil a execução e economicamente viável, além disso, para obras de pequeno e médio porte os espaçamentos entre pilares devem ser em média de 4 metros a 6 metros de distância, de acordo com a experiência do autor. E, com isso, foi adotada a distância entre pilares de em média 4 metros.

O segundo passo, foi estimar as dimensões do pilar, tendo em vista a NBR 6118/2014, o menor pilar que a norma permite é aquele que tem, no mínimo, 360 cm² de área em sua seção transversal. Respeitando a largura mínima de 14 cm, desta forma o menor pilar retangular possível seria 14x26 cm, porém, foram adotados os pilares com dimensões de 15x30 cm. Então, foi executado os cálculos da carga que cada pilar irá transmitir ao solo, através do método de área de influência, o qual divide a área total do pavimento em áreas de influência, relativas a cada pilar para a partir disso estimar a carga que eles irão absorver. Essa área pode ser obtida pela divisão entre os eixos dos pilares, que variam entre 0,45 l a 0,55 l, dependendo da posição da estrutura (PINHEIRO, 2007). No caso do projeto do chalé a área de influência foi obtida através da divisão entre eixos dos pilares de 0,5 l, como observa-se na figura 19 a seguir:

Figura 19 – Área de influência



Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Ao calcular essa área, o resultado é multiplicado por 12 KN/m², o valor obtido é multiplicado pelo número de pavimentos, que corresponde à carga de cada pilar. Como ainda não se tem o peso próprio de cada sapata, é necessário estimar (majorando) um valor para isso, que é de 5% da carga encontrada, isso se faz para cada pilar, dessa forma, obtendo o valor da carga que será transmitida ao solo. De acordo com o Prof. Ms. do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Piauí Ailton Soares Freire e o Prof. Dr. da Universidade Federal de São Carlos Guilherme Aris Parsekian, foram analisados 120 projetos e o valor médio de carga por área total de um edifício foi de 11,7 KN/m², com um desvio padrão de 9%. Assim, o valor de 11,7 KN/m² torna-se um valor representativo para o índice de carga por área total, independente da tipologia do edifício. Por esse motivo, é usual a utilização do valor de carga por área por pavimento de 12 KN/m², quando não se tem o projeto estrutural.

Após esses dados em mãos, chega-se ao próximo passo, que é destinado ao dimensionamento das sapatas para encontrar as dimensões de base, largura e altura.

Para isso, foram utilizados três métodos, a saber: teórico de Terzaghi (1943), semiempíricos de Mello (1943) e Teixeira (1996).

De acordo com o livro *Fundações diretas projeto geotécnico*, o método teórico de Terzaghi (1943) baseia-se no ângulo de atrito, coesão e geometria da sapata e pode relacionar com o SPT. Existem três formas de rupturas, que estão intrinsicamente baseadas no tipo de solo, a por punsionamento que ocorrem em solos mais deformáveis (menos resistentes); geral, que geralmente ocorre em solos mais resistentes (menos deformáveis) e a local, quel ocorre em solos de média compacidade ou consistência.

De acordo com o SPT feito no local da obra, o solo encontrado no 2º metro de profundidade é uma areia com NSPT equivalente a 4, o que se enquadra na ruptura por punsionamento. Foi escolhido que a sapata ficaria a 2 m de profundidade, pois após disso há uma linearidade no NSPT.

Para iniciar os cálculos, é observado que a formula de tensão de ruptura geral ($\sigma = c * Nc * Sc + q * Nq * Sq + \frac{1}{2}\gamma * B * Ny * Sy$) é corrigida para o tipo de ruptura por punsionamento, o que causa uma redução empírica nos parâmetros do solo (C e Φ), obtendo assim a fórmula: $\sigma' = c * N'c * Sc + q * N'q * Sq + \frac{1}{2}\gamma * B * N'y * Sy$

Sendo:

$$c *= \frac{2}{3}c$$

$$c = 10 * Nspt$$

$$tg\emptyset *= \frac{2}{3}tg\emptyset$$

$$\emptyset = 28 * 0{,}4 * NSPT$$

A partir desses dados, é preciso olhar a tabela abaixo, que está localizada no livro supra citado, página 33 (reproduzida aqui na tabela 1) de fatores de capacidade de carga, para de acordo com o valor do ∅, encontrar os valores Nc, Nq, Ny, Nq/Nc e tg∅. Além disso, tem-se como conhecimento que a coesão para solos arenosos é zero, então o valor de C para esse caso é igual a zero.

Tabela 1 – Tabela de fatores de capacidade de carga.

Tab. 2.2 Fatores de capacidade de carga (Vesic,1975)

ϕ°	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tg ϕ
0	5,140	1,000	0,000	0,200	0,000
1	5,380	1,090	0,070	0,203	0,017
2	5,630	1,200	0,150	0,213	0,035
3	5,900	1,310	0,240	0,222	0,052
4	6,190	1,430	0,340	0,231	0,070
5	6,490	1,570	0,450	0,242	0,087
6	6,810	1,720	0,570	0,253	0,105
7	7,160	1,880	0,710	0,263	0,123
8	7,530	2,060	0,860	0,274	0,141
9	7,920	2,250	1,030	0,284	0,158
10	8,350	2,470	1,220	0,296	0,176
11	8,800	2,710	1,440	0,308	0,194
12	9,280	2,970	1,690	0,320	0,213
13	9,810	3,260	1,970	0,332	0,231
14	10,370	3,590	2,290	0,346	0,249
15	10,980	3,940	2,650	0,359	0,268
16	11,630	4,340	3,060	0,373	0,287
17	12,340	4,770	3,530	0,387	0,306
18	13,100	5,260	4,070	0,402	0,325
19	13,930	5,800	4,680	0,416	0,344
20	14,830	6,400	5,390	0,432	0,364
21	15,820	7,070	6,200	0,447	0,384
22	16,880	7,820	7,130	0,463	0,404
23	18,050	8,660	8,200	0,480	0,424
24	19,320	9,600	9,440	0,497	0,445
25	20,720	10,660	10,880	0,514	0,466
26	22,250	11,850	12,540	0,533	0,488
27	23,940	13,200	14,470	0,551	0,510
28	25,800	14,720	16,720	0,571	0,532
29	27,860	16,440	19,340	0,590	0,554
30	30,140	18,400	22,400	0,610	0,577
31	32,670	20,630	25,990	0,631	0,601
32	35,490	23,180	30,220	0,653	0,625
33	38,640	26,090	35,190	0,675	0,649
34	42,160	29,440	41,060	0,698	0,675
35	46,120	33,300	48,030	0,722	0,700
36	50,590	37,750	56,310	0,746	0,727
37	55,630	42,920	66,190	0,772	0,754
38	61,350	48,930	78,030	0,798	0,781
39	67,870	55,960	92,250	0,825	0,810
40	75,310	64,200	109,410	0,852	0,839
41	83,860	73,900	130,220	0,881	0,869
42	93,710	85,380	155,550	0,911	0,900
43	105,110	99,020	186,540	0,942	0,933
44	118,370	115,310	224,640	0,974	0,966
45	133,880	134,880	271,760	1,007	1,000
46	152,100	158,510	330,350	1,042	1,036
47	173,640	187,210	403,670	1,078	1,072

48	199,260	222,310	496,010	1,116	1,111
49	229,930	265,510	613,160	1,155	1,150
50	266,890	319,070	762,890	1,196	1,192

Fonte: Compilado de Cintra, Aoki e Albeiro (2011).

Com isso, observa-se a tabela de fatores de forma para saber os valores de Sc, Sq e Sy, que dependem da forma geométrica da sapata escolhida e encontra-se o valor do peso especifico do solo através também de tabelas disponíveis no livro de fundações diretas. Observar figura 20 abaixo.

Figura 20 – Fatores de forma e peso específico do solo

FORMULÁRIO:

$$\sigma_r = c\,N_c\,S_c + q\,N_q\,S_q + 0{,}5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,S_\gamma$$

N_{SPT}	Consistência	γ (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Coesão não Drenada

$c = 10\,N_{SPT}$ (kPa)

Ângulo de Atrito

$$\varphi = 28^0 + 0{,}4N_{SPT}$$

Coesão corrigida

$$c^* = (2/3).c$$

N_{SPT}	Compacidade	γ (kN/m³)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Med. compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fatores de Forma

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)tg\phi$	$1-0{,}4(B/L)$
Circular ou quadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+tg\phi$	0,60

Fonte: Compilado de Cintra, Aoki e Albeiro (2011).

Para o solo encontrado no ensaio de sondagem SPT obtém-se a 2 m de profundidade uma areia com NSPT equivalente a 4, então enquadra-se como areia fofa com o peso específico do solo sendo 16 KN/m³. Com todos esses valores em mãos, basta substitui-lo na fórmula de tensão de ruptura corrigida e obter o valor em KPa, sendo o valor da base da sapata equivalente a 60cm, pois é a dimensão mínima de uma sapata de acordo com a norma NBR 6122/2010. Então, temos o valor da tensão solicitante a que é equivalente à carga solicitada ao solo e também temos o valor da tensão de ruptura. Precisa-se calcular a tensão admissível, que é equivalente

à tensão de ruptura dividida pelo fator de segurança, 3. Esse valor foi adotado devido ao método utilizado ser teórico.

O método semiempírico de Teixeira (1996) só leva em consideração o NSPT médio do bulbo e o método semiempírico de Mello (1975) apenas leva em consideração o NSPT da camada de solo.

Com isso, faz-se uma média dos três métodos para encontrar o valor da tensão admissível. Então, encontra-se a área necessária para a base da sapata (carga do pilar/ tensão admissível). Como optou-se por uma sapata quadrada, para encontrar o lado da sapata, basta extrair a raiz quadrada da área encontrada. Observe a tabela 2 onde estão disponíveis os dados encontrados.

Tabela 2 – Dimensionamento geotécnico da sapata

Pilar	DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS					
	Carga do pilar (KN)	Carga solicitante (KN)	Tensão Adm para sapata 0,60 x 0,60 (KN/m²)	Carga solicitante/ T adm = Área da sapata	√Área = Lado B (m)	Dimensão da sapata quadrada (m)
P1	63,46	66,64	107,41	0,62	0,79	0,80
P2	129,68	136,17	107,41	1,27	1,13	1,20
P3	64,98	68,23	107,41	0,64	0,80	0,80
P4	88,93	93,38	107,41	0,87	0,93	1,00
P5	178,18	187,08	107,41	1,74	1,32	1,40
P6	88,93	93,38	107,41	0,87	0,93	1,00
P7	199,49	209,47	107,41	1,95	1,40	1,40
P8	399,68	419,67	107,41	3,91	1,98	2,00
P9	199,49	209,47	107,41	1,95	1,40	1,40
P10	80,31	84,32	107,41	0,79	0,89	0,90
P11	190,49	200,02	107,41	1,86	1,36	1,40
P12	111,15	116,71	107,41	1,09	1,04	1,10

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com esses valores em mãos, é necessário fazer uma verificação, pois a formula do método teórico de Terzaghi usa, como uma de suas variáveis, o lado da sapata (o “B”). Então, utilizando esse valor de base encontrado, substituindo na fórmula da tensão de ruptura, encontrando a tensão admissível e refazendo os cálculos citados acima para encontrar o resultado final do valor de base e largura, se o valor encontrado for igual ou superior, está correto, caso contrário, é preciso aumentar o tamanho ou a profundidade da sapata. A tabela 3 abaixo mostra como foi feita a verificação.

Tabela 3 – Verificação do dimensionamento geotécnico da sapata

VERIFICAÇÃO			
Tadm encontrada a partir da dimensão encontrada (KN/m²)	Carga Pilar (KN)	Carga pilar/ Tadm	Raiz
107,98	66,64	0,62	0,79
109,13	136,17	1,25	1,12
107,98	68,23	0,63	0,79
108,56	93,38	0,86	0,93
109,71	187,08	1,71	1,31
108,56	93,38	0,86	0,93
109,71	209,47	1,91	1,38
111,43	419,67	3,77	1,94
109,71	209,47	1,91	1,38
108,27	84,32	0,78	0,88
109,71	200,02	1,82	1,35
108,84	116,71	1,07	1,04

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Tendo em vista o que foi exposto na tabela acima e comparando com a anterior, todos os valores de dimensões foram dimensionados de forma correta.

Então, é necessário verificar os recalques das sapatas, que de acordo com Burland (1977) o recalque máximo (ρd) seria de 25 mm e a diferença entre o recalque de duas sapatas (Δρ) também é de 25 mm. Além disso, é necessário saber o valor máximo da distorção angular (β) que esse valor é de 1/500.

