



FACULDADE DE EDUCAÇÃO E MEIO AMBIENTE

DÉBORAH DO AMARAL CARIOCA

**ESTUDO DE VIABILIDADE ENTRE ESTACA ESCAVADA E SAPATA ISOLADA
EM UMA EDIFICAÇÃO**

ARIQUEMES – RO

2020

DÉBORAH DO AMARAL CARIOCA

**ESTUDO DE VIABILIDADE ENTRE ESTACA ESCAVADA E SAPATA ISOLADA
EM UMA EDIFICAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso para a obtenção do Grau de Bacharelado em Engenharia Civil apresentado à faculdade de Educação e Meio Ambiente – FAEMA.

Orientador: Prof. Esp. João Victor da Silva Costa.

ARIQUEMES - RO

2020

FICHA CATALOGRÁFICA
Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Júlio Bordignon - FAEMA

C277e	CARIOCA, Déborah do Amaral.
	Estudo de viabilidade entre estaca escavada e sapata isolada em uma edificação. / por Déborah do Amaral Carioca. Ariquemes: FAEMA, 2020.
	59 p.; il.
	TCC (Graduação) - Bacharelado em Engenharia Civil - Faculdade de Educação e Meio Ambiente - FAEMA.
	Orientador (a): Prof. Esp. João Victor da Silva Costa. Coorientador (a): Profa. Ma. Silênia Priscila da Silva Lemes.
	1. Fundações. 2. Investigações Geotécnicas. 3. Estaca escavada. 4. Sapata Isolada. 5. Estudo comparativo. I Costa, João Victor da Silva. II. Título. III. FAEMA.
	CDD:620.1

Bibliotecária Responsável
Herta Maria de Açucena do N. Soeiro
CRB 1114/11

DÉBORAH DO AMARAL CARIOCA

**ESTUDO DE VIABILIDADE ENTRE ESTACA ESCAVADA E SAPATA ISOLADA
EM UMA EDIFICAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso para a
obtenção do Grau de Bacharelado em
Engenharia Civil apresentado à faculdade de
Educação e Meio Ambiente – FAEMA.

Banca examinadora

Prof. Esp. João Victor da Silva Costa

Faculdade de Educação e Meio Ambiente-FAEMA

Prof. Esp. Bruno Dias de Oliveira

Faculdade de Educação e Meio Ambiente-FAEMA

Prof.^a Ms. Silênia Priscila Lemes

Faculdade de Educação e Meio Ambiente-FAEMA

ARIQUEMES - RO

2020

Dedico à minha família, por me apoiar em todos os momentos.

Obrigada por tanto amor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha avó Aurora, minhas tias Rosângela e Maria Inês, minha irmã Nicole e minha prima Sabrina, por todo o amor, carinho, cuidado, dedicação que tem comigo, por estarem presentes em todos os momentos da minha vida e por não medirem esforços para me ajudar a realizar todos os meus sonhos. Agradeço a minha amiga Dhully por tantos anos de amizade e a Carol por estar ao meu lado desde o começo da faculdade. Agradeço também as amigas Cindy, Stefany e Elizandra.

Agradeço também ao meu anjo da guarda Edson Mello que me incentivou a começar o curso, sem o incentivo dele eu não estaria aqui, e infelizmente hoje ele não está aqui para presenciar este momento, mas sei que de onde você estiver deve estar feliz por mim.

Agradeço ao meu orientar Prof. Esp. João Victor da Silva Costa, pela sua dedicação e por toda ajuda e principalmente por não me deixar desistir na fase final deste trabalho de conclusão de curso.

Agradeço a coordenadora de curso Prof. Ms. Silênia Priscila Lemes por toda paciência que teve com sua criaturinha.

Agradeço à Deus por esta maravilhosa vida.

RESUMO

Com a grande variedade de fundações existentes no mercado, é cada vez mais necessário o estudo das mesmas, para identificar a mais indicada em cada tipo de obra. É de interesse do engenheiro e do cliente a obra ser economicamente viável, mas diferentes fatores devem ser avaliados para possuir a viabilidade econômica, que está intimamente ligado a viabilidade técnica. O engenheiro responsável pela obra deve ter em mãos a maior quantidade de informações possíveis sobre a edificação e o solo em que a mesma será executada. O presente trabalho contém informações sobre fundações e investigações geotécnicas que são necessárias para a decisão da escolha das mesmas. A sondagem SPT foi escolhida como método para a obtenção dos dados geológicos do solo, e com as informações obtidas através do ensaio, decidiu-se utilizar dois tipos distintos de fundações, sendo elas, estaca escavada sendo definida como indireta (profunda), e do tipo sapata isolada definida como direta (rasa). Para escolher o método mais viável é foi realizado de um estudo comparativo levando em consideração todas as informações encontradas. O método de fundação mais favorável é a sapata isolada pois resulta na opção econômica mais viável levando em consideração o volume de concreto e peso total do aço.

Palavras-chave: Fundações. Investigações Geotécnicas. Estaca escavada. Sapata Isolada. Estudo comparativo.

SUMMARY

With the great variety of foundations on the market, it is increasingly necessary to study them in order to identify the most suitable one for each type of work. It is in the interest of the engineer and the client that the work be economically viable, but different factors must be evaluated in order to have economic feasibility, which is closely linked to technical feasibility. The engineer responsible for the work must have in hands the biggest amount of possible information about the building and the soil where it will be executed. This work contains information on foundations and geotechnical investigations that are necessary for the decision of their choice. The SPT drilling was chosen as a method to obtain the geological data of the soil, and with the information obtained through the test, it was decided to use two different types of foundations, being them, excavated pile being defined as indirect (deep), and the isolated shoe type defined as direct (shallow). In order to choose the most viable method, a comparative study was conducted taking into consideration all the information found. The most favorable foundation method is the isolated shoe because it results in the most viable economic option taking into consideration the concrete volume and total weight of the steel.

Keywords: Foundations. Geotechnical Investigations. Excavated piles. Isolated shoe. Comparative study.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Exemplo de fundações rasas	20
Figura 2 – Sapata isolada	21
Figura 3 – Exemplo de estaca.....	22
Figura 4-Exemplo de bloco de coroamento para estaca	25
Figura 5- Bloco sobre uma estaca: detalhes das armaduras	33
Figura 6- Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.....	35
Figura 7- Área da biela de concreto comprimido.....	37
Figura 8 - Altura útil mínima para a sapata e demais notações.....	41
Figura 9- Área e seção das sapatas.....	44
Figura 10- Altura das sapatas	45
Figura 11-Dimensionamento Sapata.....	45
Figura 12-Resistencia de ponta.....	46
Figura 13- Resistência Lateral.....	47
Figura 14- Número de estacas	48
Figura 15-Dimensionamento bloco sobre uma estaca	49
Figura 16-Dimensionamento bloco sobre duas estacas.....	50
Figura 17- Detalhamento armadura principal	50
Figura 18- Detalhamento armadura superior.....	51
Figura 19- Detalhamento armadura vertical	51
Figura 20- Detalhamento armadura de pele.....	52
Figura 21- Consumo de materiais	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Cargas usuais e máximas para estaca tipo Strauss.....	24
Tabela 2 - Cargas dos Pilares	28
Tabela 3 – Coeficiente característico do solo K	32
Tabela 4 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	32
Tabela 5 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	32
Tabela 6-Comprimento de ancoragem em função do diâmetro – NBR 6118:2014...	39

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	OBJETIVOS	14
2.1	OBJETIVO PRIMÁRIO	14
2.2	OBJETIVOS SECUNDÁRIO.....	14
3	REVISÃO DE LITERATURA	15
3.1	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	15
3.1.1	Métodos de Investigações	16
3.2	FUNDAÇÕES	19
3.2.1	Fundações Diretas	19
3.2.2	Fundações Indiretas	21
4	METODOLOGIA	26
4.1	ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO.....	26
4.2	CARGAS	27
4.3	ESTACAS ESCAVADAS	29
4.3.1	Método Semi-empírico	29
4.4	SAPATAS ISOLADAS	38
4.5	ESTUDO COMPARATIVO	42
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	43
5.1	SAPATA ISOLADA.....	43
5.2	ESTACA ESCAVADA.....	46
5.2.1	Bloco sobre uma estaca	48
5.2.2	Blocos sobre duas estacas	49
5.2.3	Análise de viabilidade	52
6	CONCLUSÃO	53

7	REFERÊNCIAS	54
	ANEXO A – SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT	57
	ANEXO B – PLANTA BAIXA PROJETO	59

1 INTRODUÇÃO

A busca da estabilidade da obra, bem como seu desempenho funcional e estético é essencial para qualquer construção. É de conhecimento geral que todas as obras estão apoiadas sobre o solo e muitas utilizam o mesmo como elemento de construção. No início de uma construção, a primeira coisa que deve ser feita é o estudo do solo do local (JOÃO; PALLOMA, 2014).

Dependendo do meio ambiente onde se localiza, o solo pode apresentar comportamentos distintos de clima, saturação, umidade. A partir do estudo do solo, adquirindo as características do mesmo, é possível definir o tipo de fundação e seu dimensionamento. É importante estar atento às questões geológicas e geotécnicas antes de tomar qualquer decisão sobre as fundações escolhidas. Para um projeto de construção civil ser considerado viável, deve ser feito um estudo de viabilidade, que procura prever o êxito ou fracasso do mesmo. O estudo de viabilidade é composto por diversos tipos de investigações, que são escolhidas levando em consideração os fatores que necessitam de análise prévia no projeto, e através dos resultados do estudo e análise deve-se escolher o melhor método a ser executado (BASTOS, 1999).

As fundações devem ser dimensionadas para resistir aos esforços aos quais serão submetidas ao decorrer de sua vida útil. A fundação é uma das partes mais importantes da estrutura, já que ela suporta as cargas decorrentes de seu uso e também as cargas de peso próprio. Após as fundações serem dimensionadas e executadas, as soluções para os erros de mal dimensionamento e execução são consideradas complexos e bastante onerosos (LOTTERMANN, 2014).

Tendo em vista que vários sistemas de fundação podem ser executados em um mesmo perfil geotécnico, e que este sistema pode variar conforme o tipo de solo, custos envolvidos, carga, equipamentos disponíveis na região, entre outros, existem duas categorias de fundações que podem ser utilizadas: as rasas (direta) e as profundas (indiretas). Sabe-se que existem vários métodos de sondagem, dimensionamento, ensaios e cálculos que surgiram com o intuito de diminuir as incertezas dos coeficientes de segurança, proporcionar maior confiabilidade da estimativa de carga de ruptura, aumentar a resistência do conjunto solo-estaca e

assim melhorar a eficiência das fundações e ainda fornecer um menor consumo de materiais e mão de obra, o que leva a uma obra mais econômica (CAMPOS, 2015).

O presente trabalho se baseou em um estudo de caso, cujo enfoque está na sintetização dos benefícios econômicos entre a utilização de estacas escavadas e sapatas isoladas em uma residência do município de Ariquemes-RO. O trabalho tem como justificativa a importância de o engenheiro civil trabalhar o processo de custo-benefício de sua obra e da demanda de estudos científicos que abordem de maneira precisa essa temática.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO PRIMÁRIO

Analisar a viabilidade entre a utilização de sapatas isoladas ou estacas escavadas como solução de fundação da edificação em estudo.