Com esses valores é possível executar os cálculos de acordo com a mesma nomenclatura utilizada, Cintra, Aoki e comparar os resultados para saber se as sapatas adotadas passam nesse critério do recalque, ou não.

O primeiro passo é escolher o método utilizado, que foi o de Schmertmann (1978) e então, saber o valor de q, tensão líquida, C1 e C2 para a sapata menos carregada. Sendo “q” o valor da tensão vertical efetiva a cota de apoio da fundação, encontrado a partir do valor do peso específico do solo multiplicado pela cota de apoio da sapata, ou seja, 16 x 2 = 32 Kpa. A tensão líquida é a tensão solicitante menos a tensão vertical efetiva a cota de apoio da fundação, ou seja: 104,13 – 32 = 72,13 KN/m². O embutimento da sapata é chamado de C1 que é equivalente a C1 = 1-0,5 x (q/tensão líquida) ≥ 0,5, então, C1 = 1 – 0,5 x (32/72,13) ≥ 0,5 e C1= 0,78. O valor de C2 é a consideração do tempo e a formula utilizada é: C2= 1 + 0,2x log (t/0,1), considerando t = 50 anos, obtém-se um valor de C2 = 1,54.

O segundo passo é encontrar o valor da tensão vertical, que Tensão Vertical = q + ((1/4)*(2*B))*y, sendo B= base da sapata (0,80) e y o valor do peso específico do solo, 16 KN/m³, sendo assim, obtém-se o valor da tensão vertical para a sapata 0,80 x 0,80 m de 38,4 KN/m². Em seguida, é necessário encontrar o valor do fator de influência máximo a partir da formulação Iz máx= 0,5 + 0,1 x √tensão liquida/ tensão vertical, com isso o valor de Iz máx é de 0,64.

Então, é feito um gráfico no eixo x sendo os valores dos Iz e no eixo y o valor até 2B da sapata, ou seja,1,60 m. E, esse gráfico foi dividido em quarto partes, sendo uma delas o eixo x em 0,64 que foi o valor do Iz máximo coincidindo no eixo y com o valor de B/2, ou seja, 0,40 m. Então, ficou 4 camadas de 400 mm cada, com Iz respectivos de 0,41, 0,57, 0,36 e 0,14, com Nspt para todas as camadas equivalentes a 4 e Es equivalentes a 10,80. O valor de Es é encontrado a partir da formula alfa x K x Nspt, sendo alfa igual a 3 por que o solo é do tipo areia e K igual a 0,90 pelo mesmo motivo. Então, é feito o cálculo de Iz x espessura de cada camada (∆z)/ Es, encontrando os valores respectivos para cada camada de 15,19, 21,11, 13,33 e 5,19 e o somatório desses valores é equivalente a 54,82.

Com isso, é utilizada a formula de ρd para encontrar o valor do recalque, que ρd = C1 x C2 x Tensão líquida x $\sum \frac{iz}{es} x\, \Delta z$. Então, o valor de ρd= 4,75 mm, ou seja, está dentro do aceitável.

Da mesma forma que foi feito para a sapata menos carregada, sendo a do pilar P1, também foi feito os mesmos cálculos de acordo com os mesmos parâmetros para a sapata mais carregada, sendo a do pilar P8 com dimensões de 2,00 x 2,00 m.

Então, foram encontrados os valores de carga solicitante equivalente a 419,67 KN; tensão = 104,92 KN/m²; tensão líquida= 72,92 KN/m²; C1= 0,78; C2= 1,54; tensão vertical = 48 KN/m²; Iz máximo = 0,62. O gráfico foi feito com os mesmos parâmetros do anterior, foi dividido em quatro camadas com os valores de cada uma respectivamente de 1000 mm, 1000mm, 1000mm e 1000mm, valores de IZ para cada camada respectivamente de 0,35, 0,55, 0.33 e 0,11, valores de Nspt respectivamente e 4,4,7 e 8, valores de Es respectivamente de 10,8, 10,8, 18,9 e 21,6, valores de Iz x ∆z/ Es respectivamente 32,40, 50,93, 17,46 e 5,09.

Depois de obter todos esses dados, é utilizada a formula de ρd para encontrar o valor do recalque, que ρd = C1 x C2 x Tensão líquida x $\sum \frac{iz}{es} x\, \Delta z$. Então, o valor de ρd= 9,27 mm, ou seja, está dentro do aceitável.

Para finalizar, foi calculado a distorção angular β= ∆ρd/ L, sendo L a distância entre as duas sapatas que é equivalente a 5,57 m. Então, ∆ρd = 4,27mm e L= 5570 mm e β= ∆ρd/ L = $7{,}66\ x\ 10{-}^{3}$. Ou seja, o valor ainda é menor do que o permitido. Devido a tudo exposto, é possível perceber que com relação ao recalque, as sapatas não terão problemas, pois todos os valore encontrados ficaram inferiores aos valores de recalque permitidos.

Então, estando finalizada a parte de dimensionamento geotécnico, parte-se agora para o projeto de pré-dimensionamento estrutural da sapata.

Dando início ao projeto, precisa-se definir inicialmente se a sapata será rígida ou flexível para poder encontrar o valor de sua altura. De acordo com a apostila de *Estruturas de concreto III -sapatas de fundação* do professor Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos as sapatas rígidas são menos deformáveis e menos sujeitas a ruptura por punção, consequentemente mais seguras, e por esses motivos normalmente tem-se preferência para utilizar esse tipo de sapata. As sapatas flexíveis são caracterizadas por terem uma baixa altura e normalmente são utilizadas quando as cargas são relativamente pequenas e o solo considerado mais fraco.

Devido a essas informações, foi escolhido trabalhar com as sapatas rígidas, utilizando-se a NBR 6118/2010 (item 22.6.1) para encontrar sua altura. Observe a figura 21.

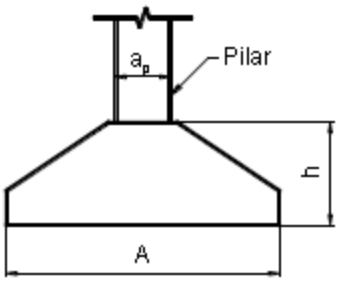
$$h \geq \frac{A - ap}{3}$$

Sendo: h= Altura da sapata;

A= Dimensão da sapata em uma determinada direção;

Ap= Dimensão do pilar na mesma direção.

Figura 21 – Sapata rígida



Fonte: Compilado de Bastos (2016).

De acordo com essas informações foi feito o cálculo da altura de cada sapata, o que será exposto na tabela 4 abaixo:

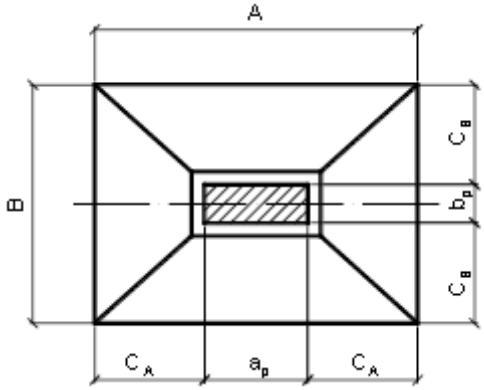
Tabela 4 – Cálculo da altura das sapatas

ALTURA DA SAPATA				
	A (M)	AP (M)	A-AP/3	ALTURA (M)
P1	0,80	0,30	0,17	0,20
P2	1,20	0,30	0,30	0,30
P3	0,80	0,30	0,17	0,20
P4	1,00	0,30	0,23	0,25
P5	1,40	0,30	0,37	0,40
P6	1,00	0,30	0,23	0,25
P7	1,40	0,30	0,37	0,40
P8	2,00	0,30	0,57	0,60
P9	1,40	0,30	0,37	0,40
P10	0,90	0,30	0,20	0,20
P11	1,40	0,30	0,37	0,40
P12	1,10	0,30	0,27	0,30

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Agora, é preciso verificar se esses valores de altura se enquadram no ângulo certo, e de acordo com a norma do CEB de 1970 (CEB- 70), é considera sapata rígida quando o ângulo β (tgβ=h/c) fica compreendido entre os limites de 0,5< tgβ < 1,5 (26,6º < β < 56,3º). Observe a figura 21 e a figura 22.

Figura 22 – Considerações para sapata rígida



Fonte: Compilado de Bastos (2016).

Com essas informações, foi feita essa verificação para cada pilar

dimensionado. Observe na tabela 5 abaixo.

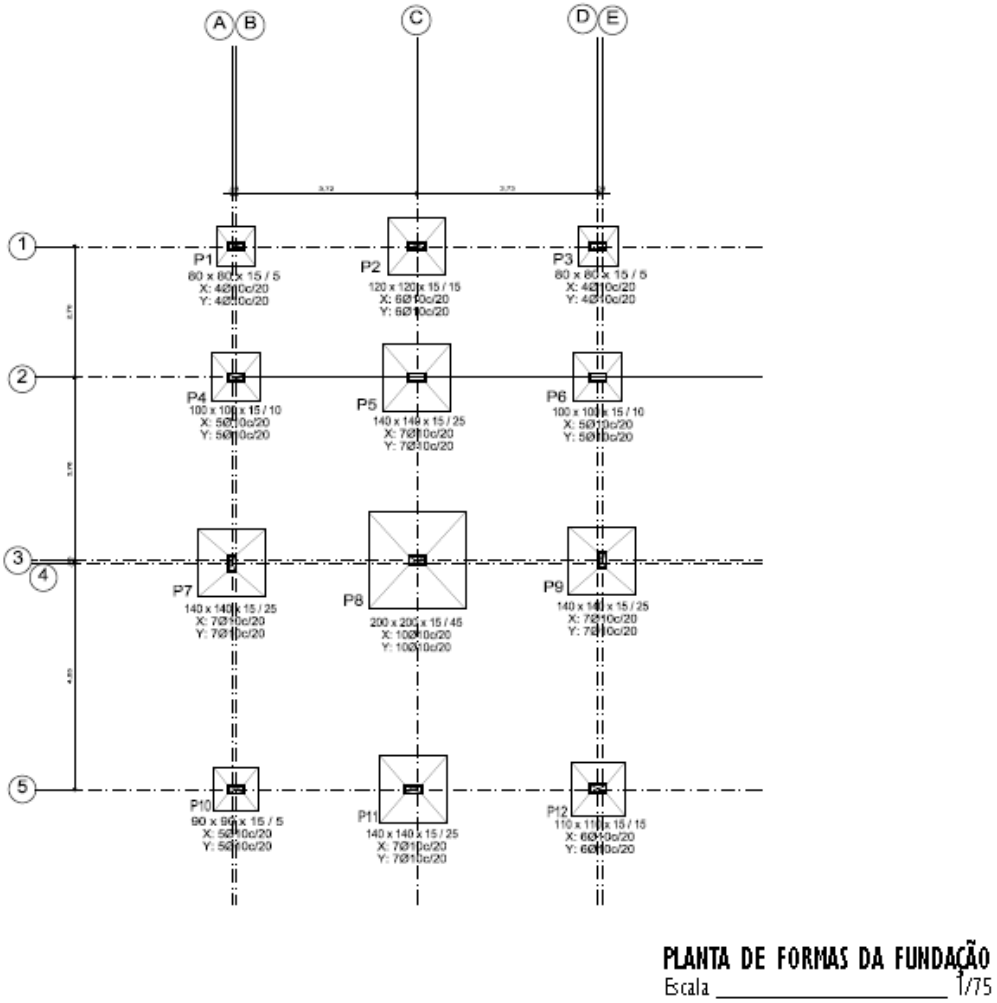
Tabela 5 – Verificação para sapata rígida

Sapata Rígida 0,5< tgβ < 1,5				
Pilar	h	c	h/c	β (tgβ=h/c)
P1	20	25	0,80	1,03
P2	30	45	0,67	0,79
P3	20	25	0,80	1,03
P4	25	35	0,71	0,87
P5	40	55	0,73	0,89
P6	25	35	0,71	0,87
P7	40	55	0,73	0,89
P8	60	85	0,71	0,85
P9	40	55	0,73	0,89
P10	20	30	0,67	0,79
P11	40	55	0,73	0,89
P12	30	40	0,75	0,93

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

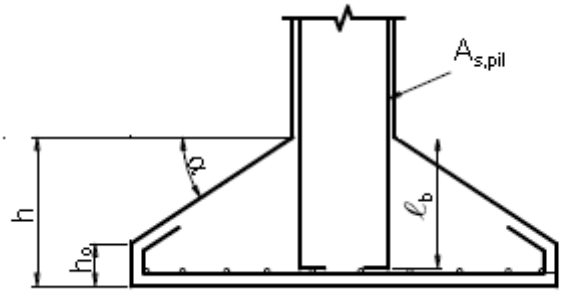
Como se pode observar, todos os valores ficaram de acordo com a norma. Após isso, foi desenhada a planta de forma (figura 23) e foi adotado o valor da “base” h_o (figura 24) de 15 cm para todas as sapatas e a altura do “cuscuz” foi a diminuição dos 15 cm pela altura total (h) da sapata. Foi adotada uma malha de aço de Φ10mm com espaçamento de 20 cm x 20 cm e para o arranque do pilar foi adotadas 4 barras de aço Φ 10mm e o espaçamento dos estribos ficou a cada 12 cm.