2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIO

- Definir as características e o processo executivo da sapata isolada e da estaca escavada;
- Determinação das cargas de projeto e capacidade de suporte do solo;
- Dimensionar e detalhar as estacas escavadas e sapatas isoladas;
- Avaliar a viabilidade das duas fundações propostas e comparar os resultados obtidos.

3 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos e observações de alguns autores do meio técnico. Inicialmente, foram abordados os tipos de fundações apresentando seus conceitos e definições. Posteriormente, foi apresentada uma abordagem sobre o tema de investigação geotécnica e sua importância para o projeto de fundações. Dentre os métodos de investigação do subsolo enfatizou-se o ensaio SPT (Standard Penetration Teste).

3.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Segundo Felipe et al (2016) a ciência que estuda a composição da terra, seus constituintes e que a Engenharia Civil utiliza como meio de conhecimento dos materiais e propriedades físicas do solo é conhecida como Geologia. A aplicação dessa ciência na atuação profissional da engenharia civil é de suma importância, tendo em vista que o conhecimento nas áreas da física, matemática, geotecnia, meio ambiente e são tangentes essenciais para uma atuação eficiente na construção civil.

Todas as obras interagem com o solo, executam esforços sobre o mesmo e são a base de qualquer estrutura e construção. A compreensão do solo é fundamental desde o processo de planejamento da obra e essa análise deve permanecer no processo de construção, direção, fiscalização e manutenção das estruturas, a fim de garantir segurança à estrutura (QUEIROZ, 2018).

É indispensável o conhecimento geológico do solo para a engenharia civil, pois é através desse conhecimento que se pode chegar a soluções apropriadas para cada tipo de solo. O que se espera de uma obra é que ela tenha estabilidade estrutural, confiabilidade de uso e longa durabilidade, por isso é essencial que o engenheiro tenha acesso a todas as informações necessárias dos ensaios para conseguir atender a esses três requisitos básicos de qualquer obra. (QUEIROZ, 2018).

Os riscos que se correm pela não observação geológica e geotécnica na construção civil são enormes. O uso desordenado do solo muitas das vezes pode levar a isso, pois a grande ocupação sem planejamento, pode leva à utilização inadequada do solo. Como resultados, observam-se prejuízos financeiros aos usuários, além do grande risco de acidentes geológicos, que pode levar até mesmo à perda de vidas humanas (FILHO, 2015).

3.1.1 Métodos de Investigações

Existem inúmeros métodos de sondagem do solo, que trabalham de maneiras diversas no processo de compreensão do ambiente em que a obra projetada será desenvolvida. Dentre os principais, estão os métodos de sondagem a trado, sondagem rotativa, sondagem mista e sondagem a percussão com ensaio SPT (SANTOS; DAIBERT, 2014).

Quaisquer desses métodos devem fornecer informações como: a presença de água e o nível que foi encontrado durante a investigação, espessuras e dimensões das camadas examinadas, profundidade dos materiais impenetráveis ao mostrador ou camada rochosa, entre outros.

O levantamento das características do solo será a base para que o engenheiro do projeto obtenha a estrutura que mais se adeque às suas necessidades, levando em consideração os fatores econômicos, ambientais e estruturais. A não observação do solo ainda é comum, pois muitos projetos dispensam essa análise para obter melhor benefício financeiro. No entanto, os riscos observados a partir disso, além de ser prejudicial aos usuários pode trazer um prejuízo econômico enorme, pois a manutenção possui um alto valor. Muitas das vezes a única solução é refazer a obra desde o início (SALOMÃO, 2019).

É importante citar que o estudo do solo não é uma ciência exata, tendo em vista que um mesmo solo pode variar em determinadas estações e também ao longo do tempo. A variação do comportamento do solo se dá pela degradação do mesmo, que acontece constantemente. Sendo assim, as cargas que uma estrutura pode gerar

sobre um solo precisa ser minuciosamente avaliada desde o início do projeto (BRIOZOLARI; MORONI; FLORIAN, 2018).

3.1.1.1 Sondagem a Trado

São sondagens realizadas manualmente ou de forma mecanizada, são perfurações executadas com um ou dois tipos de trados. Os mais utilizados são concha ou cavadeira e helicoidal. A norma que rege esse tipo de sondagem é a NBR 9603 (ABNT, 2015).

De acordo com Nogueira et al (2018), esse tipo de sondagem é mais simples e mais econômica e é indicada para os solos de baixa resistência e com nível acima da água. A sondagem a trado manual é normalmente utilizada para verificação do nível do lençol freático e a amostra deve ser feita a cada metro, onde deve ser observada a profundidade e as alterações dos materiais.

A sondagem a trado mecânica possui menor custo nos processos de perfuração e nível de concreto. Apresenta-se como a metodologia de sondagem mais limpa, pois não produz lama e por isso é bastante utilizada nos canteiros de obras. Além disso, trata-se de um processo simples e um dos mais breves disponíveis e não exige a presença de muitos funcionários. As vibrações provocadas pela sondagem são baixas, mesmo em camadas de resistência elevada (NOGUEIRA et al, 2018).

3.1.1.2 Sondagens Rotativas

Gomes et al (2020) considera a sondagem rotativa como uma das formas mais práticas e rápidas de ter acesso a informações de rocha em superfície. A amostragem consegue atingir altos níveis de profundidade, através da ação perfurante que ocorre pelas forças de penetração e rotação que em conjunto atuam com poder cortante. A amostra obtida é conhecida como testemunho.

Esse tipo de sondagem é compreendido como um processo que procura perfurar um determinado terreno através de movimentos rotativos que permite a

investigação do subsolo. A investigação é dada pelo conjunto motomecanizado da sondagem que permite a análise de amostras de materiais rochosos (NOGUEIRA et al, 2018).

A apresentação dos resultados é através de relatórios com a planta do local onde são demonstrados os pontos das sondagens, explanando acerca das características geotécnicas e geológicas de cada uma. As informações obtidas a partir desse processo são extremamente importantes e devem ser tomadas no início do projeto. Entre as informações obtidas pela sondagem estão: profundidade e inclinação da sonda, comprimento, recuperação dos testemunhos, interpretação geológica, entre outros (NOGUEIRA et al, 2018).

3.1.1.3 Standard Penetration Test (SPT)

O *Standart Penetration Test* (SPT) foi inicialmente formalizado na metade do século XX, a partir de estudos de procedimentos de circulação de água. O processo sofreu alterações e adaptações ao longo dos anos e se mostrou como um ato revolucionário e de vital importância para a construção civil, pois permitiu vários estudos, como o da resistência dos solos (NOGUEIRA et al, 2018)..

É um dos processos de investigação geológica-geotécnica de simples reconhecimento de solo. É o processo mais tradicional de investigação geotécnica e possibilita a identificação dos horizontes do solo (SANTOS; DAIBERT, 2014).

A NBR 6484 (ABNT, 2001), prescreve que a finalidade do ensaio SPT é determinar os tipos de solo de acordo com suas profundidades, a posição do nível da água e quais são os índices de resistência à penetração a cada metro.

Segundo Salomão et al (2019), a facilidade do uso e o custo baixo na execução do ensaio é o que torna o SPT uma das alternativas mais buscadas nos canteiros de obras. Seus resultados, apesar de não serem muito precisos, trazem as informações necessárias para atender à demanda da maioria das construções do país.

O ensaio SPT inicia-se na conferência do material utilizado e na limpeza do local onde será aplicado. É preciso realizar um furo a trado de 1 metro na superfície em que o equipamento será instalado, onde será coletada a primeira amostra do solo. Logo após, inicia-se as manobras com martelo até a penetração de 45 cm do solo, onde a cada 15 cm deve ser mensurado o número de golpes de martelo para que tal profundidade fosse alcançada, desconsiderando os 15 cm iniciais. O cálculo da resistência será obtido através da relação entre o número de golpes de martelo e a profundidade observada (SALOMÃO et al, 2019).

Gomes et al (2020) salienta que o ensaio SPT é um dos mecanismos indispensáveis para determinar a escolha do tipo de fundação. Essa avaliação é importante, pois é a fundação que recebe o peso da obra. Dessa maneira, compreende-se que a etapa do ensaio e o processo de fundação estão inteiramente ligados e esse último precisa ser determinado a partir da análise percussiva do primeiro.

3.2 FUNDAÇÕES

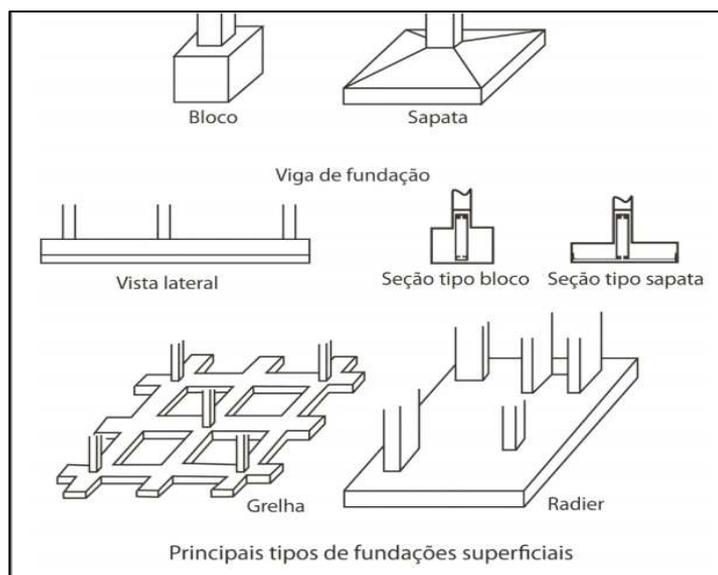
Schulze (2013) conceitua fundação como elementos que em conjunto com o elemento estrutural, transmitem os esforços atuantes nas edificações para o solo, garantindo a estabilidade da obra. É definido como necessário o uso da fundação quando a camada superficial do solo não é capaz de suportar os carregamentos da estrutura da obra, o que pode ocasionar em recalques excessivos ou ruptura do solo por cisalhamento. As fundações profundas possuem maior capacidade de carga e funcionam também em solos de baixa resistência, sendo assim geralmente empregadas em obras de grande porte.

3.2.1 Fundações Diretas

Também caracterizadas por fundação rasa ou superficial, é definida segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) como elemento de fundação onde a base da fundação distribui ao terreno as cargas da estrutura, e sua profundidade de assentamento em

relação ao terreno é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Dentre os exemplos existentes destacam-se três, que são as sapatas, blocos e radier, como demonstra a Figura 1.

Figura 1 – Exemplo de fundações rasas



Fonte: Guimarães (2018)

A sapata trata-se do tipo de fundação direta mais comum, onde as cargas verticais e demais ações são transmitidas para o solo pela área de contato base-solo (SANTOS; DAIBERT, 2014).

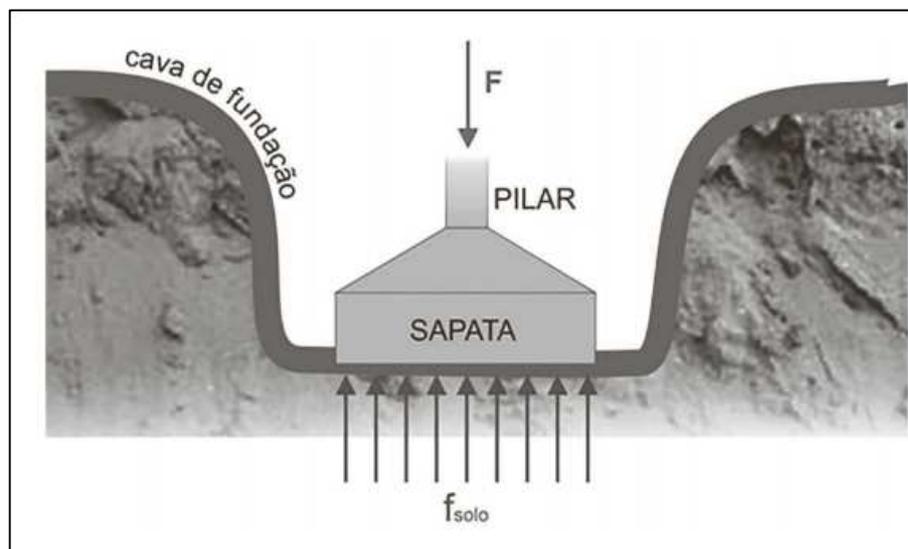
Neste trabalho a fundação rasa escolhida foi a sapata, já que é a mais utilizada das fundações diretas.

3.2.1.1 Sapatas isoladas

Considerando todos os elementos de fundação rasa, a sapata (Figura 2) é o mais usual, é o método de fundação em que as forças que agem nas sapatas são os momentos fletores, as forças normais e as forças horizontais, e para que a sapata retangular seja considerada isolada, ela tem que obedecer ao limite que a maior

grandeza de sua base seja menor que cinco vezes sua largura (RESENDE; GOULART E JUNIOR, 2018).

Figura 2 – Sapata isolada



Fonte: Guimarães (2018)

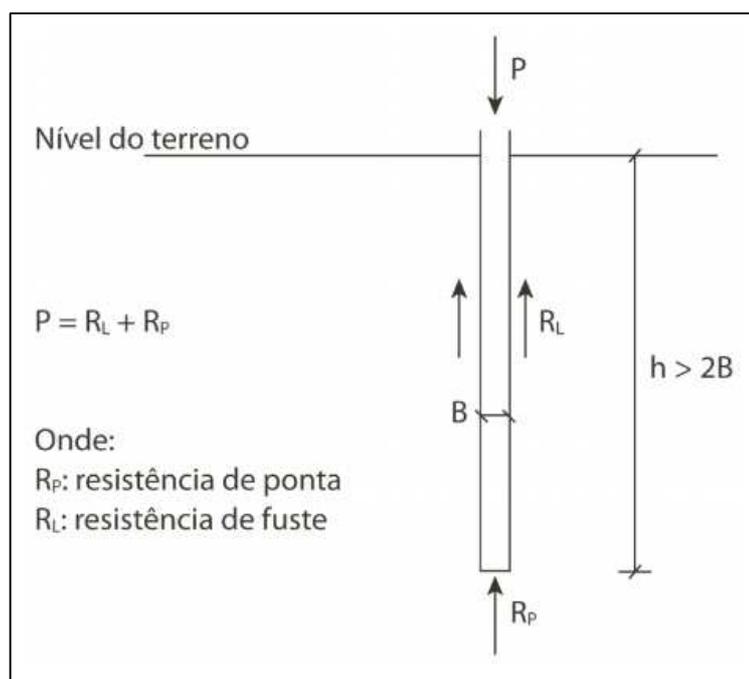
Santos e Daibert (2014), dizem que as sapatas podem ser definidas em flexíveis e rígidas. As Sapatas flexíveis são mais utilizadas em edificações sujeitas a menor carga. Um dos fatores que determina a utilização dessa sapata é a resistência do solo: a pressão admissível do solo deve estar abaixo de 150 kN/m². Já as sapatas rígidas são mais utilizadas em terrenos que possuem boa resistência em suas camadas mais superficiais. Seu dimensionamento pode ser feito pelo método de bielas e tirantes. Não há necessidade de verificação da punção, pois a sapata situa-se dentro de um cone hipotético de punção.

3.2.2 Fundações Indiretas

A estaca é instalada no terreno com a finalidade de transferir as cargas estruturais para os solos, entre suas características destacam-se o comprimento alongado e delgado. Sua utilização é necessária quando o solo próximo à superfície

não tem capacidade de carga suficiente para suportar as cargas estruturais de fundações rasas, quando o recalque do solo é maior que o ELS (estado limite de serviço) ou quando as escavações para a execução da fundação rasa na camada superficial do solo são mais difíceis ou onerosas (SANTOS; DAIBERT, 2014).

Figura 3 – Exemplo de estaca



Fonte: Guimarães (2018)

Segunda a definição da NBR 6122, a fundação profunda é o elemento que através da resistência de ponta ou resistência de fuste, ou combinação de ambas, transfere as cargas da edificação ao terreno, e deve estar assentada em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão m planta, e no mínimo 3 metros, salvo justificativa.

3.2.2.1 Estaca Escavada

Schulze (2013) define que as estacas moldadas *in loco*, podem ser de concreto ou solo cimento. O termo estaca escavada é utilizado, pois para sua execução é necessária a escavação do solo. Depois de escavado, o solo é preenchido com o material (concreto ou solo cimento). Quanto ao modo de instalação, pode ser a percussão a trado rotativa ou escavada com perfuração mecânica.

Segundo Maragon (2017) a estaca escavada é executada através da perfuração no terreno e, se necessário, pode utilizar a lama bentonítica para a escavação. Seus diâmetros podem variar de 2,5 metros e suas profundidades podem ultrapassar os 40 metros.

3.2.2.1.1 Estaca Strauss

A estaca Strauss apresenta qualidade superior à estacas de brocas manuais, isso se deve ao seu método mecânico de execução, que resulta em elementos com maior capacidade de carga. A escavação é feita com um equipamento cilíndrico de aço chamado balde Strauss, onde em uma das pontas encontra-se uma portinhola rotatória. Este balde é ligado a um motor, e através dele é lançado de um tripé que pode ser de madeira ou metálico, de aproximadamente 4 metros de altura. O balde é cravado no solo através do seu peso próprio, no momento da queda a portinhola se abre permitindo a penetração e a retirada do solo. (Rebello, 2008, p. 73).

Segundo Hachich et al. (1998), inicialmente as estacas tipo Strauss surgiram como uma alternativa às estacas pré-moldadas cravadas por percussão em razão do desconforto causado pelo método de cravação, que ocasiona muita vibração e ruído em sua execução. A Tabela 1 apresenta as cargas usuais em função do diâmetro utilizado.

Tabela 1- Cargas usuais e máximas para estaca tipo Strauss

Diâmetro (m)	Tensão(Mpa)	Carga Usual(kN)
0,25		200
0,32	0,4	300-350
0,38		450
0,45		650

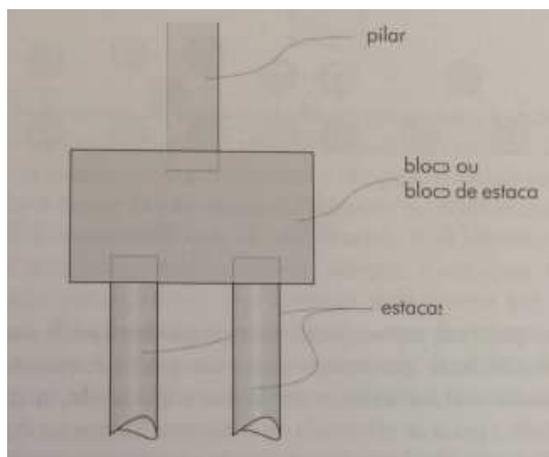
Fonte: adaptado de Hachich et al., (1998).

Rebello (2008) destaca entre as inúmeras características da estaca Strauss a facilidade de transporte e deslocamento do equipamento e a possibilidade de atingir profundidades de até 25 metros.

3.2.2.2 Bloco sobre estacas

De acordo com Rebello (2008) as estacas diferentemente das sapatas não podem transmitir diretamente as cargas da superestrutura ao solo, sendo assim necessário um elemento de ligação entre a superestrutura (pilar) e o elemento de fundação (estaca). Este componente de ligação é denominado bloco de coroamento ou bloco de estaca, e é definido como um bloco rígido de concreto armado.

Figura 4-Exemplo de bloco de coroamento para estaca



Fonte: (Bastos, 2017, p.117)

A NBR 6118(ABNT, 2014) classifica os blocos em rígidos e flexíveis, para os blocos rígidos considera para cálculo modelos tridimensionais, lineares ou não, mas expressa preferência ao método de cálculo de bielas e tirantes por representar melhor a emissão dos esforços pelos tirantes, na qual a biela é a representação do concreto comprimido e o tirante as armaduras tracionadas. Para os blocos flexíveis a norma específica que deve-se realizar uma análise mais completa, que deve ser feita da distribuição dos esforços na estaca, até a necessidade de verificação a punção.

A quantidade de estacas que um bloco pode conter depende da capacidade das estacas e das características do solo, podendo ser para inúmeras estacas, sendo mais usual em construções de pequeno porte de uma a duas estacas, onde a carga proveniente da superestrutura é de baixa intensidade, e para edificações com vários pavimentos, com cargas maiores, a quantidade de estaca costuma ser superior a duas. (BASTOS, 2017, p. 1).

4 METODOLOGIA

O presente trabalho se trata de um estudo de caso, no qual foi realizado o estudo da viabilidade entre a fundação de estaca escavada e a fundação de sapata isolada para uma mesma edificação e mesmo perfil geotécnico de solo, levando em consideração o volume de concreto e o peso do aço para cada elemento de fundação.

A análise bibliográfica para compreensão da temática e sintetização das obras selecionadas para o estudo literário se deu através de bases de indexações de dados como Revistas de Engenharia Civil de instituições de ensino superior e da Minha Biblioteca da Faculdade de Educação e Meio Ambiente (FAEMA). As obras foram obtidas através dos descritores: fundações; investigações geotécnicas; estaca escavada; sapata isolada e; estudo comparativo.

Para desenvolvimento utilizou-se como base um projeto estrutural em concreto armado de uma residência para a cidade de Ariquemes-RO.

Para a realização dos cálculos de dimensionamento foram utilizados os dados obtidos através da sondagem SPT que foram disponibilizados pela Construtora e Incorporadora Coliseu, localizada na cidade de Ariquemes/RO. A sondagem foi realizada no Condomínio Villa Bella e os resultados obtidos foram apresentados em formato de seções geológicas geotécnicas, apontando as características dos solos perfurados, ao total foram 16,95 metros perfurados.