Figura 23 – Planta de fôrma.



Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Figura 24 – Dimensões das sapatas.



Fonte: Compilado de Bastos (2016).

Com todas essas informações é possível fazer o quantitativo de escavação, forma, aço e quantidade de concreto.

7.4.1 Quantitativo

Para saber os itens necessários para calcular todos os quantitativos das sapatas, foi utilizado o caderno técnico de composições para bloco, sapata e viga baldrame o qual é disponibilizado pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que diz os insumos e composições necessárias.

O segundo passo, foi calcular o quantitativo, item por item, começando pela quantidade de aço. Observe na tabela 6 abaixo:

Tabela 6 – Quantitativo de aço para as sapatas

AÇO										
	Posição	Diâmetro (mm)	Quantidade	Dob (cm)	Reta (cm)	Dob (cm)	Comp (cm)	Total (cm)	CA-50 (KG)	CA-60 (KG)
P1 e P3	1	10	4	0	80	0	80	320	1,9744	
	2	10	4	0	80	0	80	320	1,9744	
	3	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	4	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**8,713144**	
							(x2)		**17,43**	
P2	5	10	6	8	134	8	150	900	5,553	
	6	10	6	8	134	8	150	900	5,553	
	7	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	8	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**16,59**	
P4 e P6	9	10	5	0	100	0	100	500	3,085	
	10	10	5	0	100	0	100	500	3,085	
	11	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	12	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**11,15646**	
							(x2)		**22,31**	
P5, P7, P9 e P11	13	10	7	8	154	8	170	1190	7,3423	
	14	10	7	8	154	8	170	1190	7,3423	
	15	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	16	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**20,52252**	
							(x4)		**82,1**	
P8	17	10	10	0	218	0	218	2180	13,4506	

	18	10	10	0	218	0	218	2180	13,4506	
	19	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	20	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**33,96**	
P10	21	10	5	0	90	0	90	450	2,7765	
	22	10	5	0	90	0	90	450	2,7765	
	23	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	24	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**10,48**	
P12	25	10	6	8	124	8	140	840	5,1828	
	26	10	6	8	124	8	140	840	5,1828	
	27	10	4	30	100	0	130	520	3,2084	
	28	5	8	0	62	0	62	496		0,76384
							Total + 10%		**15,77**	
TOTAL GERAL (KG)									**198,63**	

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Ao observar o gráfico, tem-se por ordem de cima para baixo os valores do aço na direção x, aço na direção y, aço do arranque do pilar e estribo, após esses quatro valores, inicia-se o quantitativo do próximo pilar. O total de aço utilizado para a fundação da obra de pequeno porte é de 198,63 Kg de aço.

Em seguida, foi calculado o volume da escavação, o qual está detalhado na tabela 7 a seguir:

Tabela 7 – Volume da escavação das sapatas

Volume da escavação			
Pilar	Base e largura (m)	Profundidade (m)	Escavação (m³)
P1	0,80	2	1,28
P2	1,20	2	2,88
P3	0,80	2	1,28
P4	1,00	2	2
P5	1,40	2	3,92
P6	1,00	2	2
P7	1,40	2	3,92
P8	2,00	2	8
P9	1,40	2	3,92

P10	0,90	2	1,62
P11	1,40	2	3,92
P12	1,10	2	2,42
TOTAL (m³)			**37,16**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Obtém-se assim o volume da escavação, que é de 37,16 m³. Em seguida é calculado a área de forma, a qual está discriminada na tabela 8 abaixo:

Tabela 8 – Área de fôrma das sapatas.

	Pilar	Base (m)	Altura (m)	Base x altura (m²)	Quantidade (Unid)	Área (m²)
Fôrma das sapatas	**P1**	0,80	0,15	0,12	4	0,48
	P2	1,20	0,15	0,18	4	0,72
	P3	0,80	0,15	0,12	4	0,48
	P4	1,00	0,15	0,15	4	0,6
	P5	1,40	0,15	0,21	4	0,84
	P6	1,00	0,15	0,15	4	0,6
	P7	1,40	0,15	0,21	4	0,84
	P8	2,00	0,15	0,3	4	1,2
	P9	1,40	0,15	0,21	4	0,84
	P10	0,90	0,15	0,135	4	0,54
	P11	1,40	0,15	0,21	4	0,84
	P12	1,10	0,15	0,165	4	0,66
	TOTAL(m²):					**8,64**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Á área de fôrma necessária para a obra é de 8,64 m². Por fim, calcula-se o volume de concreto, obtido através da tabela 9 abaixo:

Tabela 9 – Volume de concreto

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

VOLUME DE CONCRETO						
	Base e largura (m)	Altura (m)	**VOLUME BASE (M³)**	Altura cuscuz (m)	**VOLUME DO CUSCUZ (M³)**	**VOLUME TOTAL (M³)**
P1	0,80	0,20	0,096	0,05	0,0252	0,12
P2	1,20	0,30	0,216	0,15	0,14	0,35
P3	0,80	0,20	0,096	0,05	0,0252	0,12
P4	1,00	0,25	0,150	0,10	0,069	0,22
P5	1,40	0,40	0,294	0,25	0,285	0,58
P6	1,00	0,25	0,150	0,10	0,069	0,22
P7	1,40	0,40	0,294	0,25	0,285	0,58
P8	2,00	0,60	0,600	0,45	0,821	1,42
P9	1,40	0,40	0,294	0,25	0,285	0,58

P10	0,90	0,20	0,122	0,05	0,030	0,15
P11	1,40	0,40	0,294	0,25	0,285	0,58
P12	1,10	0,30	0,182	0,15	0,120	0,30
VOLUME TOTAL DE TODAS AS SAPATAS (M³)						**5,22**
VOLUME TOTAL DE TODAS AS SAPATAS (M³) + 10%						**5,74**

Sabe-se, portanto, que o volume de concreto utilizado para a concretagem das 12 sapatas é de 6 m³. Com esses valores em mãos, pode-se fazer uma avaliação de custos para a fundação do chalé na zona litorânea da praia de Jacumã, apelos valores obtidos através das composições que constam no site do SINAPI. Observe os valores das composições encontrados na tabela 10:

Tabela 10 – Quantitativo de custos

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Escavação (m³)	CUSTO FINAL
01. MOVT F SUP. 004/01	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FORMA. AF_06/2017	M³	61,31	37,16	R$ 2.278,28
Código SIPICI					
96523					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Forma (m²)	CUSTO FINAL
01. FUES. FSUP. 013/01	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA SAPATA EM MADEIRA SERRADA, E=25MM, 2 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	M²	108,04	8,64	R$ 933,47
Código SIPICI					
96532					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Quant. AÇO (Kg)	CUSTO FINAL
01. FUES. FSUP. 027/01	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10MM-MONTAGEM AF_06/2017	KG	7,23	198,63	R$ 1.436,09
Código SIPICI					
96546					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Quant (m³)	CUSTO FINAL
01. FUES. FSUP. 041/01	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA, COM USO DE JERICA - LANÇAMENTO,	M³	461,3	6	R$ 2.767,80
Código					

SIPICI	ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017				
96556					
TOTAL FINAL DA FUNDAÇÃO ATRAVÉS DE SAPATAS				**R$ 7.415,64**	

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Então, o custo total para a fundação através das sapatas, é de R$7.415,64 de acordo com as composições do SINAPI.

7.5 FUNDAÇÃO PROFUNDA: **estacas**

De acordo com Mantuano (2013) em todo o mundo, os pesquisadores buscam relacionar equações que possuam relações diretas com métodos de provas de cargas (práticos), que alteram de acordo com o tipo de investigação geotécnica, como também com o solo descoberto em cada local, fomando assim, métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga.

No Brasil, o método para identificar as características do solo mais conhecido é o SPT, Militsky (1986), aborda o assunto dizendo que “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”. Assim, os calculistas de fundações preocupam-se em constituir métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão. Serão estudados três métodos a seguir, o de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira.

7.5.1 Método Semiempírico de Aoki-Velloso (1975)

De acordo com Mantuano (2013), o método semiempírico de Aoki-Velloso foi criado a partir de um estudo que comparou resultados entre provas de carga em estacas e investigações geotécnicas. O método pode ser utilizado de duas formas, com dados do ensaio SPT ou do CPT. Nas expressões 1 e 2 abaixo, relacionam os dados do ensaio CPT, correlacionando as resistências de ponta e por atrito lateral, além dos valores de F1 e F2 serem fatores de escala e execução.

$$Qult = Ab.qp,ult + U\sum \tau l,ult\ \Delta l \qquad (1)$$

$$= \frac{Ab.qcone}{F1} + \sum \frac{\tau cone}{F2} \Delta l \qquad (2)$$

Ao correlacionar o SPT com o CPT na equação 3, encontra-se a equação 4 que é utilizada a partir do resultado do ensaio SPT.

$$\tau = \alpha.qc = \alpha.K.N \qquad (3)$$

$$Qult = Ab.\frac{KNl}{F1} + U \sum \frac{\propto.K.Np}{F2} \Delta l \qquad (4)$$

O coeficiente K é introduzido na equação para tornar-se praticável o uso do resultado do ensaio SPT, porque K é o coeficiente que faz a conversão entre a resistência do cone para SPT e o coeficiente alfa ($\propto$) é o responsável por definir a relação entre duas resistências, por atrito lateral e de ponta. Os valores usados por Aoki-Velloso de K e $\propto$ constam na tabela 11.

Tabela 11 – Coeficientes K e α

Tabela 2.2 – Coeficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α(%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Compilado de Aoki e Velloso (1975).

A partir da retro análise dos resultados de prova de carga em estacas, foram encontrados os valores de F1 e F2. Foram feitas por volta de 100 provas de cargas entre os mais diversos tipos de estacas. Como todas as variáveis agora, são conhecidas, sabendo o resultado do SPT e utilizando a tabela 14, torna-se possível calcular F1 e F2. Segundo Mantuano (2013) “como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, que permitiriam separar a capacidade do fuste da capacidade da ponta, só seria possível obter um dos fatores. Assim, adotou-se F2 = 2F1.”. Os valores obtidos estão na tabela 12. Para estacas escavadas, os valores foram tirados e, posteriormente adaptados de Aoki e Velloso (1975).

Segundo Mantuano (2013, p.14):

> Na década de 70, quando o método foi proposto, foram introduzidas as estacas tipo raiz e não se executava ainda estacas tipo hélice. Três trabalhos de final de curso da UFRJ, dos autores Rafael Francisco G. Magalhães (1994), Gustavo S. Raposo e Marcio Andre D. Salem (1999) conduziram a uma estimativa razoável e ligeiramente conservativa das estacas raiz, hélice contínua e ômega, adotando-se os valores de F1=2 e F2=4.
> Os autores utilizaram, para efeito de cálculo da resistência de ponta, a média de três valores de N: no nível de cálculo (da ponta) a 1 metro acima e a 1 metro abaixo. Um valor limite de N=50 também é adotado.

Tabela 12 – Coeficientes de transformação.

Tabela 2.3 – Coeficientes de transformação F_1 e F_2 (Aoki-Velloso, 1975; Velloso *et al*, 1978).

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6
Raiz*	2	4
Hélice Continua*	2	4
Ômega*	2	4

* Valores estimados por estudos posteriores;

Fonte: Compilado de Aoki e Velloso (1975).

7.5.2 Método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978)

Segundo Mantuano (2013, p. 18):

> Em 1978 os engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma apresentaram no 6° Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações um método para a determinação da capacidade de carga em estacas. Segundo os autores, este trabalho contempla um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados de ensaios SPT. O método foi idealizado inicialmente para estacas do tipo pré-moldada de concreto e para fins de validação do mesmo, foram executadas pelo segundo autor 41 provas de carga estática neste tipo de estaca, no entanto, pode-se admitir em primeira aproximação, que a metodologia seja válida também para estacas do tipo Franki, Strauss (apenas com a ponta em argila, como deve sempre ocorrer) e estacas escavadas.