4.1 ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), o ensaio incide na cravação de um mostrador-padrão a cada metro, a partir de 100 cm do metro de solo, para que a cravação aconteça é necessária a utilização de um martelo padronizado de 65 kg a uma altura de queda de 75 cm. Durante a realização da sondagem é registrado o número de golpes para cada 15 cm, sendo a resistência à penetração do metro de solo estudado (NSPT) a soma da quantidade de golpes dos últimos 30 cm de cravação. A realização das sondagens baseou-se nas seguintes normas técnicas:

- ABNT NBR 6484/2001: “Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos”.

-ABNT NBR 7250/1982: “Identificação de Descrição de Amostras de Solos Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”.

Os índices de penetração foram adquiridos pela cravação do amostrado padrão mediante quedas consecutivas do martelo padronizado pela norma com massa de ferro de 65 Kg da altura de 0,75 m, até se obter a penetração de 0,45 m, registrando o número de golpes necessários para atingir à cravação de cada 0,15 m do descrito amostrado padrão, ou de acordo as referências da NBR – 6484/2001. Os resultados estão expostos nos perfis de sondagem em Anexo A.

Para o desenvolvimento do presente trabalho utilizou-se a metodologia semiempírica para a determinação da tensão admissível do solo, onde os resultados de ensaios de campo obtidos através do ensaio de sondagem a percussão SPT que serão utilizados para cálculos de dimensionamento são relacionados diretamente à tensão admissível.

Uma das formulas empíricas que levam em consideração o tipo de solo, oferecendo assim um cálculo mais preciso ao solo do tipo argilo siltoso é a Equação 1 representada abaixo.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} \quad (1)$$

4.2 CARGAS

Para os dois tipos de fundação foram desenvolvidos os cálculos de capacidade de carga separadamente, de uma mesma edificação. Foram utilizados os dados de mapas de cargas dos pilares presentes na Tabela 2, projeto arquitetônico (Anexo B) e estrutural de um edifício residencial, que permitiram fornecer todos os dados necessários no dimensionamento e detalhamento de cada tipo de fundação. Foi necessária a utilização da ferramenta de planilhas Excel.

Tabela 2 - Cargas dos Pilares

Pilares	Seção(cm)	Carga (tf)
P1	14x30	2.81
P2	14x30	5.86
P3	14x30	3.42
P4	14x30	7.06
P5	14x30	12.08
P6	14x30	8.09
P7	14x30	9.61
P8	14x30	7.15
P9	14x30	0.83
P10	14x30	7.42
P11	14x30	6.31
P12	14x30	9.07
P13	14x30	7.62
P14	30x30	9.76
P15	14x60	17.51
P16	14x60	8.14
P17	14x30	11.51
P18	14x30	9.18
P19	19x40	6.17

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Em termos geotécnicos, a capacidade de carga é a estimativa da força que corresponde a máxima resistência do sistema. É necessário considerar as características geotécnicas do subsolo para determinar a carga resistente do projeto ou carga admissível. Essas características incluem as alterações que o solo pode sofrer devido a agentes externo, como por exemplo, encharcamento que ocasiona na expansão do solo ou alívio de tensões, solicitações adicionais, entre outros.

Segundo Marinho (2019) a tensão admissível do solo é a capacidade de carga dividida por um fator de segurança, o fator de segurança varia de acordo com o método utilizado para se calcular a capacidade de carga do solo.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) a tensão admissível deve ser fixada a partir da utilização de métodos teóricos ou semi-empíricos. O método semi-empírico, que foi utilizado no presente projeto é definido como métodos que relacionam resultados de ensaios, como o SPT ou CPT, com tensões admissíveis. A norma indica que o fator de segurança a ser adotado para esse tipo de método é igual a 3,0.

Conforme sintetiza Cintra e Aoki (2010), os métodos para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca podem ser classificados em teóricos e semi-empíricos: os métodos semi-empíricos são baseados em correlações empíricas com resultado de ensaios *in situ* e ajustados através de provas de carga, já os métodos teóricos são fundamentados na análise estática.

4.3 ESTACAS ESCAVADAS

É a estaca que é executada *in situ* através da retirada do material (solo) através da perfuração do terreno, podendo ser com ou sem revestimento com ou sem utilização de fluido estabilizante. Foram desenvolvidos estudos e um pré-dimensionamento das estacas através dos métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma, que depois de realizados foram avaliados para saber qual a melhor opção para o desenvolvimento do trabalho.

4.3.1 Método Semi-empírico

Para a previsão de capacidade de carga em estacas várias formulações semi-empíricas tem sido utilizadas no Brasil. Os valores utilizados nas fórmulas são os valores de resistência à penetração estática fornecidos pelo ensaio de cone (CPT), ou valores de resistência à penetração dinâmica, medidos nas sondagens à percussão (SPT).

Para calcular a capacidade de carga é indispensável conhecer o solo onde a estaca estará localizada, analisar os mecanismos de resistência aos esforços nele transmitidos, bem como a distribuição das tensões derivadas do carregamento provocado pela superestrutura nas estacas.

Bowles (1996) diz que é significativo para a análise da resposta da estaca ao carregamento e da distribuição da carga entre resistência por atrito lateral e resistência de fuste saber que para qualquer tipo de solo quando o deslocamento for igual a 30%

do seu diâmetro a resistência de ponta é totalmente mobilizada, já a resistência de fuste quando há um deslocamento da estaca de ordem de 5 a 10mm.

4.3.1.1 Método de Aoki e Velloso 1975

Primeiramente, desenvolvido com valores alcançados através do ensaio CPT (ensaio de penetração cone in situ), e posteriormente adaptado para dados obtidos através do ensaio SPT utilizando os valores N, o método SPT tornou-se mais usual por ser um ensaio brasileiro, o que torna seu uso de simples reconhecimento e uso frequente (CINTRA; AOKI, 2010).

Através dos estudos desenvolvidos em 1975 pelos autores Aoki e Velloso, definiu-se que a capacidade de carga da estaca é da soma das parcelas devido à resistência de ponta (RP) e à resistência Lateral (RL) da estaca, como mostra a Equação 2:

$$R = R_L + R_P \quad (2)$$

A resistência lateral é descrita pela Equação 3:

$$R_L = u \sum (r_L \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

A resistência de ponta é descrita pela Equação 4:

$$R_P = r_p \cdot A_p \quad (4)$$

As Equações 5 e 6 descritas abaixo pelo método Aoki–Velloso, r_p e r_L são inicialmente obtidas em ensaios CPT, F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre estaca e o cone do CPT, e a influência do

método executivo de cada tipo de estaca, no Brasil, o ensaio CPT não é tão utilizado quanto o ensaio SPT (CINTRA; AOKI, 2010).

$$r_P = \frac{KN_{SPT}}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{\alpha KN_{SPT}}{F_2} \quad (6)$$

4.3.1.2 Método Décourt e Quaresma 1978

Décourt e Quaresma (1978) em sua metodologia de cálculo apresentaram a capacidade de carga de estacas utilizando diretamente os valores de SPT. O estudo realizado para estacas pré-moldadas de concreto, determinou que a tensão de ruptura de ponta é dependente do tipo de solo através do coeficiente K e a adesão solo-estaca independe do tipo de solo. A capacidade de carga do solo junto à ponta ou base do elemento estrutural de fundação é estimada pela Equação 7. Também propuseram uma equação que transformou esses valores tabelados na Equação 8, que trata do confinamento, devido ao deslocamento do solo:

$$r_P = \alpha KN_P \quad (7)$$

$$r_L = \beta \cdot 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \quad (\text{kPa}) \quad (8)$$

Tabela 3 – Coeficiente característico do solo K

Tipo de Solo	K(kPa)
Argila	120
Siltos Argilosos (alteração de rocha)	200
Siltos arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Tabela 4 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Tabela 5 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

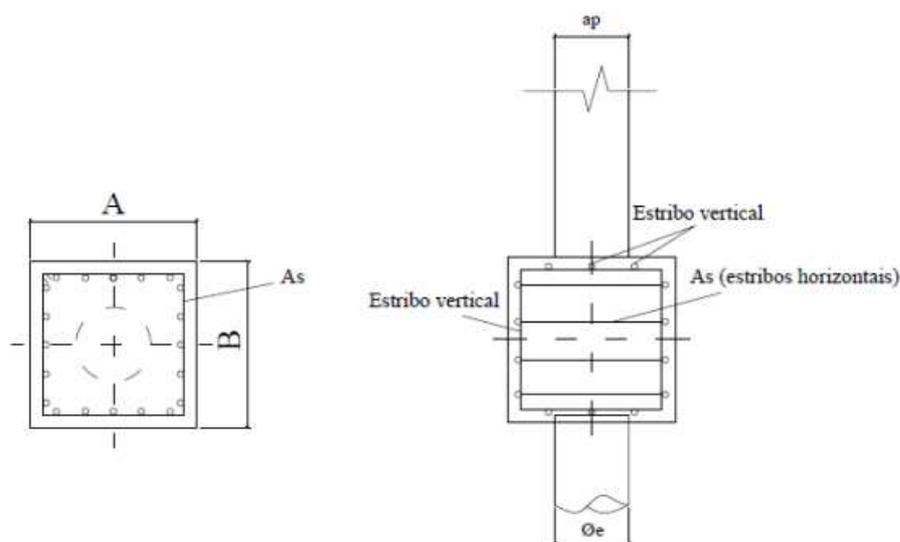
Fonte: adaptado de Cintra e Aoki (2010)

4.3.1.3 Bloco sobre uma estaca

De acordo com Bastos (2017), para pilares que possuem proporções próximas às dimensões da estaca, os blocos de uma estaca são utilizados para locação correta dos pilares, ajustando assim pequenas excentricidades e

uniformizando a carga que será exercida sobre a estaca. Na armação do bloco são posicionados estribos horizontais para o esforço de fendilhamento, que são fissuras longitudinais radiais, e estribos verticais para efeitos construtivos, conforme mostra a Figura 5.

Figura 5- Bloco sobre uma estaca: detalhes das armaduras



Fonte: adaptado de BASTOS (2017).

Valor de cálculo da força de tração:

$$T_d = 0,25 * P_d \quad (9)$$

De maneira simplificada para o dimensionamento da armação do bloco, considera-se para os estribos verticais, nas direções x e y, áreas de aço iguais da armadura principal, A_s que é definida pela Equação 10 onde a área de aço dos estribos horizontais, é definida como responsável por resistir a força de tração.

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (10)$$

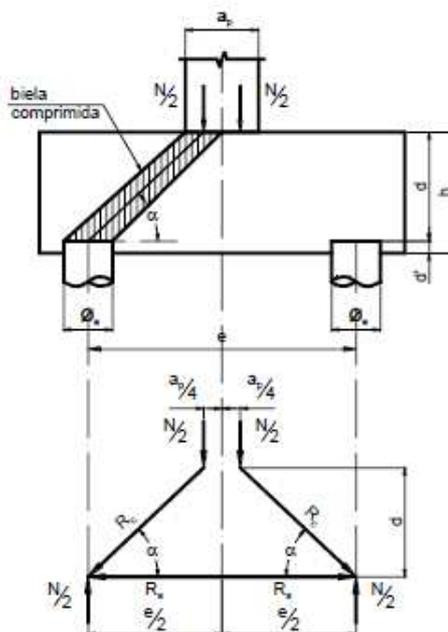
Bastos (2017) define que para edifícios de pavimentos a dimensão A do bloco pode ser determinada pela Equação 11, sendo para estaca circular $B = A$. A altura do bloco pode ser determinado por $d + d'$, onde d é medido entre ϕ e $1,2*\phi$, e para d' é recomendado adotar 5 centímetros, sendo este a altura da base do bloco até a cabeça da estaca.

$$A = \phi + 2 * (10 \text{ ou } 15 \text{ cm}) \quad (11)$$

4.3.1.4 Bloco sobre duas estacas

Segundo Carvalho e pinheiro (2009) diferente dos blocos de uma estaca, nos blocos sobre duas estacas formam-se duas bielas de compressão que transmitem as cargas dos pilares para as estacas, sendo assim necessária uma armadura tracionada para resistir as componentes horizontais dessas forças.

Figura 6- Esquema de forças no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2017).

Através da análise da Figura 6, obtém-se as seguintes equações:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{N/2}{R_s} \quad (12)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{e \cdot a_p}{2 \cdot 4}} \quad (13)$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{N/2}{R_c} \quad (14)$$

Para o dimensionamento da altura Bastos (2017) estabelece que, o ângulo entre a biela de compressão e a horizontal, tem que ser um valor entre 45° e 55°. Deste modo a altura útil pode ser definida pelas Equações 15 e 16.

$$d_{min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (15)$$

$$d_{m\acute{a}x} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (16)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define a altura útil através da Equação 17 onde bloco deve possuir altura suficiente para comportar a ancoragem da armadura de arranque dos pilares.

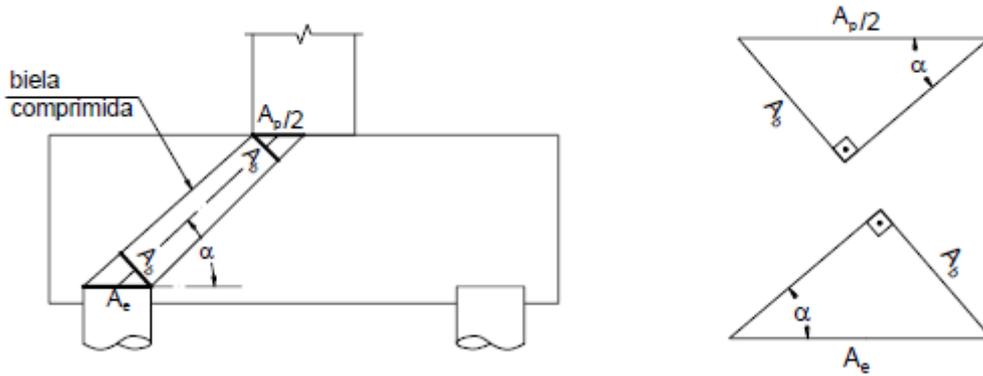
$$d > l_{b,\emptyset,pil} \quad (17)$$

Definida a altura útil pode-se encontrar a altura h do bloco, determinada pela Equação 18, onde d é a altura útil e d' é o cobrimento da armadura principal sobre a cabeça da estaca. A NBR 6118(ABNT, 2014), define que o cobrimento pode ser adotado de 3 a 5 cm.

$$h = d + d' \quad (18)$$

A seção conforme mostra a Figura 7 das bielas varia ao comprimento da altura do bloco, sendo necessária a verificação das seções junto ao pilar e às estacas definidas pelas Equações 19 e 20 respectivamente.

Figura 7- Área da biela de concreto comprimido.



Fonte: Bastos (2017).

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_p/2} \rightarrow A_b = \frac{A_p}{2} \text{sen } \alpha \quad (19)$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{A_b}{A_e} \rightarrow A_b = A_e \text{sen } \alpha \quad (20)$$

Considerando o princípio de que a tensão atuante é a razão entre a força e a área, define-se a tensão presente na biela de concreto comprimido próximo ao pilar e próximo à estaca através das Equações 21 e 22.

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \quad (21)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \text{sen}^2 \alpha} \quad (22)$$

A força de tração definida pela Equação 23 deve ser acrescida de 15% conforme a verificação de Blévat, onde é descrito que nos ensaios, a força mensurada na armadura principal foi 15% maior do que à esperada. (BASTOS, 2017).

$$R_s = \frac{1,15N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (23)$$

E conforme definição da NBR 6118(ABNT, 2014) sobre área da armadura de tração já representada pela Equação 10 para blocos de uma estaca, define-se assim para blocos de duas estacas a armadura principal pela equação 24.

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}} (2e - a_p) \quad (24)$$

A NBR 6118(ABNT,2014) também especifica a obrigatoriedade da colocação de armadura lateral e superior para blocos que possuem duas ou mais estacas em uma mesma linha. Bastos (2017) adota a Equação 25 para o cálculo da armadura superior, a Equação 26 para cálculo de pele (lateral) e estribos verticais.

$$A_{s,sup} = 0,2 * A_s \quad (25)$$

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,face} = 0,075B \quad (26)$$

4.4 SAPATAS ISOLADAS

A transferência da carga é feita do pilar para a base da sapata a partir do método das bielas, que induzirão tensões de tração na base. A presente pesquisa estudou o dimensionamento estrutural das sapatas isoladas, com ênfase nas sapatas rígidas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as sapatas quanto à rigidez de acordo com as seguintes Equações 27 e 28:

$$\text{Se } h \leq \frac{(a-a_p)}{3} \quad \text{então a sapata é flexível} \quad (27)$$

$$\text{Se } h \geq \frac{(a-a_p)}{3} \quad \text{então a sapata é rígida} \quad (28)$$

De acordo com Alva (2007), também existe outro tipo de verificação para a altura das sapatas, que é em relação ao comprimento de ancoragem das barras de arranque do pilar, que pode ser obtida através da equação 29.

$$h > lb + c \quad (29)$$

Segundo Alva (2007) a Tabela 6 foi baseada na NBR 6118:2003 onde pode ser encontrado o valor de lb , que depende da classe de resistência do concreto, o diâmetro da barra de aço e se a barra vai possuir gancho. Verificou-se que não houve alteração para cálculo de ancoragem na NBR 6118:2003 para a atual NBR 6118:2014.

Tabela 6-Comprimento de ancoragem em função do diâmetro – NBR 6118:2014

Concreto	Sem gancho	Com gancho
C15	53 \emptyset	37 \emptyset
C20	44 \emptyset	31 \emptyset
C25	38 \emptyset	26 \emptyset
C30	33 \emptyset	23 \emptyset
C35	30 \emptyset	21 \emptyset
C40	28 \emptyset	19 \emptyset
C45	25 \emptyset	18 \emptyset
C50	24 \emptyset	17 \emptyset

Fonte: Adaptado de Alva (2007, p.18).

Quanto à locação em planta, dois requisitos devem ser atendidos:

- i) O centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade do pilar central;
- ii) Deve-se fazer uma estimativa da área da base conforme Equação 30, supondo a sapata submetida à carga centrada (sem momentos):

$$A = \frac{\alpha \cdot N_k}{\sigma_{solo,adm}} \quad (30)$$

Para pilares retangulares utiliza-se sapatas retangulares, havendo assim mais economia. Os momentos fletores devem ser iguais em relação as faces a e b dos pilares, sendo assim utiliza-se as equações 31 e 32 para determinação dos lados A e B da sapata.

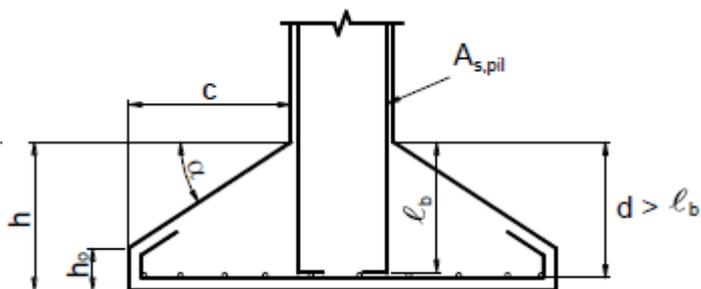
$$B = \frac{1}{2}(b - a) + \sqrt{\frac{1}{4}(b - a)^2 + Ssap} \quad (31)$$

$$A = \frac{Ssap}{B} \quad (32)$$

Segundo Bastos (2017) para não haver o deslizamento do concreto facilitando a concretagem da sapata e conseqüentemente utilizando menor quantidade de forma sendo necessário o uso de formas apenas nas laterais com altura h_0 , conforme Figura 8 definido pela Equação 33, o ângulo α de inclinação deve ser em torno de 30° , que é considerado o ângulo de atrito interno do concreto de compactidade média. Portanto, conforme Bastos considera-se flexíveis as sapatas com ângulo menor que 30° , e rígidas as sapatas com ângulo igual ou superior a 30° .

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (33)$$

Figura 8 - Altura útil mínima para a sapata e demais notações.



Fonte: (BASTOS, 2016, p.34)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a verificação de tensão resistente de compressão diagonal do concreto deve ser feita no contorno C, que corresponde a ligação sapata-pilar, na área correspondente ao perímetro do pilar, em lajes sujeitas a punção, com ou sem armadura através da Equação 34.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (34)$$

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura de flexão precisa ser uniformemente distribuída ao comprimento de largura da sapata, e deve conter gancho na terminação de suas duas extremidades. Para barras com $\phi \geq 25$ mm, verifica-se o fendilhamento em superfície horizontal e vertical. Para encontrar a área de aço, inicialmente é necessário calcular o esforço de tração do tirante na base da sapata conforme equação 35, e de maneira análoga para a direção y representada pela equação 36.

$$T_x = \frac{P \cdot (B-b)}{8 \cdot d} \quad (35)$$

$$T_y = \frac{P \cdot (B-b)}{8 \cdot d} \quad (36)$$

Após calculado o esforço de tração determina-se a área de aço nas direções x e y, representadas pelas Equações 37 e 38, respectivamente.

$$A_{sx} = \frac{1,61T_x}{f_{yk}} \quad (37)$$

$$A_{sy} = \frac{1,61T_y}{f_{yk}} \quad (38)$$

4.5 ESTUDO COMPARATIVO

Após todo o estudo, cálculos e dimensionamentos obtidos, foi realizado um estudo de viabilidade, no qual foi considerada a quantidade de material (insumos) de concreto e aço necessários para a execução dos elementos de fundação.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, serão apresentados os resultados dos dimensionamentos das sapatas isoladas, estacas tipo Strauss e blocos de coroamento.

O primeiro passo para o desenvolvimento dos dimensionamentos foi obter os dados necessários para realização dos cálculos, logo após utilizou-se o programa Excel para a elaboração de planilhas utilizando funções lógicas e aritméticas, bem como as formulações conforme as metodologias de cálculo previamente escolhidas.

5.1 SAPATA ISOLADA

O valor considerado como cota de assentamento das sapatas foi a profundidade de 2 metros, onde o valor de NSPT = 7, valor que pode ser verificado no Anexo A. Através da Equação 1, determinou-se a tensão admissível do solo, onde $\sigma_{adm} = 0,014$

Após a determinação da tensão admissível, determinou-se a área da sapata conforme mostra a figura 9, através da Equação 30, e as dimensões A e B segundo as equações 31 e 32.