O método semiempírico de Décourt-Quaresma apresentam as características que serão mostradas a seguir: O valor representado por N para a ponta da estaca, é a média entre os valores prontamente anterior e superior. Para aproximação do valor de resistência de ponta, dado na unidade de tf/m², utiliza-se a expressão 5.

$$qp, ult = CNp \qquad (5)$$

Sendo representado o coeficiente que varia em fundação do tipo de solo o valor de C, que é visto na tabela 13 abaixo e o valor de Np a média dos valores correspondentes à ponta da estaca, o prontamente superior e anterior.

Tabela 13 – Valores do coeficiente C.

Tabela 2.8 – Valores de C (Décourt-Quaresma, 1978);

Tipo de solo	C (tf/m²)
Areia	40
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Argila	12

Fonte: Compilado de Décourt e Quaresma (1978).

A resistência por atrito lateral é conhecida a partir dos valores de N ao longo de todo fuste. Tira-se a média, e na tabela 14 obtém-se em tf/m² o atrito médio ao longo do fuste. Não há nenhuma distinção devido ao tipo de solo.

Tabela 14 – Valores de atrito.

Tabela 2.9 – Valores de atrito médio ao longo do fuste (Décourt-Quaresma, 1978).

SPT (médio ao longo do fuste)	Atrito Lateral (tf/m²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

Fonte: Compilado de Décourt e Quaresma (1978).

Segundo Mantuano (2013, p. 19):

> Em 1982, segundo o Engenheiro Luciano Décourt empenhado em aperfeiçoar o método, levou ao segundo simpósio europeu sobre ensaios de penetração, que foi realizado na cidade de Amsterdam na Holanda, uma contribuição em que dentre outros pontos abordou e propôs uma fórmula para cálculo da resistência lateral unitária.

A resistência lateral em unidade de tf/m² é dada pela equação 6 abaixo.

$$\tau l, ult = \frac{N}{3} + 1 \qquad (6)$$

Nessa equação 6, o valor de N significa o valor médio ao longo do fuste e, caso N seja menor que 3 considera-se 3 e se N der maior que 50, é considerado 50.

Sabendo disso, a expressão para o cálculo de capacidade de carga é dada na equação 7 abaixo.

$$Qult = qp, ult. Ap + \tau l, ult. As \qquad (7)$$

Ou ainda, de acordo com a equação 8,

$$Qult = CNp. \frac{\pi. D^2}{4} + U \sum \quad 10. \left[\left(\frac{N}{3}\right) + 1\right]. \Delta l \qquad (8)$$

Sendo o valor de Ap, a área de ponta da estaca; Área lateral da estaca como As; Perímetro da seção transversal do fuste como U e, por fim o valor de Δl o comprimento de cada camada.

7.5.3 Método Semiempírico de Teixeira (1996)

Segundo Mantuano (2013), no ano de 1996, Teixeira exibiu um método para calcular a capacidade de carga das estacas. Observando na equação 9 os parâmetros da capacidade de carga a compressão.

$$Qult = \alpha. Nb. Ap + UBNlL \qquad (9)$$

Admitindo-se que, Nb é o valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo; NI, é caracterizado como o valor médio ao longo do fuste da estaca e L é o comprimento da estaca.
Os valores de α estão sendo mostrados na tabela 15, em função do tipo do solo e da estaca. O parâmetro β só depende do tipo de estaca.

Tabela 15 – Valores correspondentes a α e β

Tabela 2.11 – Valores de α e β (Teixeira, 1996).

	Solo↓ Tipo de Estaca→	I	II	III	IV
Valores de α (t/m2) em função do tipo de solo (4 < N <40)	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte Argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	areia argilosa	30	24	20	19
	areia siltosa	36	30	24	22
	areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β (t/m2) em função do tipo de estaca		0,4	0,5	0,4	0,6

* Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Frankl; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz.

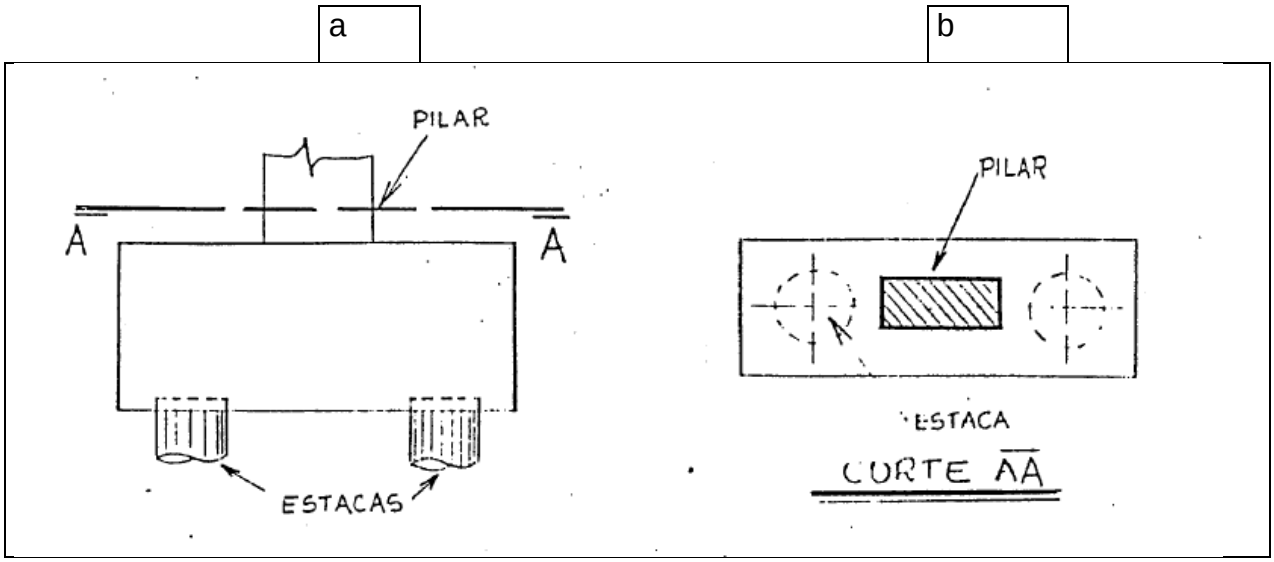
Fonte: Compilado de Teixeira (1996).

Os dados da tabela 18, não se aplicam quando o valor de N é inferior a 3.

7.5.4 Blocos de coroamento

Além dos métodos de capacidade de carga para as estacas, é preciso compreender que em cima das estacas há um bloco de coroamento, que de acordo com a Apostila de Bloco Sobre Estacas da UNICAMP “são maciços de concreto armado que solidarizam as cabeças das estacas de um mesmo pilar, até uma camada resistente do solo”. Observe a figura 25 abaixo.

Figura 25 – a) Bloco de coroamento em vista e b) Bloco de coroamento em corte



Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

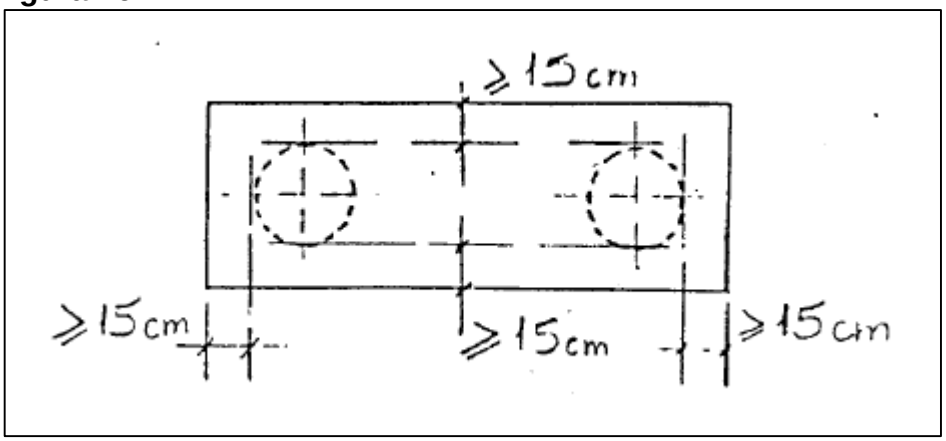
Para o correto dimensionamento dos blocos de coroamento, é necessário conhecer o comportamento destes elementos estruturais

Com isso, é necessário entender a teorias das bielas que são aplicadas aos blocos, e admite que a carga pelo bloco recebida, derivada do pilar, é transmitida pelo seu interior, até as estacas, por elementos de concreto comprimido criados pela fissuração. Estes elementos são chamados “bielas” e se comportam como barras comprimidas de uma estrutura imaginária no interior do bloco. Agora, faz-se necessário compreender a geometria de um bloco de coroamento.

De acordo com Fernandes (1993, p. 7): “Em planta, o contorno do bloco de coroamento deve acompanhar o contorno das estacas, de modo que “envolva” suficientemente as estacas com um mínimo de 15 cm, entre a face do bloco e a face da estaca”.

Observe a figura 26 abaixo para melhor compreensão.

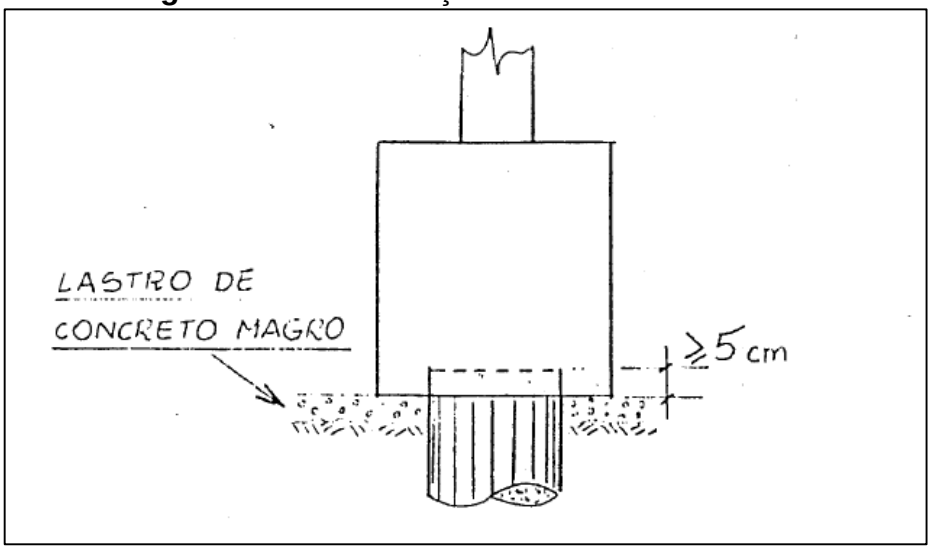
Figura 26 – Vista do bloco de coroamento “envolvendo” as estacas.



Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

As estacas, devem possuir um comprimento de pelo menos 5 centímetros no interior do bloco. Observe a figura 27 abaixo.

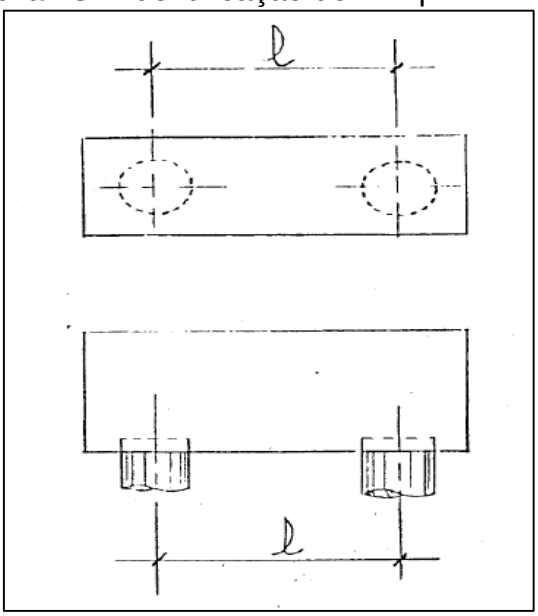
Figura 27 – Identificação construtiva da estaca



Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

A distância entre as estacas (L) de um mesmo bloco deve ser maior ou igual a 2,5 Φ, para estacas pré-moldadas e 3,0 Φ, para estacas moldadas no local da obra, sendo Φ o diâmetro da estaca ou a maior dimensão de sua seção transversal. Observe a figura 28 abaixo.

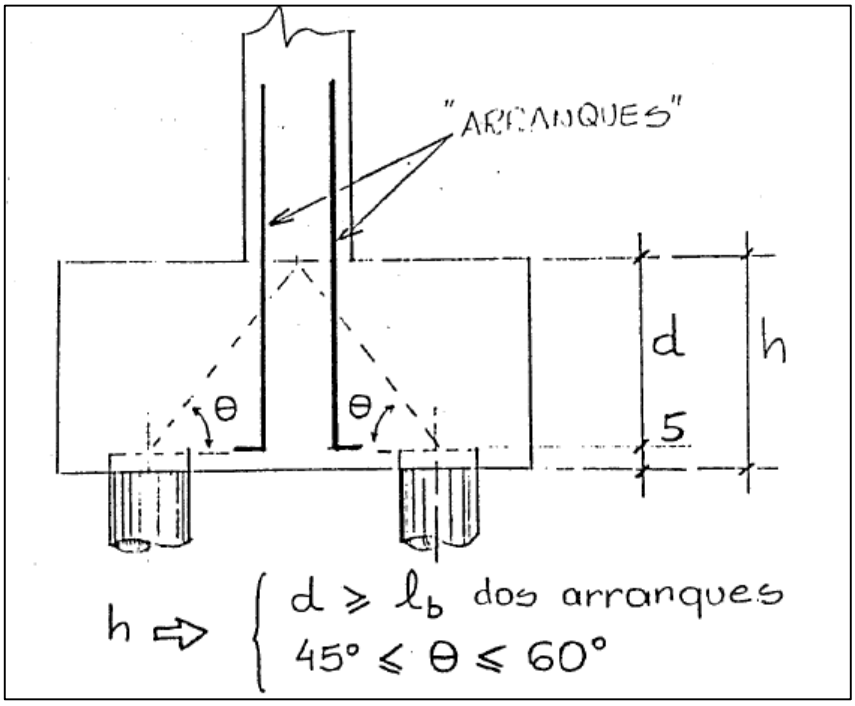
Figura 28 – Identificação do comprimento “L”



Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

A altura do bloco de coroamento depende de dois fatores, o primeiro é o comprimento de ancoragem do arranque do pilar e o segundo é o angulo de bielamento, conhecido como ɵ, que geralmente deve ser entre 45º e 60º.Observe a figura 29 abaixo.

Figura 29 – Altura de um bloco de coroamento.

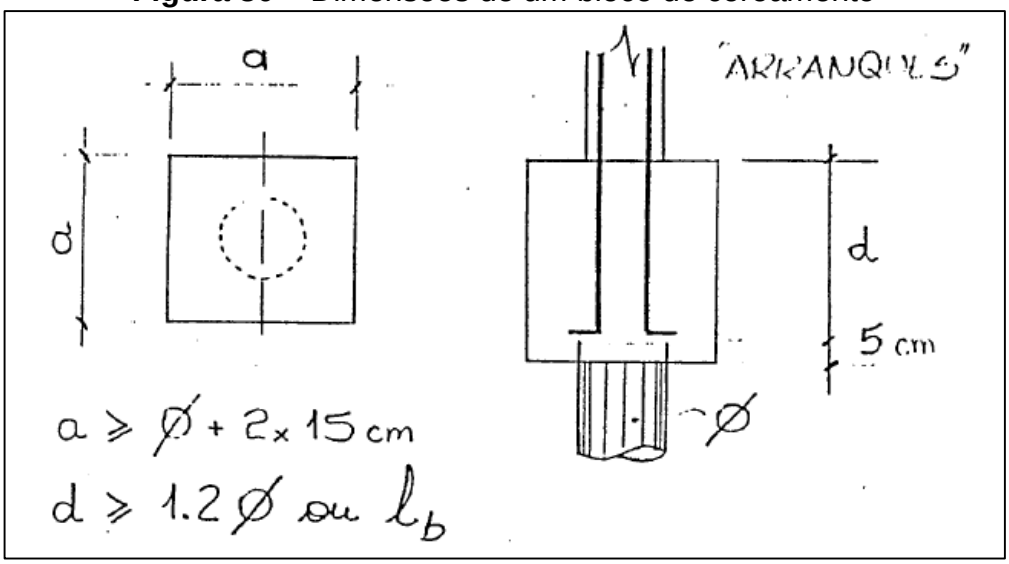


Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

No caso, do bloco de uma estaca, a altura d pode ser definida como mostra

a figura 30 abaixo.

Figura 30 – Dimensões de um bloco de coroamento



Fonte: Compilado de Fernandes (1993).

Todas essas informações foram utilizadas para calcular as estacas do tipo hélice contínua, raiz, escavada sem fluido e pré-moldada de concreto, as quais serão detalhadas a seguir, a fim de ter um comparativo técnico-financeiro entre a fundação por sapata e por estacas, para decidir o melhor tipo de fundação para o estudo de caso, que é a obra mencionada na zona litorânea do RN, na praia de Jacumã.

7.6 CÁLCULO DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

Para se calcular a carga admissível na cota de apoio foi necessário calcular através dos três métodos semiempíricos citados anteriormente, o de Aoki- Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira. A cota inicial adotada foi de 3 metros, que é a cota mínima para estacas de acordo com a norma NBR 6122/2010, até a cota de 13 metros. Ao final, foi feita a média dos três métodos, e em seguida foi descartado o maior valor obtido da carga admissível e feito outra média (a utilizada para fins de cálculos) apenas com os dois menores valores divididos por 2. Além disso, para obter o diâmetro da estaca, foi observada a tabela do SINAPI, e o menor valor de diâmetro foi adotado, por ser uma obra de pequeno porte. Observe os resultados encontrados na tabela 16 abaixo.

Tabela 16 – Carga admissível estaca hélice contínua

Estaca		Tipo	Diâmetro (cm)		N.A (m)
Moldada in-loco		Hélice Contínua	30		4
Carga admissível na cota de apoio da estaca (KN)					
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média	Média entre os dois menores valores
3	61,85	20,62	40,25	40,91	30,44
4	80,35	37,34	56,81	58,17	47,08
5	105,32	55,28	72,34	77,65	63,81
6	138,31	83,32	93,46	105,03	88,39
7	291,46	113,4	144,54	183,13	128,97
8	228,61	119,44	154,76	167,60	137,10
9	252,91	140,64	186,02	193,19	163,33
10	289,73	163,01	220,29	224,34	191,65
11	335,74	187,68	262,68	262,03	225,18
12	395,86	201,3	302,08	299,75	251,69
13	464,43	225,27	346,31	345,34	285,79

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, foi feito o dimensionamento, cujas cotas ficaram definidas como pode-se observar tabela 17 abaixo.

Tabela 17 – Dimensionamento das estacas para cada pilar

Pilar	Tensão solicitante (KN)	Estaca Hélice Contínua		
		Cota (m)	Tadm (KN)	Quant.
P1	66,64	6	88,39	1
P2	136,17	8	137,1	1
P3	68,23	6	88,39	1
P4	93,38	7	128,97	1
P5	187,08	10	191,65	1
P6	93,38	7	128,97	1
P7	209,47	11	225,18	1
P8	419,67	11	225,18	2
P9	209,47	11	225,18	1
P10	84,32	6	88,39	1
P11	200,02	11	225,18	1
P12	116,71	7	128,97	1

Fonte: Elaborado pela Autora (2018).

A partir desses valores, sabe-se que será necessário escavar 112 metros para fazer todas as estacas. Então, é necessário fazer alguns cálculos relativos a escavação das estacas, concretagem, quantidade de aço longitudinal (CA-50) e estribo (CA-60).

Utilizando 6 aços de 12.5mm e estribo de 5.0mm a cada 15 cm, sendo a armadura colocada apenas nos dois primeiros metros de profundidade, já que ela não irá trabalhar sob tração pois é uma obra de pequeno porte. É colocada essa armadura, para garantir suportar qualquer esforço lateral que possa existir. Observe a baixo a tabela 18 que descreve o quantitativo que foi citado.

Tabela 18 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca hélice contínua

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **HÉLICE CONTÍNUA**						
Pilar	Cota (m)	Φ (cm)	Quant.	Escavação (m³)	Aço CA 60 12.5mm (Kg)	Aço CA 50 5.0 mm (Kg)
P1	6	30	1	0,42	11,56	2,03
P2	8	30	1	0,57	11,56	2,03
P3	6	30	1	0,42	11,56	2,03
P4	7	30	1	0,49	11,56	2,03
P5	10	30	1	0,71	11,56	2,03
P6	7	30	1	0,49	11,56	2,03
P7	11	30	1	0,78	11,56	2,03
P8	11	30	2	1,56	23,11	4,06
P9	11	30	1	0,78	11,56	2,03
P10	6	30	1	0,42	11,56	2,03
P11	11	30	1	0,78	11,56	2,03
P12	7	30	1	0,49	11,56	2,03
TOTAL:				**7,92**	**150,23**	**26,39**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Após essas informações, é necessário calcular o bloco de coroamento para cada um dos pilares, observe a tabela 19 abaixo.

Tabela 19 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca hélice contínua

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **BLOCO DE COROAMENTO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**					
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m³)	Aço CA 60 10.0 mm (Kg) 20/20
P1	5	30	1	0,162	1,85

P2	7	30	1	0,162	1,85
P3	5	30	1	0,162	1,85
P4	6	30	1	0,162	1,85
P5	8	30	1	0,162	1,85
P6	6	30	1	0,162	1,85
P7	9	30	1	0,162	1,85
P8	9	30	2	0,405	3,89
P9	9	30	1	0,162	1,85
P10	5	30	1	0,162	1,85
P11	9	30	1	0,162	1,85
P12	6	30	1	0,162	1,85
TOTAL:				**2,19**	**24,24**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Os blocos de coroamento obedeceram às condições do item 7.5.4, e os pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P9, P10, P11 e P12 tiveram um bloco de coroamento com base e largura equivalente a 60cm e altura de 45cm respeitando o lastro de concreto na base de 5cm. E o pilar P8, como foi um bloco em cima de duas estacas, obteve a base de 1,5m, L de 90cm, largura de 60cm e altura de 45cm, também obedecendo o lastro de concreto de 5cm na base. Foi utilizada malha de aço de 10mm a cada 20cm de espaçamento nos eixos x e y.

Então, o quantitativo geral para a estaca do tipo hélice contínua está discriminada na tabela 20 abaixo.

Tabela 20 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar

QUANTITATIVO TOTAL PARA FUNDAÇÃO PROFUNDA: **ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**			
Elemento estrutural	Escavação (m³)	Aço CA-50 (kg)	Aço CA-60 (Kg)
Estaca	7,917	150,23	26,39
Pilar	0	38,5	9,17
Bloco	2,187	24,24	0
TOTAL	10,104	212,97	35,56

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com esses dados, foi utilizada a tabela do SINAPI, para saber o valor que essa fundação terá e quais equipamentos precisa ter. Tabela 21.

Tabela 21 – Quantitativo de custos da estaca hélice contínua

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Somatório profundidade x quantidade	CUSTO FINAL
01. FUES.EHCM. 001/01 **Código SIPICI** 90808	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA DIÂMETRO DE 30CM, COM COMPRIMENTO TOTAL ATÉ 15M, PERFURATRIZ COM TORQUE DE 170 KN.M (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	55,00	112	R$ 6.160,00
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	AÇO (Kg)	CUSTO FINAL
01. FUES. ARES. 013/01 **Código SIPICI** 95577	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL/TRANSVERAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 10 MM. AF_11/2016	KG	6,50	248,53	R$ 1.615,45
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
01. FUES. CCTG. 003/02 **Código SIPICI** 92874	LANÇAMENTO COM USO DE BOMBA, ADENSAMENTO E ACABAMENTO DE CONCRETO EM ESTRUTURAS. AF_12/2015	M³	22,88	10,104	R$ 231,18
Código	**Descrição do insumo**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
1525	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100+/- 20 MM, INCLUI SERVOÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M³	270,21	10,104	R$ 2.730,20
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Escavação (m³)	CUSTO FINAL
01. MOVT F SUP. 004/01 **Código SIPICI**	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FORMA. AF_06/2017	M³	61,31	2,18	R$ 133,66

96523					
CUSTO TOTAL		**R$ 10.870,49**			

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com isso, o custo total para a fundação da obra do chalé na praia de Jacumã-RN através da estaca hélice contínua é de R$10.870,49 o que já fica descartado pelo fato da fundação através de sapata ser mais simples e mais em conta.