Figura 9- Área e seção das sapatas

Pilar	Dimensões	Carga (KN)	Ssap (cm ²)	B (cm)	Adotar B (cm)	A (cm)	Adotar A (cm)	Adotar Ssap (cm ²)
P1	14x30	27,556827	2066,76	38,16	40	51,67	55	2200,00
P2	14x30	57,467262	4310,04	58,14	60	71,83	75	4500,00
P3	14x30	33,538914	2515,42	42,79	45	55,90	60	2700,00
P4	14x30	69,235302	5192,65	64,50	65	79,89	80	5200,00
P5	14x30	118,464936	8884,87	86,60	90	98,72	100	9000,00
P6	14x30	79,336203	5950,22	69,55	70	85,00	90	6300,00
P7	14x30	94,242387	7068,18	76,45	80	88,35	90	7200,00
P8	14x30	70,117905	5258,84	64,96	65	80,91	95	6175,00
P9	14x30	8,139561	610,47	17,97	20	30,52	35	700,00
P10	14x30	72,765714	5457,43	66,31	70	77,96	80	5600,00
P11	14x30	61,880277	4641,02	60,59	65	71,40	75	4875,00
P12	14x30	88,946769	6671,01	74,07	75	88,95	90	6750,00
P13	14x30	74,727054	5604,53	67,29	70	80,06	85	5950,00
P14	30x30	95,713392	7178,50	84,73	85	84,45	85	7225,00
P15	14x60	171,715317	12878,65	92,79	95	135,56	140	13300,00
P16	14x60	79,826538	5986,99	57,72	60	99,78	100	6000,00
P17	14x30	112,875117	8465,63	84,36	85	99,60	100	8500,00
P18	14x30	90,025506	6751,91	74,56	75	90,03	95	7125,00
P19	19x40	60,507339	4538,05	57,68	60	75,63	80	4800,00

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Para a determinação da altura foram utilizadas as Equações 27 e 28, que se referem ao critério de rigidez das sapatas, e a Equação 29 que deve levar em consideração o comprimento de ancoragem das barras do pilar, mas para o presente estudo não foi realizado o dimensionamento dos pilares, desta forma as bitolas do aço das barras foram supostas, conforme Tabela 6, de acordo com os carregamentos obtidos.

Figura 10- Altura das sapatas

PILAR	h (cm)	Adotar h (cm)	d (cm)	d ≥ lb	h ₀ (cm)	Adotar h ₀ (cm)
P1	8,33	50	44	Ok	16,67	20
P2	15,00	50	44	Ok	16,67	20
P3	10,00	50	44	Ok	16,67	20
P4	16,67	50	44	Ok	16,67	20
P5	23,33	50	44	Ok	16,67	20
P6	20,00	50	44	Ok	16,67	20
P7	20,00	50	44	Ok	16,67	20
P8	21,67	50	44	Ok	16,67	20
P9	1,67	50	44	Ok	16,67	20
P10	16,67	50	44	Ok	16,67	20
P11	15,00	50	44	Ok	16,67	20
P12	20,00	50	44	Ok	16,67	20
P13	18,33	50	44	Ok	16,67	20
P14	18,33	50	44	Ok	16,67	20
P15	26,67	50	44	Ok	16,67	20
P16	13,33	50	44	Ok	16,67	20
P17	23,33	50	44	Ok	16,67	20
P18	21,67	50	44	Ok	16,67	20
P19	13,33	50	44	Ok	16,67	20

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Para determinar a altura de h₀ das sapatas, utilizou-se a Equação 33. Sendo o concreto utilizado o C25, conforme com a Tabela 6, então lb = 38Φ (sem gancho).

Figura 11-Dimensionamento Sapata

Pilar	Ângulo α	Tx (KN)	Ty (KN)	Área do aço x (cm ²)	Adotar Asx mín.	Área do aço y (cm ²)	Adotar Asy mín.	Tsd(KN/cm ²)	Trd ₂ (KN/cm ²)	Tsd < Trd ₂
P1	67,41	1,96	2,04	0,06	3,88	0,07	3,00	0,010	0,434	Ok
P2	53,16	7,35	7,51	0,24	5,39	0,24	4,50	0,021	0,434	Ok
P3	63,47	2,86	2,95	0,09	4,19	0,10	3,38	0,012	0,434	Ok
P4	50,22	9,83	10,03	0,32	5,99	0,32	4,88	0,025	0,434	Ok
P5	40,62	23,56	25,58	0,76	7,40	0,82	6,75	0,043	0,434	Ok
P6	45,02	13,52	12,62	0,44	6,38	0,41	5,25	0,029	0,434	Ok
P7	45,02	16,06	17,67	0,52	6,63	0,57	6,00	0,034	0,434	Ok
P8	42,73	12,95	10,16	0,42	6,07	0,33	4,88	0,025	0,434	Ok
P9	85,28	0,12	0,14	0,00	2,29	0,00	1,50	0,003	0,434	Ok
P10	50,22	10,34	11,58	0,33	5,85	0,37	5,25	0,026	0,434	Ok
P11	53,16	7,91	8,97	0,25	5,36	0,29	4,88	0,022	0,434	Ok
P12	45,02	15,16	15,41	0,49	6,67	0,50	5,63	0,032	0,434	Ok
P13	47,51	11,68	11,89	0,38	6,00	0,38	5,25	0,027	0,434	Ok
P14	47,51	14,96	14,96	0,48	6,33	0,48	6,38	0,025	0,434	Ok
P15	36,89	39,03	39,51	1,26	10,17	1,27	7,13	0,037	0,434	Ok
P16	56,34	9,07	10,43	0,29	7,48	0,34	4,50	0,017	0,434	Ok
P17	40,62	22,45	22,77	0,72	7,47	0,73	6,38	0,041	0,434	Ok
P18	42,73	16,62	15,60	0,54	6,75	0,50	5,63	0,033	0,434	Ok
P19	56,34	6,88	7,05	0,22	5,67	0,23	4,50	0,016	0,434	Ok

Conforme mostra a Figura 11, os esforços de tração foram determinados pelas Equações 35 e 36, eles são necessários para a determinação da área do aço definida pelas Equações 37 e 38. Por fim foi realizada a verificação de tensão resistente de compressão diagonal do concreto através da Equação 34.

5.2 ESTACA ESCAVADA

Para estaca tipo strauss adotou-se o diâmetro de 0,32 metros. A profundidade da estaca limitou-se a 5 metros de comprimento onde o valor de NSPT = 21, valor que pode ser verificado no Anexo A. O primeiro metro de solo foi desconsiderado para determinar o valor correspondente ao volume de concreto pois é onde se encontra o bloco de coroamento, adotando então o comprimento de 4 metros.

Para o dimensionamento da capacidade de carga definida pela equação 2, foram utilizadas as equações de resistência lateral apresentada pela Figura 12 e resistência de ponta apresentada pela Figura 13, definidas pelas equações 7 e 8 respectivamente.

Figura 12-Resistencia de ponta

CALCULO RESISTÊNCIA DE PONTA					
Prof.(m)	NSPT	α	k	AP	Pp
1	5	0,85	120	0,08042	49,2199
2	7	0,85	120	0,08042	46,4855
3	5	0,85	120	0,08042	71,0954
4	14	0,85	120	0,08042	109,378
5	21	0,85	120	0,08042	169,535
6	27	0,85	120	0,08042	218,755
7	32	0,85	120	0,08042	259,772
8	36	0,85	120	0,08042	278,913

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura 13- Resistência Lateral

CALCULO RESISTÊNCIA LATERAL						
Prof.(m)	NSPT	β	AL	NM	RL	PL
1	5	0,8	1,00531	0	8	8,042
2	7	0,8	2,01062	5	21,3333	42,89
3	5	0,8	3,01593	6	24	72,38
4	14	0,8	4,02124	5,66667	23,1111	92,94
5	21	0,8	5,02654	7,75	28,6667	144,1
6	27	0,8	6,03185	10,4	35,7333	215,5
7	32	0,8	7,03716	13,1667	43,1111	303,4
8	36	0,8	8,04247	15,8571	50,2857	404,4

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

De acordo com Hachich (1998), determina-se um limite para as cargas admissíveis de trabalho das estacas escavadas do tipo strauss, conforme Tabela 1.

O critério para a determinação do número de estacas de acordo com cada pilar é fundamentado nos valores de momento fletor que o pilar está sujeito.

Figura 14- Número de estacas

Nº de Estacas	
Pilares	N
P1	0,28995
P2	0,60467
P3	0,3529
P4	0,72849
P5	1,24648
P6	0,83477
P7	0,99162
P8	0,73778
P9	0,08564
P10	0,76564
P11	0,6511
P12	0,9359
P13	0,78628
P14	1,00709
P15	1,80678
P16	0,83993
P17	1,18767
P18	0,94725
P19	0,63666

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

5.2.1 Bloco sobre uma estaca

Com base no número de estacas definido, realizou-se o dimensionamento dos blocos de coroamento sobre uma estaca para os pilares P1, P2, P3, P4, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P16, P18 e P19. O concreto a ser utilizado possui f_{ck} de 25 MPa e o aço será CA50.

Para os estribos foi determinado barras de 6,3 mm de diâmetro, para horizontais e verticais.

Figura 15-Dimensionamento bloco sobre uma estaca

Bloco sobre uma estaca													
	B (cm)	Adotar B	h (cm)	Adotar h	A_{sh} (cm ²)	Bitola adotada (mm)	Quant. Estribo calculado (un)	Quant. Estribo Adotado Sx (un)	Quant. Estribo Adotado Sy (un)	Quant. Estribo Adotado Sz (un)	Comprimento armadura (m)	Massa linear (kg/m)	Massa aço (kg)
P1	52	55	43,4	45	0,1541	6,3	0,25	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P2	52	55	43,4	45	0,3214	6,3	0,52	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P3	52	55	43,4	45	0,1876	6,3	0,30	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P4	52	55	43,4	45	0,3872	6,3	0,62	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P6	52	55	43,4	45	0,4437	6,3	0,72	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P7	52	55	43,4	45	0,5270	6,3	0,85	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P8	52	55	43,4	45	0,3921	6,3	0,63	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P9	52	55	43,4	45	0,0455	6,3	0,07	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P10	52	55	43,4	45	0,4069	6,3	0,66	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P11	52	55	43,4	45	0,3460	6,3	0,56	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P12	52	55	43,4	45	0,4974	6,3	0,80	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P13	52	55	43,4	45	0,4179	6,3	0,67	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P16	52	55	43,4	45	0,4464	6,3	0,72	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P18	52	55	43,4	45	0,5034	6,3	0,81	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
P19	52	55	43,4	45	0,3384	6,3	0,55	4,0	4,0	2,0	17,4	0,245	4,26
													63,9

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Os resultados apresentados na Figura 15 acima, foram obtidos através das equações e metodologias já citadas no item 4.3.1.3, onde a Equação 11 foi utilizada para determinação de B, já para determinar a altura do bloco utilizou-se a metodologia descrita por Bastos (2017). A área de aço dos estribos horizontais foi definida pela Equação 10.