7.7 CÁLCULO DA ESTACA RAIZ

Da mesma forma que foi calculada a estaca hélice contínua, foi calculada a estaca raiz. Inicialmente foi visto na tabela do SINAPI o menor valor de diâmetro que foi o de 25mm, por ser uma obra de pequeno porte. Em seguida, foi calculado o valor da carga admissível pelos três métodos citados anteriormente, calculada a média e depois foi calculada uma nova média, apenas com os dois menores valores de carga admissível dividido por dois. Observe na tabela 22 abaixo.

Tabela 22 – Carga admissível estaca raiz

Estaca		Tipo	Diâmetro (cm)		N.A (m)
Moldada in-loco		Raiz	20		4
Carga admissível na cota de apoio da estaca (KN)					
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média	Média entre os dois menores valores
3	52,23	28,8	51,05	44,03	39,93
4	69,35	53,08	69,35	63,93	61,22
5	93,23	82,66	91,25	89,05	86,96
6	124,01	124,52	116,85	121,79	120,43
7	245,08	169,43	185,85	200,12	177,64
8	216,59	178,75	201,99	199,11	190,37
9	242,48	210,54	245,43	232,82	226,51
10	278,35	244,07	301,17	274,53	261,21
11	322,47	281,04	362,11	321,87	301,755
12	383,49	312,15	421,73	372,46	347,82
13	451,51	348,64	488,06	429,40	400,08

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com esses valores de carga admissível, foi possível escolher a dimensão da estaca para cada pilar. Tabela 23.

Tabela 23 – Dimensionamento das estacas raiz para cada pilar

Pilar	Tensão solicitante (KN)	Estaca Raiz		
		Cota (m)	Tadm (KN)	Quant.
P1	66,64	5	86,95	1
P2	136,17	7	177,64	1
P3	68,23	5	86,95	1
P4	93,38	6	120,43	1
P5	187,08	8	190,37	1
P6	93,38	6	120,43	1
P7	209,47	9	226,21	1
P8	419,67	9	226,21	2
P9	209,47	9	226,21	1
P10	84,32	5	86,95	1
P11	200,02	9	226,21	1
P12	116,71	6	120,43	1

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Em seguida, foi calculada o quantitativo das estacas, como escavação, concretagem, quantidade de aço longitudinal e estribo. Levando em consideração que a estaca apenas teve aço nos dois primeiros metros de profundidade, por não trabalhar por tração, essa quantidade de aço é suficiente para garantir e suportar qualquer esforço lateral que possa existir. A quantidade de aço utilizada para dimensionamento foi para cada estaca 6 barras de 12.5mm cada e estribo de 5.0mm a cada 15 cm. Na tabela 24 estará detalhado o quantitativo encontrado.

Tabela 24 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca raiz

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **ESTACA RAIZ**						
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m^3)	Aço CA 60 12.5mm (Kg) 6 Barras	Aço CA 50 5.0 mm (Kg)
P1	5	25	1	0,25	11,56	1,80
P2	7	25	1	0,34	11,56	1,80
P3	5	25	1	0,25	11,56	1,80
P4	6	25	1	0,29	11,56	1,80
P5	8	25	1	0,39	11,56	1,80

P6	6	25	1	0,29	11,56	1,80
P7	9	25	1	0,44	11,56	1,80
P8	9	25	2	0,88	23,11	3,60
P9	9	25	1	0,44	11,56	1,80
P10	5	25	1	0,25	11,56	1,80
P11	9	25	1	0,44	11,56	1,80
P12	6	25	1	0,29	11,56	1,80
TOTAL:				**4,57**	**150,23**	**23,40**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, e de acordo com tudo o que foi exposto, é possível dimensionar o bloco de coroamento para cada pilar. O qual foi dimensionado de acordo com a tabela 25 a seguir.

Tabela 25 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca raiz

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **BLOCO DE COROAMENTO ESTACA RAIZ**					
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m^3)	Aço CA 60 10.0 mm (Kg) 20/20
P1	5	25	1	0,13	1,85
P2	7	25	1	0,13	1,85
P3	5	25	1	0,13	1,85
P4	6	25	1	0,13	1,85
P5	8	25	1	0,13	1,85
P6	6	25	1	0,13	1,85
P7	9	25	1	0,13	1,85
P8	9	25	2	0,25	3,89
P9	9	25	1	0,13	1,85
P10	5	25	1	0,13	1,85
P11	9	25	1	0,13	1,85
P12	6	25	1	0,13	1,85
TOTAL:				**1,64**	**24,24**

Fonte: Elaborado pela Autora (2018).

Os pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P9, P10, P11 e P12 obtiveram o valor de base e largura equivalentes a 60cm e a altura de 35cm, respeitando os 5cm do

lastro de concreto, a quantidade de aço de cada bloco foi obtida através de uma malha de aço de 10.0mm a cada 20 cm de espaçamento nos eixos x e y. O pilar P8, por ser acima de duas estacas, teve o dimensionamento diferente, base de 1,30m e largura de 55cm com altura de 35cm e o espaçamento L ficou de 75cm. Para encontrar a quantidade de aço repetiu-se o mesmo procedimento: malha de 10.0mm com espaçamento entre barras de 20cm.

Com isso, a figura 26 mostra o quantitativo total.

Tabela 26 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar para estaca raiz

QUANTITATIVO TOTAL PARA FUNDAÇÃO PROFUNDA: **ESTACA RAIZ**			
Elemento estrutural	Escavação (m^3)	Aço CA-50 (kg)	Aço CA-60 (Kg)
Estaca	4,57	150,228	23,40
Pilar	0	38,5	9,17
Bloco	1,63	24,24	0
TOTAL	**6,20**	**212,97**	**32,57**

Fonte: Elaborado pela Autora (2018).

Com esses dados, foi utilizada a tabela do SINAPI, para saber o valor que essa fundação terá e quais equipamentos precisa ter. Tabela 27.

Tabela 27 – Quantitativo de custos da estaca raiz

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Somatório profundidade x quantidade	CUSTO FINAL
01. FUES.ESRA. 001/01	ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 20 CM, COMPRIMENTO DE ATÉ 10M, SEM PRESENÇA DE ROCHA. AF_05/2017.	M	159,54	93	R$ 14.837,22
Código SIPICI					
96160					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	AÇO (Kg)	CUSTO FINAL
01. FUES. ARES. 013/01	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL/TRANSVERAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 10 MM. AF_11/2016	KG	6,50	245,54	R$ 1.596,01
Código SIPICI					
95577					

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
01. FUES. CCTG. 003/02 **Código SIPICI** 92874	LANÇAMENTO COM USO DE BOMBA, ADENSAMENTO E ACABAMENTO DE CONCRETO EM ESTRUTURAS. AF_12/2015	M³	22,88	6,1976268	R$ 141,80
Código	**Descrição do insumo**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
1525	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100+/- 20 MM, INCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M³	270,21	6,1976268	R$ 1.674,66
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Escavação (m³)	CUSTO FINAL
01. MOVT F SUP. 004/01 **Código SIPICI** 96523	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FORMA. AF_06/2017	M³	61,31	6,1976268	R$ 379,98
CUSTO TOTAL		R$ 18.629,67			

Fonte: Elaborada pelo autor (2018).

De acordo com o valor encontrado, conclui-se que até agora a melhor opção para a fundação da obra de pequeno porte é através de sapata.

7.8 CÁLCULO DA ESTACA ESCAVADA

Da mesma forma que foram calculadas as estacas anteriores, foi calculado essa. Inicialmente foi visto na tabela do SINAPI o menor valor de diâmetro que foi o de 25mm, por ser uma obra de pequeno porte. Em seguida, foi calculado o valor da carga admissível pelos três métodos citados anteriormente, calculada a média e depois foi calculado uma nova média, apenas com os dois menores valores de carga admissível dividido por dois. Observe na tabela 28 abaixo.

Tabela 28 – Carga admissível estaca escavada

Estaca		Tipo	Diâmetro (cm)		N.A (m)
Moldada in-loco		Escavada	25		4
Carga admissível na cota de apoio da estaca (KN)					
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média	Média entre os dois menores valores
3	36,88	12,61	30,48	26,66	21,545
4	45,37	20,76	42,52	36,22	31,64
5	55,55	33,52	52,06	47,04	42,79
6	70,27	54,8	66,81	63,96	60,805
7	160,35	77,36	111,58	116,43	94,47
8	96,51	71,32	104,98	90,94	83,915
9	101,94	82,2	120,33	101,49	92,07
10	115,82	93,94	136,6	115,45	104,88
11	134,36	107,95	160,09	134,13	121,155
12	152,87	115,52	178,23	148,87	134,195
13	176,65	127,67	200,34	168,22	152,16

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com esses valores de carga admissível, foi possível escolher a dimensão da estaca para cada pilar. Tabela 29.

Tabela 29 – Dimensionamento das estacas escadas para cada pilar

Pilar	Tensão solicitante (KN)	Escavada		
		Cota (m)	Tadm (KN)	Quant.
P1	66,64	7	94,47	1
P2	136,17	8	83,91	2
P3	68,23	7	94,47	1
P4	93,38	7	94,47	1
P5	187,08	10	104,88	2
P6	93,38	10	104,88	1
P7	209,47	10	104,88	2
P8	419,67	11	121,155	4
P9	209,47	10	104,88	2
P10	84,32	7	94,47	1
P11	200,02	10	104,88	2
P12	116,71	11	121,155	1

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Em seguida, foi calculado o quantitativo das estacas, como escavação, concretagem, quantidade de aço longitudinal e estribo. Levando em consideração que a estaca apenas teve aço nos dois primeiros metros de profundidade, por não trabalhar por tração, essa quantidade de aço é suficiente para garantir e suportar qualquer esforço lateral que possa existir. A quantidade de aço utilizada para dimensionamento foi para cada estaca 6 barras de 12.5mm cada e estribo de 5.0mm a cada 15 cm. Na tabela 30 estará detalhado o quantitativo encontrado.

Tabela 30 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca escavada

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **ESCAVADA**						
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m^3)	Aço CA 60 12.5mm (Kg)	Aço CA 50 5.0 mm (Kg)
P1	7	25	1	0,34	11,556	1,80
P2	8	25	2	0,79	23,112	3,60
P3	7	25	1	0,34	11,556	1,80
P4	7	25	1	0,34	11,556	1,80
P5	10	25	2	0,49	23,112	3,60
P6	10	25	1	0,49	11,556	1,80
P7	10	25	2	0,98	11,556	3,60
P8	11	25	4	2,16	46,224	7,20
P9	10	25	2	0,98	23,112	3,60
P10	7	25	1	0,34	11,556	1,80
P11	10	25	2	0,98	23,112	3,60
P12	11	25	1	0,54	11,556	1,80
TOTAL:				**8,79**	**219,56**	**36,00**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, e de acordo com tudo o que foi exposto, é possível dimensionar o bloco de coroamento para cada pilar que foi dimensionado de acordo com a tabela 31 a seguir.

Tabela 31 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca escavada

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **BLOCO DE COROAMENTO ESTACA ESCAVADA**					
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m³)	Aço CA 60 10.0 mm (Kg) 20/20
P1	5	25	1	0,13	1,85
P2	7	25	2	0,25	3,89
P3	5	25	1	0,13	1,85
P4	6	25	1	0,13	1,85
P5	8	25	2	0,25	3,89
P6	6	25	1	0,13	1,85
P7	9	25	2	0,25	3,89
P8	9	25	4	0,68	8,88
P9	9	25	2	0,25	3,89
P10	5	25	1	0,13	1,85
P11	9	25	2	0,25	3,89
P12	6	25	1	0,13	1,85
TOTAL:				**2,68**	**39,44**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

De acordo com o exposto, nota-se que será escavado 189m e, é possível calcular o quantitativo dos elementos necessários para esse tipo de fundação. Tabela 32.

Tabela 32 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar para estaca escavada

QUANTITATIVO TOTAL PARA FUNDAÇÃO PROFUNDA: **ESTACA ESCAVADA**			
Elemento estrutural	Escavação (m³)	Aço CA-50 (kg)	Aço CA-60 (Kg)
Estaca	8,79	219,56	36
Pilar	0	38,5	9,17
Bloco	2,68	39,44	0
TOTAL	11,47	297,50	45,17

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, é possível calcular o custo desse tipo de fundação, de acordo com as composições e insumos do SINAPI. Tabela 33.

Tabela 33 – Quantitativo de custos da estaca escavada

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Somatória (m)	CUSTO FINAL
01. FUES.EESF. 002/01	ESTACA ESCAVADA MECANICAMENTE, SEM FLUIDO ESTABILIZANTE, COM 25 CM DE DIÂMETRO, ACIMA DE 9 M DE COMPRIMENTO, CONCRETO LANÇADO POR CAMINHÃO BETONEIRA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_02/2015	M	34,74	189	R$ 6.565,86
Código SIPICI					
90878					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Aço	CUSTO FINAL
01. FUES. ARES. 013/01	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL/TRANSVERAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 10 MM. AF_11/2016	KG	6,50	342,67	R$ 2.227,36
Código SIPICI					
95577					
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
01. FUES. CCTG. 003/02	LANÇAMENTO COM USO DE BOMBA, ADENSAMENTO E ACABAMENTO DE CONCRETO EM ESTRUTURAS. AF_12/2015	M³	22,88	11,47325	R$ 262,51
Código SIPICI					
92874					
Código	**Descrição do insumo**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Concreto	CUSTO FINAL
1525	CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTÊNCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100+/- 20 MM, INCLUI SERVOÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M³	270,21	11,47325	R$ 3.100,19
Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Escavação (m³)	CUSTO FINAL
01. MOVT F SUP. 004/01	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, COM PREVISÃO DE FORMA. AF_06/2017	M³	61,31	2,68325	R$ 164,51
Código SIPICI					
96523					
CUSTO TOTAL		**R$ 12.320,42**			

Fonte: Elaborado pela Autora (2018).

De acordo com o valor encontrado, conclui-se que até agora a melhor opção para a fundação da obra de pequeno porte é a sapata.

7.9 CALCULO DA ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO

Para se calcular a carga admissível na cota de apoio foi necessário calcular através dos três métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira. A cota inicial adotada foi de 3 metros, quel é a cota mínima para estacas de acordo com a norma NBR 6122/2010, até a cota de 13 metros. Ao final, foi feita a média dos três métodos, e em seguida foi descartado o maior valor obtido da carga admissível e feito outra média (a utilizada para fins de cálculos) apenas com os dois menores valores dividido por 2. Além disso, para obter o diâmetro da estaca, foi observado na tabela do SINAPI, e o menor valor de diâmetro foi adotado, por ser uma obra de pequeno porte. Observe os resultados encontrados na Tabela 34 abaixo.

Tabela 34 – Carga admissível estaca pré-moldada de concreto

Estaca		Tipo	Diâmetro (cm)		N.A (m)
Pré-moldada		Concreto	29		4
Carga admissível na cota de apoio da estaca (KN)					
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média	Média entre os dois menores valores
3	204,78	60,52	96,34	120,55	78,43
4	247,74	96,37	133,24	159,12	114,81
5	296,55	132,48	159,5	196,18	145,99
6	370,11	215,03	203,5	262,88	209,27
7	868,27	302,18	361,31	510,59	331,75
8	470,49	260,11	299,25	343,28	279,68
9	485,75	293,2	327,38	368,78	310,29
10	549,54	329,61	356,35	411,83	342,98
11	637,89	375,74	409,8	474,48	392,77
12	712,16	335,12	393,77	480,35	364,45
13	816,14	386,68	436,47	546,43	411,58

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, foi feito o dimensionamento de estacas para cada pilar que ficou definida como na Tabela 35 abaixo.

Tabela 35 – Dimensionamento da estaca pré-moldada de concreto para cada pilar

Pilar	Tensão solicitante (KN)	Pré-moldada de concreto		
		Cota (m)	Tadm (KN)	Quant.
P1	66,64	3	78,43	1
P2	136,17	5	145,99	1
P3	68,23	3	78,43	1
P4	93,38	4	114,81	1
P5	187,08	6	209,27	1
P6	93,38	4	114,81	1
P7	209,47	7	331,75	1
P8	419,67	7	331,75	2
P9	209,47	7	331,75	1
P10	84,32	4	114,81	1
P11	200,02	6	209,27	1
P12	116,71	5	145,99	1

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Em seguida, foi calculado o quantitativo das estacas, escavação, concretagem, quantidade de aço longitudinal e estribo. Levando em consideração que a estaca apenas tem aço nos dois primeiros metros de profundidade, por não trabalhar por tração, essa quantidade de aço é o suficiente para suportar qualquer esforço lateral que possa existir. A quantidade de aço utilizada para dimensionamento foi para cada estaca 6 barras de 12.5mm e estribo de 5.0mm a cada 15 cm. Na Tabela 36 estará detalhado o quantitativo encontrado.

Tabela 36 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para estaca pré-moldada de concreto

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **PRÉ-MOLDADA**						
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m^3)	Aço CA 60 12.5mm (Kg)	Aço CA 50 5.0 mm (Kg)
P1	3	29	1	0,20	11,556	1,963
P2	5	29	1	0,33	11,556	1,963
P3	3	29	1	0,20	11,556	1,963
P4	4	29	1	0,26	11,556	1,963
P5	6	29	1	0,40	11,556	1,963
P6	4	29	1	0,26	11,556	1,963

P7	7	29	1	0,46	11,556	1,963
P8	7	29	2	0,92	23,112	3.93
P9	7	29	1	0,46	11,556	1,963
P10	4	29	1	0,26	11,556	1,963
P11	6	29	1	0,40	11,556	1,963
P12	5	29	1	0,33	11,556	1,963
TOTAL:				**4,49**	**150,23**	**25,52**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, e de acordo com tudo o que foi exposto, é possível dimensionar o bloco de coroamento para cada pilar que foi dimensionado de acordo com a tabela 37 a seguir.

Tabela 37 – Quantitativo de escavação, concreto e aço para bloco de coroamento da estaca pré-moldada de concreto

QUANTITATIVO DE ESCAVAÇÃO, CONCRETO E AÇO PARA **BLOCO DE COROAMENTO ESTACA PRÉ-MOLDADA**					
Pilar	Cota (m)	Diâmetro (cm)	Quant.	Escavação (m^3)	Aço CA 60 10.0 mm (Kg) 20/20
P1	5	29	1	0,162	1,85
P2	7	29	1	0,162	1,85
P3	5	29	1	0,162	1,85
P4	6	29	1	0,162	1,85
P5	8	29	1	0,162	1,85
P6	6	29	1	0,162	1,85
P7	9	29	1	0,162	1,85
P8	9	29	2	0,405	3,8871
P9	9	29	1	0,162	1,85
P10	5	29	1	0,162	1,85
P11	9	29	1	0,162	1,85
P12	6	29	1	0,162	1,85
TOTAL:				**2,187**	**24,2371**

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Devido a tudo exposto, nota-se que será escavado 93m e é possível calcular o quantitativo dos elementos necessários para esse tipo de fundação. Tabela 38.

Tabela 38 – Quantitativo geral incluindo bloco, estaca e arranque do pilar para estaca pré-moldada de concreto

QUANTITATIVO TOTAL PARA FUNDAÇÃO PROFUNDA: **ESTACA PRÉ-MOLDADA**			
Elemento estrutural	Escavação (m³)	Aço CA-50 (kg)	Aço CA-60 (Kg)
Estaca	4,92	150,228	25,52
Pilar	0	38,5	9,17
Bloco	2,68	39,44	
TOTAL	7,60	228,17	34,69

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Com essas informações, é possível calcular o custo desse tipo de fundação, de acordo com as composições e insumos do SINAPI. Tabela 39.

Tabela 39 – Quantitativo de custos para estaca pré-moldada de concreto

Código/Seq.	**Descrição da composição**	**Unidade**	**Custo total (R$)**	Somatório	CUSTO FINAL
01. FUES.ESRA. 006/01	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, SEÇÃO CIRCULAR, CAPACIDADE DE 100 TONELADS, COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ACIMA DE 5M ATÉ 12M, BATE ESTACAS POR GRAVIDADE SOBRE ROLOS (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_03/2016	M	137,81	93	R$ 12.816,33
Código SIPICI					
89203					

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

Estão faltando alguns itens para chegar à composição final da estaca pré-moldada de concreto, porém, mesmo com a ausência desses dados, é possível chegar a uma conclusão. Além desse tipo de estaca estar mais em desuso, pelo fato de ser necessário a utilização de bate estaca, encadeando uma vibração do solo, o que não é bom para as obras vizinhas, o valor final, mesmo que incompleto está mais caro do que sapata, estaca hélice contínua, raiz e estaca escavada. Observe a Tabela 4 abaixo, que mostrará um quadro resumo dos valores correspondentes a cada tipo de fundação calculada.

Tabela 40 – Tabela resumo dos custos de cada tipo de fundação

RESUMO DO CUSTO	
Tipo de fundação	Custo total
Sapata	R$ 7.415,64
Estaca hélice contínua	R$ 10.870,49
Estaca escavada	R$ 12.320,42
Estaca pré-moldada de concreto	R$ 12.816,33
Estaca raiz	R$ 18.629,67

Fonte: Elaborado pela autora (2018).

8 CONCLUSÃO

O intuito deste estudo de caso foi encontrar a fundação ideal para uma obra de pequeno porte em zona litorânea no estado do Rio Grande do Norte, na praia de Jacumã. Com isso, foi feito um embasamento teórico, para entender melhor os tipos de fundações existentes, suas vantagens, desvantagens e onde são mais utilizadas. Após concluída a revisão bibliográfica, foi realizada pela autora desta monografia através do AutoCAD, a planta baixa do chalé, locação dos pilares, planta de fôrma e locação das sapatas. Através do programa Excel e tabelas do SINAPI, foram realizados todos os cálculos necessários para encontrar o quantitativo de material e de custos para cada tipo de fundação proposta.

Ao fim de todo o estudo de caso, a solução encontrada para a fundação da obra, é através de sapata. De acordo com os cálculos, é o tipo de fundação mais barata e a questão técnica, é de simples construção.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações.** 12. ed. São Paulo: Edtora Edgard Blucher Ltda, 2001.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles". **Anais** Proceeding, Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto- Procedimentos. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo-Sondagens de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036:** Programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, ABNT, 1983.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação.** Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2016.

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de fundações.** 3. ed. Brasília: Infrasolo, 2017.

BURLAND, J. B; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B de. **Behaviour of foundations and structures.** Garston: Edgard Blücher Ltda, 1977.

CAMPITELI, Marcus. **Edificações para ITEP-RN:** Perito Criminal - Engenharia Civil. Natal: Estratégia Cursos, 2017.

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

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT, v. 1. **Anais.** Rio de Janeiro, 1978.

FERNANDES, G.B. Fundações em estacas, notas de aula. Curso de EC 802 da FEC

– UNICAMP, 1993.

JESUS, A. P. **Caracterização geológica, geomorfológica e geotécnica de um corpo de dunas na cidade de Natal-RN.** Dissertação (Mestrado). Natal, 2002.

MANTUANO, Raphael Martins. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.** 2013. 99 f. Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10008180.pdf>. Acesso em: 13 abr. 2018.

MOURA, Ana Paula. **Fundações e obras de terra:** fundações rasas – determinação da capacidade de carga. Minas Gerais: Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia, 2010.

PARSEKIAN, Guilherme Aris.**Indicadores de projeto para edifícios em alvenaria estrutural.**São Carlos: Universidade Federal de São, 2009.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura.** São Paulo: Zigurate, 2000.

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

RODRIGUES, Victor Hugo Assir. **Mapeamento das fundações na cidade do Natal-RN.** Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte Centro de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil, 2017.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: SEFE, 3., São Paulo. **Anais.**, v. 1. São Paulo, 1996.