5.2.2 Blocos sobre duas estacas

Conforme Figura 16, definiu-se que os blocos para duas estacas devem ser dimensionados para os pilares P5, P14, P15 e P17. Para bloco de duas estacas também foi utilizado para dimensionamento o concreto com fck de 25 MPa e o aço escolhido é o CA50.

Figura 16-Dimensionamento bloco sobre duas estacas

Bloco sobre duas estacas													
	A (cm)	Adotar A	B (cm)	Adotar B	d (cm)	Adotar d	h (cm)	α	$\sigma_{cd,b,pil}$	$\sigma_{cd,b,est}$	A_s	$A_{s,sup}$	A_{sw} e A_{sp}
P5	148	150	52	55	38	45	55	48,01	0,714738	0,186723	1,974040461	0,3948081	4,125
P14	148	150	52	55	38	45	55	48,01	0,269486	0,150862	1,594920108	0,318984	4,125
P15	148	150	52	55	38	45	55	53,75	0,4401	0,229949	2,331493336	0,4662987	4,125
P17	148	150	52	55	38	45	55	48,01	0,681013	0,177912	1,880894512	0,3761789	4,125

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

A Figura 16 apresenta o valor A que foi adotado através da distância entre os eixos das estacas que é equivalente a três vezes o seu diâmetro, mais o diâmetro da estaca, somado a duas vezes o afastamento da estaca à face do bloco. Para determinação do valor de B, utilizou-se o diâmetro da estaca somado a duas vezes o afastamento da estaca em relação à face do bloco.

A Equação 17 foi utilizada para determinação de d, conforme Tabela 6, e a Equação 18 para determinação de h. Para encontrar o ângulo da tangente α , foi utilizada a Equação 13, e as Equações 21 e 22 para definir a tensão presente na biela de concreto comprimido próximo ao pilar e próximo à estaca. A área de armadura principal foi determinada pela Equação 24. As figuras 17, 18, 19 e 20, mostram o detalhamento das armaduras principais, superior, e de pele dos estribos verticais e laterais respectivamente.

Figura 17- Detalhamento armadura principal

As						
Bitola adotada (mm)	Área unit. barra (cm ²)	Quant. barras As (un)	Quant. barras As adot. (un)	Comprimento armadura As (m)	Massa linear (kg/m)	Massa aço (kg)
8	0,5	3,94808092	4	7,4	0,395	2,92
8	0,5	3,18984022	4	7,4	0,395	2,92
8	0,5	4,66298667	5	9,25	0,395	3,65
8	0,5	3,76178902	4	7,4	0,395	2,92
						12,41

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura 18- Detalhamento armadura superior

As,sup						
Bitola adotada (mm)	Área unit. barra (cm ²)	Quant. barras As (un)	Quant. Barras adot. (un)	Comprimento armadura (m)	Massa linear (kg/m)	Massa aço (kg)
6,3	0,31	1,273574	3	4,2	0,245	1,03
6,3	0,31	1,028981	3	4,2	0,245	1,03
6,3	0,31	1,504189	3	4,2	0,245	1,03
6,3	0,31	1,21348	3	4,2	0,245	1,03
						4,12

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura 19- Detalhamento armadura vertical

Asw						
Bitola adotada (mm)	Distribuição	Quant. Estribo por face (un)	Comprimento armadura por estribo (m)	Comprimento armadura (m)	Massa linear (kg/m)	Massa aço (kg)
8,0	1φ8,0 c/12	14	2,1	29,4	0,395	11,61
8,0	1φ8,0 c/12	14	2,1	29,4	0,395	11,61
8,0	1φ8,0 c/12	14	2,1	29,4	0,395	11,61
8,0	1φ8,0 c/12	14	2,1	29,4	0,395	11,61
						46,44

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

Figura 20- Detalhamento armadura de pele

Asp						
Bitola adotada (mm)	Distribuição	Quant. Estribo por face (un)	Comprimento armadura por estribo (m)	Comprimento armadura (m)	Massa linear (kg/m)	Massa aço (kg)
8,0	1 ϕ 8,0 c/12	6	4,0	24,0	0,395	9,48
8,0	1 ϕ 8,0 c/12	6	4,0	24,0	0,395	9,48
8,0	1 ϕ 8,0 c/12	6	4,0	24,0	0,395	9,48
8,0	1 ϕ 8,0 c/12	6	4,0	24,0	0,395	9,48
						37,92

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

5.2.3 Análise de viabilidade

Ambas soluções se mostram eficientes no suporte das cargas. As perfurações não precisam ser muito profundas pois como observado no ensaio SPT (Anexo A) as camadas resistentes não estão distantes da superfície.

Como pode ser observado no Figura 21 a seguir, o consumo de materiais é maior na solução por estacas, tanto para o volume de concreto quanto para o peso do aço.

Figura 21- Consumo de materiais

Consumo de materiais	Bloco + Estacas	Sapatas
Volume do concreto (m ³)	9,969	4,974
Aço (kg)	164,79	157,57

Fonte: Elaborado pelo autor (2020)

6 CONCLUSÃO

A presente pesquisa permitiu que os leitores tenham um maior conhecimento sobre as fundações existentes, a importância da investigação geotécnica e como ela influencia em todos os aspectos de escolha da fundação mais indicada para cada tipo de obra, considerando também a viabilidade econômica e técnica para a execução da fundação. Os conceitos, dimensionamentos e comparações entre os dois métodos de fundações (sapata isolada e estaca escavada), a escolha e a execução da fundação correta podem trazer benefícios para a sociedade, demonstrando qual será a fundação economicamente viável, mantendo-se os mesmos níveis de segurança.

Nesse estudo, foram abordados de forma simples e clara assuntos necessários para a escolha e dimensionamento da fundação ideal para o tipo de solo em que se encontra o terreno previamente escolhido. Sendo assim, foi possível determinar entre as fundações do tipo sapatas isoladas e estacas escavadas qual a mais viável para uma edificação proposta. O principal critério de escolha foi a quantidade de material necessária para a execução de ambas fundações.

Ao concluir o presente estudo, foi verificado que para a construção da edificação em relação ao tipo de solo analisado, as sapatas isoladas são tidas como a solução com melhor viabilidade econômica visto que para a execução o consumo de concreto e aço será menor.

Todo o conteúdo apresentado no estudo pode servir de estudo e suporte para os profissionais da área, servindo de orientação para trabalhos posteriores incrementando-os bibliograficamente, realizando análises mais complexas, verificando o desempenho das fundações e analisando os recalques relacionados à estrutura.

7 REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- ALVA, G. M. S.. **Projeto Estrutural de Sapatas**. Notas de Aula, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484. **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9603. **Sondagem a trado - procedimento**. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto** – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014, 238p.
- AOKI, Nelson.; CINTRA, José Carlos A. **Carga admissível e carga característica de fundações por estacas**. Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 23, n. 2, p.137-142, 2000.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017. (Notas de Aula)
- BASTOS, Cezar Augusto Burkert. Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. 1999.
- BOWLES, J. E. **Bearing capacity of foundations**. In: Foundation Analysis and Design. 5 th ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. cap. 4, p.213-228, 263-270.
- BRIZOLARI, Guilherme Henrique Sasso; MORONI, Ivo Eduardo; FLORIAN, Fabiana. Solos colapsíveis: estudos de três casos por meio de sondagem a percussão no município de Araraquara-SP. **Revista Científica Semana Acadêmica, Fortaleza**, n. 144, p. 1-18, 2018.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. Oficina de Textos, 2015.
- CARVALHO, R. C. ; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1ed. São Paulo: PINI, 2009. 589p.

FELIPE, Aline Rafaela et al. **Importância da geologia na engenharia civil** CONGRESSO CIENTÍFICO DA REGIÃO CENTRO-OCIDENTAL DO PARANÁ, VII., 2016, Campo Mourão, PR. Centro Universitário Integrado de Campo Mourão, 2016.

FILHO, Ivan Bispo de Oliveira. Carta geotécnica de aptidão à urbanização em ambiente cárstico-Lapão–BA. 2015.

GOMES, Ingrid Aparecida et al. SONDAGEM SPT PARA FINS CONSTRUTIVOS: UM ESTUDO DE CASO NO BAIRRO DE OFICINAS EM PONTA GROSSA–PR. **Revista TechnoEng-ISSN 2178-3586**, v. 1, n. 1, 2020.

GUIMARÃES, D. **Fundações**. 1. Ed. 2018. Porto Alegre: SAGAH 2018. [Minha Biblioteca Faema].

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; e NIYAMA, Sussumu. **Fundações: teoria e prática**. ABMS/ABEF. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.

LOTTERMANN, André Fonseca. Patologias em estruturas de concreto: estudo de caso. 2014.

MARAGON, Marcio. **Geotecnia de fundações**. 2017. Universidade Federal de Juiz de Fora: Núcleo de Geotecnia – Departamento de Transportes e Geotecnia. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF05-Funda%C3%A7%C3%B5es-Profundas-Estacas-Sem-Desloc.pdf>. Acesso em: 10 out. 2019.

MARINHO, Filipe. **Cálculo da tensão admissível do solo**. Guia da Engenharia, 2019. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/tensao-admissivel-metodos-determinacao/>. Acesso em: 10 nov. 2019.

NOGUEIRA, Rodrigo de Matos et al. IMPORTÂNCIA DA SONDAGEM SPT NA CONSTRUÇÃO CIVIL. **Revista Pesquisa e Ação**, v. 5, n. 2, p. 171-178, 2019.

RESENDE, Priscila Barbosa; GOULART, Leticia Beraldo; JUNIOR, José Luiz de Araujo. Fundações Superficiais. **Anais Colóquio Estadual de Pesquisa Disciplinar III**, Centro Universitário de Mineiros-GO 2018.

REBELLO, Y. C. P.. **Fundações: Guia Prático de Projeto, Execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: PINI, 2008. 234p

SALOMÃO, Pedro Emílio Amador et al. Impacto da sondagem de solo no valor da obra. **Research, Society and Development**, v. 8, n. 12, p. 34, 2019.

SANTOS, P. R. C; DAIBERT, J. D. **Análise dos solos**. 1. Ed. São Paulo: Érica, 2014. [Minha Biblioteca Faema].

SCHULZE, Tami. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**.

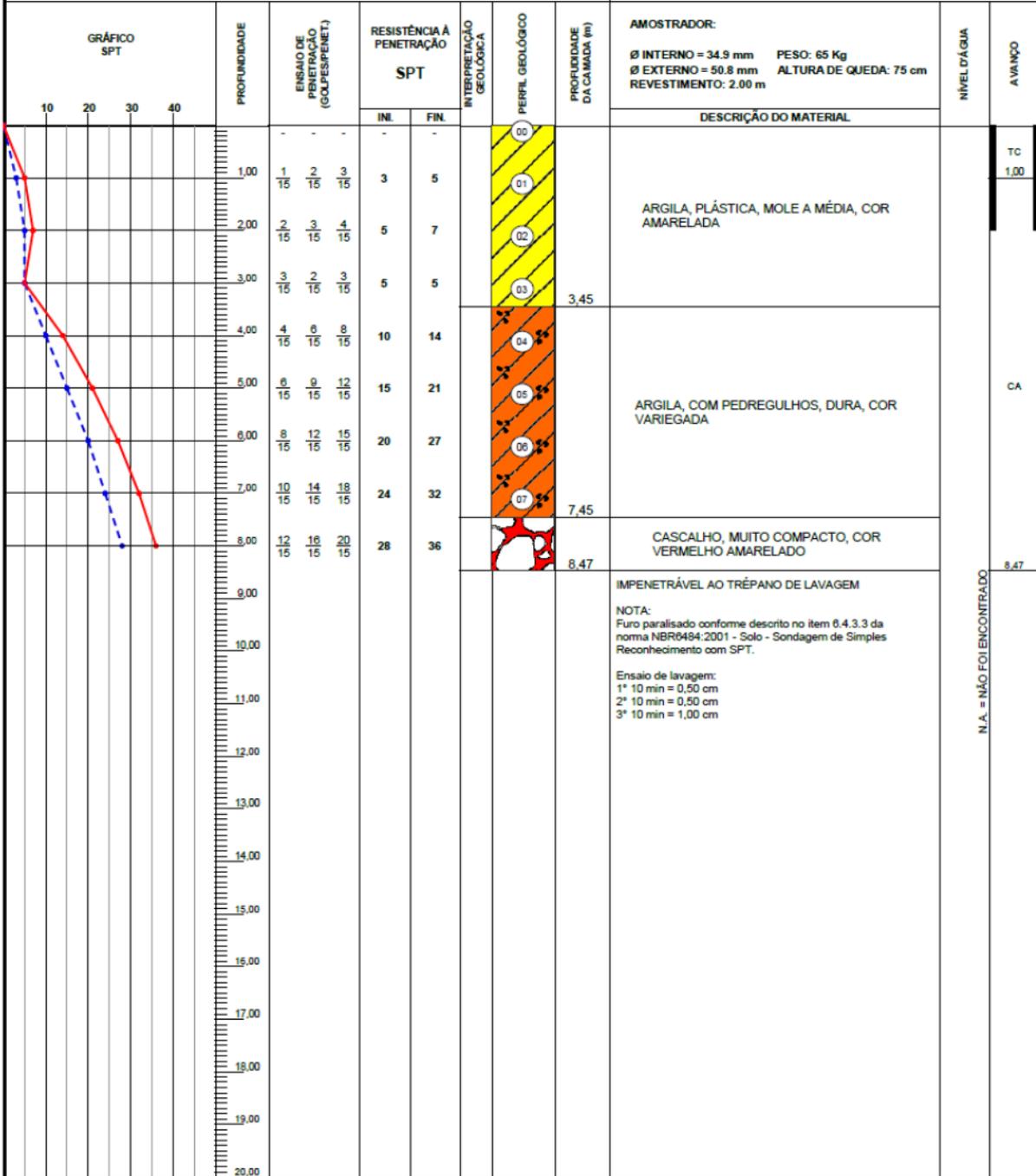
2013. 127 f. Dissertação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia) Faculdade De Engenharia Civil, Arquitetura E Urbanismo. Campinas, 2013.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. Editora Blucher, 2018.

ANEXO A – SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

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

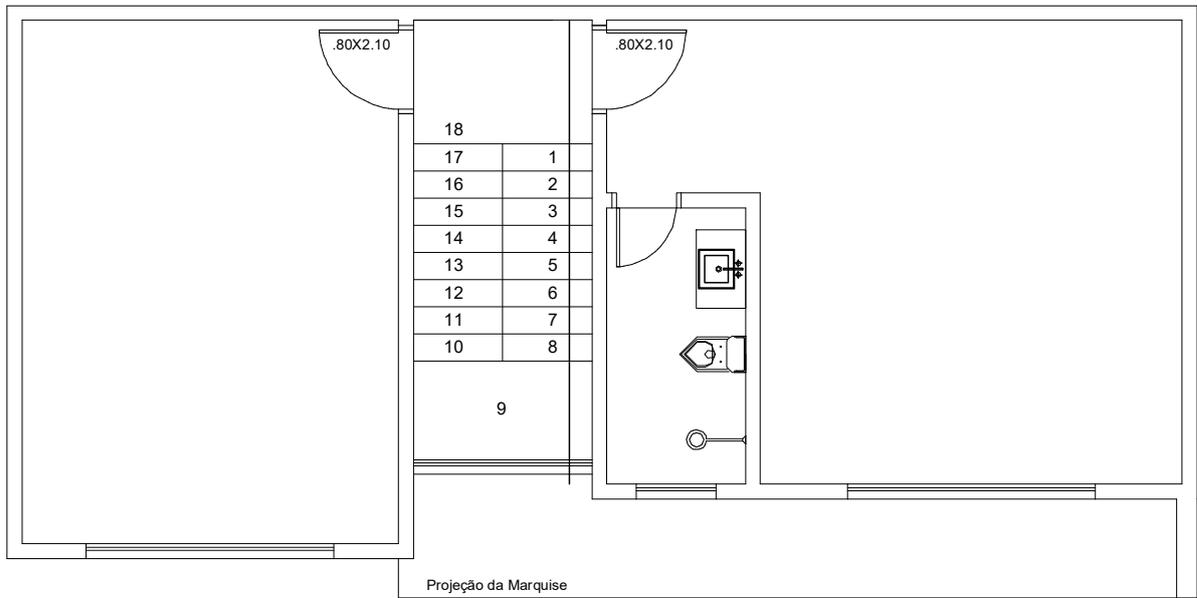
CLIENTE: CASA COLISEU OBRA: SONDAGEM GEOTECNICA DE SIMPLES RECONHECIMENTO LOCAL: ARIQUEMES/RO	SONDAGEM À PERCUSSÃO SP - 01 INÍCIO: 10/02/2020 TÉRMINO: 10/02/2020 COTA: 0,00 COORD. N: E:
---	---



OBS.:

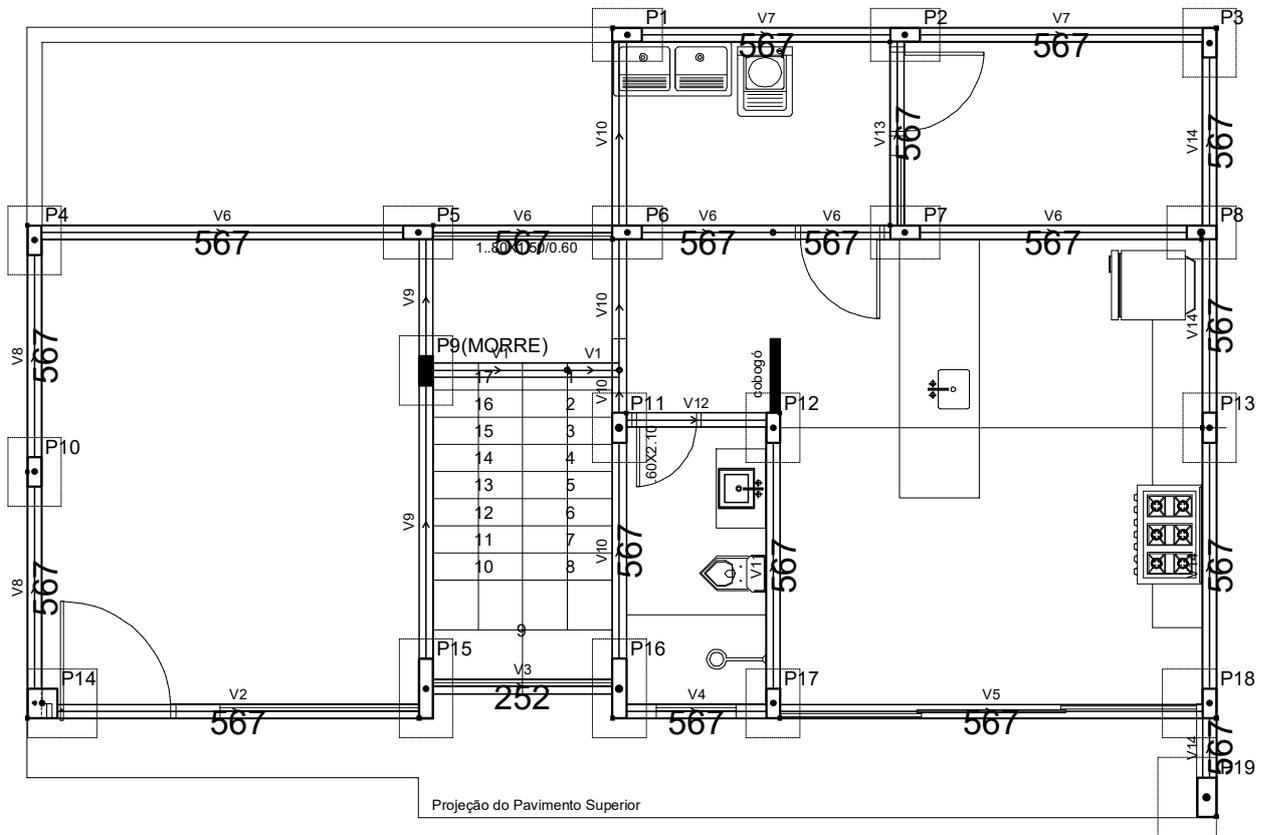
	LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - • 30 cm FINAIS ———— TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO		
	DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:
	20/02/2020		01/01
ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	
1/100		FABIO RODRIGO DE SOUZA	

ANEXO B – PLANTA BAIXA PROJETO



Planta Baixa Superior

esc. 1: 50



Planta Baixa Térreo



RELATÓRIO DE VERIFICAÇÃO DE PLÁGIO

DISCENTE: Déborah do Amaral Carioca

CURSO: Engenharia Civil

DATA DE ANÁLISE: 03.12.2020

RESULTADO DA ANÁLISE

Estatísticas

Suspeitas na Internet: **9,25%**

Percentual do texto com expressões localizadas na internet 

Suspeitas confirmadas: **8,12%**

Confirmada existência dos trechos suspeitos nos endereços encontrados 

Texto analisado: **86,47%**

Percentual do texto efetivamente analisado (frases curtas, caracteres especiais, texto quebrado não são analisados).

Sucesso da análise: **100%**

Percentual das pesquisas com sucesso, indica a qualidade da análise, quanto maior, melhor.

Analisado por Plagius - Detector de Plágio 2.4.11
quinta-feira, 3 de dezembro de 2020 16:32

PARECER FINAL

Declaro para devidos fins, que o trabalho da discente **DÉBORAH DO AMARAL CARIOCA**, n. de matrícula **23788**, do curso de Engenharia Civil, foi **APROVADO** na verificação de plágio, com porcentagem conferida em 9,25%. Devendo a aluna fazer as correções que se fizerem necessárias.

(assinado eletronicamente)
HERTA MARIA DE AÇUCENA DO N. SOEIRO
Bibliotecária CRB 1114/11
Biblioteca Júlio Bordignon
Faculdade de Educação e Meio Ambiente