UCL. **Resultados do SPT.** Manguinhos (Es): Ensino Superior Online, 2015.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** Critérios de Projeto l Investigação do subsolo l Fundações Superficiais l Fundações

Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ANEXO

ANEXO A – SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

map AMBIENTAL
HIDROGEOLOGIA - GEOLOGIA - MEIO AMBIENTE

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT
NBR-6484/01

Avenida Amintas Barros, nº 2537B – Lagoa Nova – Natal/RN. CEP: 59.062-350 Fones: (84) 2010-3470 / (84) 9138-6331

NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30cm DO AMOSTRADOR
1ª e 2ª penetrações
2ª e 3ª penetrações

AMOSTRADOR PADRÃO
Ø INTERNO = 1 3/8"
Ø EXTERNO = 2"
PESO BATENTE = 65 kg
ALTURA DE QUEDA = 75 cm

COTA: 3 metros.
COORDENADAS:
E: 253393
N: 9301400
PERFIL Nº: SP-01

1°	2°	3°	1° e 2°	2° e 3°	PROFUNDIDADE	COTA EM RELAÇÃO AO RN	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
-	-	-	-	-			00	0,55	Areia fina a média de coloração amarronzada com fragmentos de raiz.
2/15	3/15	4/5	5	7/20	1,00		01	1,00	Areia fina a média de coloração amarelada.
2/15	2/10	2/15	4/25	4/25	2,00		02		Areia fina quartzosa de coloração amarelada.
2/15	3/15	4/15	5	7	3,00		03		
3/15	4/15	4/15	7	8	4,00		04	4,00	
4/15	5/15	6/15	9	11	5,00	-5,00	05		Areia média quartzosa acizentada com presença de água.
4/15	6/15	7/15	10	13	6,00		06	6,00	
9/15	14/15	20/15	23	34	7,00		07		Areia média a grossa quartzosa de coloração acizentada bem úmida.
10/15	16/15	22/15	26	38	8,00		08	8,00	
9/15	14/15	19/15	23	33	9,00		09		Silte argila de cor acizentada bem úmida.
8/15	16/15	20/15	24	36	10,00	-10,00	10		
10/15	17/15	25/15	27	42	11,00		11	11,00	
13/15	19/15	26/15	32	45	12,00		12		Argila com pequenos granulos de quartzo de cor acizentada, bem úmida.
15/15	20/15	27/15	35	47	13,00		13		
17/15	22/15	27/15	39	49	14,00		14		
20/15	25/15	30/15	45	55	15,00	-15,00	15		
22/15	28/15	33/15	50	61	16,00	-16,00		16,00	IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR Nota: furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.
					17,00				
					18,00				
					19,00				
					20,00				

TORQUE

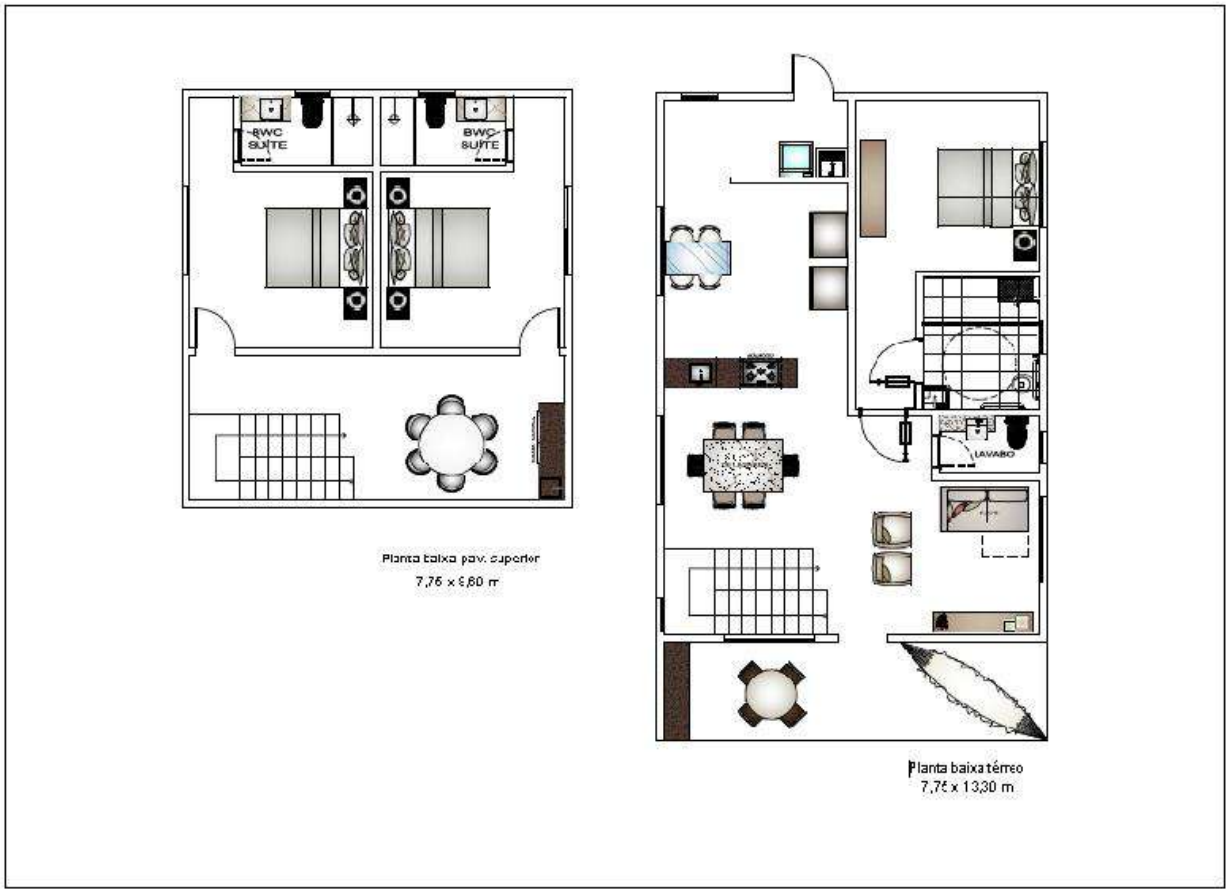
NÍVEL D'ÁGUA: 4,90

N.A. INICIAL: 19/01/2018 : 4,90m
N.A. FINAL: N.F.E.

OBRA: Jacumã	DESENHO Nº: 01		DESENHISTA: Samara Morais
LOCAL: Jacumã	REFERÊNCIA:		ESCALA: 1/100
CLIENTE: Manoela Carrilho	INÍCIO: 19/01/2018	TÉRMINO: 19/01/2018	APROVAÇÃO:

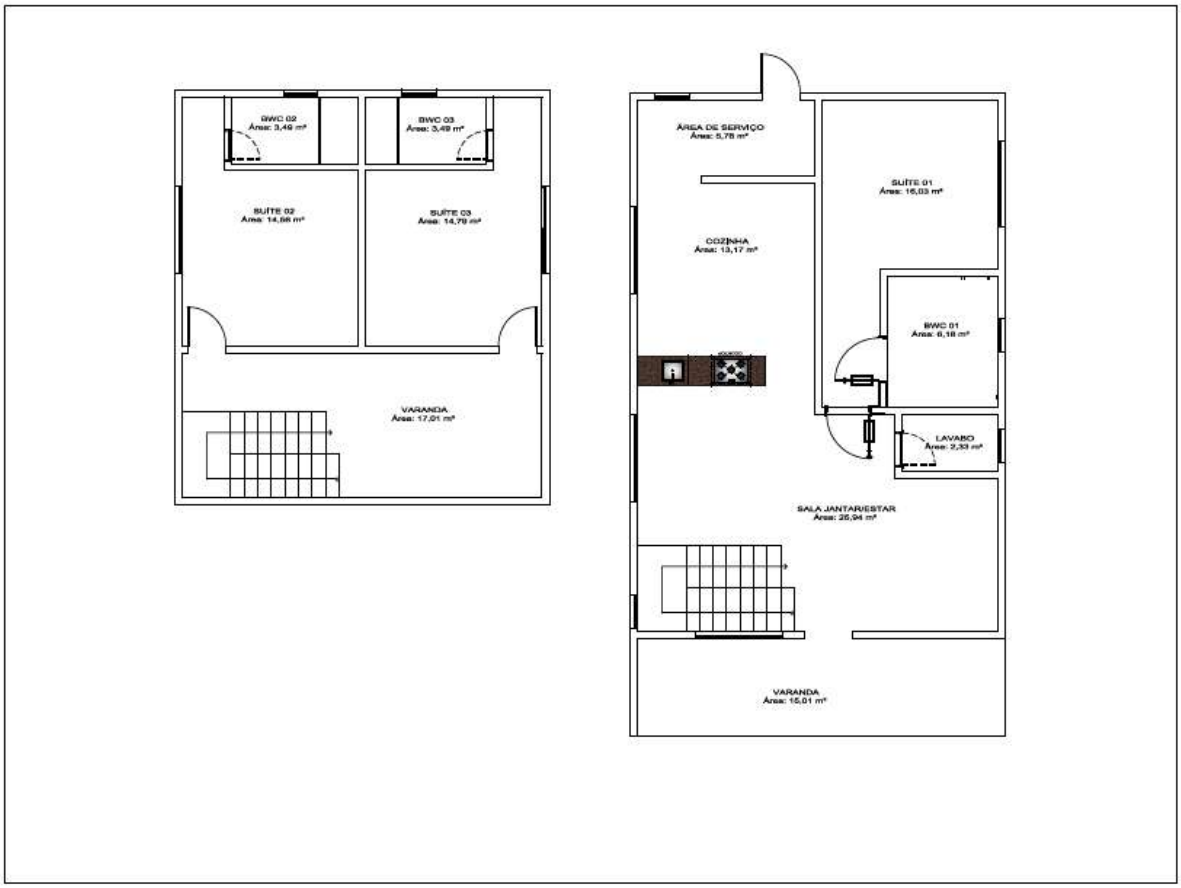
APÊNDICES

APÊNDICE A – PLANTA LAYOUT PAVIMENTO TÉRREO E PAVIMENTO SUPERIOR



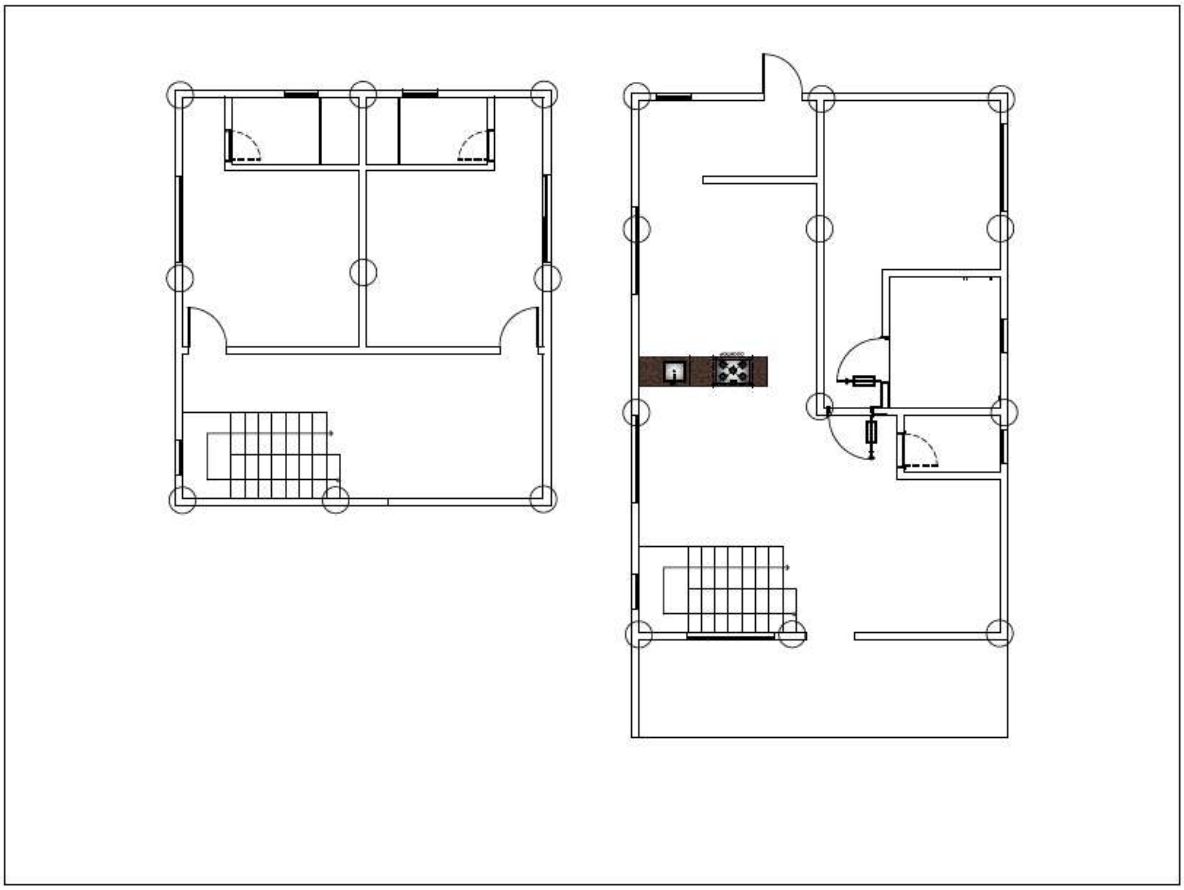
Fonte: Elaborado pela autora (2018).

APÊNDICE B – PLANTA BAIXA PAVIMENTO TÉRREO E PAVIMENTO SUPERIOR



Fonte: Elaborado pela autora (2018).

APÊNDICE C – RASCUNHO DA DISPOSIÇÃO DOS PILARES.



Fonte: Elaborado pela autora (2018).