

**UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Juliana Santos da Silva

**ESTUDO SOBRE TIPOS DE FUNDAÇÕES A EMPREGAR EM SOLOS DA
FORMAÇÃO GEOTÉCNICA SANTA MARIA NO BAIRRO RENASCENÇA DA
CIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL/ RS**

Santa Cruz do Sul
2023

Juliana Santos da Silva

**ESTUDO SOBRE TIPOS DE FUNDAÇÕES A EMPREGAR EM SOLOS DA
FORMAÇÃO GEOTÉCNICA SANTA MARIA NO BAIRRO RENASCENÇA DA
CIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL/ RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2023

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta etapa tão sonhada e desejada, não teria sido possível sem as pessoas especiais que me ajudaram das mais diversas formas. É difícil conseguir agradecer a todos que de alguma forma participaram desse processo.

Agradeço primeiramente aos meus pais, por todo o amor e dedicação. Sempre me apoiando, sendo muito compreensivos e que sempre acreditaram em mim.

Ao meu namorado, que me ajuda de todas as maneiras possíveis, com muita dedicação e companheirismo. E que sempre me incentivou muito a continuar o curso e me tornar engenheira.

Agradeço aos meus amigos queridos, minhas cunhadas e as minhas irmãs, por sempre estarem ao meu lado, me incentivando e por todo o companheirismo e compreensão.

Agradeço também a todos os professores, que sempre se dispuseram a ajudar e por todo o conhecimento transmitido. Mas em especial, agradeço ao meu orientador Leandro Nervis, por sempre estar disposto a me tirar dúvidas nos mais diversos horários e dias, me respondendo por whatsapp, compartilhando livros e conhecimento. A realização desse trabalho só foi possível devido as dicas preciosas do professor. Obrigada professor por sempre estar disponível e me ajudar!

RESUMO

Neste trabalho o tema principal gira em torno dos elementos de fundações tanto rasas como profundas, analisando quais as mais adequadas tanto em relação a segurança, baseado na investigação dos ELU à compressão, quanto em questões de custos para se empregar em solos da formação geotécnica Santa Maria. Para a obtenção desses dados e análise, inicialmente, se buscou nos mapas geológicos, geotécnicos e pedológicos informações referentes as formações presentes no local de estudo. O local que serviu como base de estudo está localizado na cidade de Santa Cruz do Sul no bairro Renascença. Neste local também foi realizado o ensaio do tipo SPT, com a execução de 3 furos de sondagens, sendo obtido através desse ensaio dados importantes como a resistência do solo e nível de água presente no subsolo do terreno. Com a sondagem também foi possível comparar se os dados presentes nos mapas e na literatura técnica estavam em conformidade. A partir do ensaio SPT foi possível excluir possíveis soluções de fundação que não seriam adequadas para o perfil sondado no local. Foram realizadas simulações de edificações térrea, e com 1, 2, 4, 8 e 12 pavimentos, todas considerando cargas pontuais advindas de um pilar e realizado um pré-dimensionamento para se obter os carregamentos que seriam aplicados no solo. Os elementos de fundação não excluídos foram estaca em hélice contínua, estaca pré-moldada e as fundações do tipo rasa. Com base no dimensionamento geotécnico e definições geométricas, pode-se definir os custos de cada um dos elementos de fundação. Para isso foi necessário definir dados como volume de escavação, reaterro, volume de concreto tanto estrutural quanto magro e formas para cada um dos carregamentos. Assim através da Tabela do SINAPI, se obteve o custo de cada item, observando-se a estaca contínua como a mais vantajosa nos casos de edificações mais baixas, de 1 e 2 pavimentos. E as sapatas isoladas como ideais para as edificações com 8 e 12 pavimentos, isso porque a diluição do custo de fundação ocorre de maneira maior para a edificação com mais pavimentos. As estacas pré-moldadas só se mostraram vantajosas para a edificação de 4 pavimentos.

Palavras-chave: fundações, custos, SPT, estacas, sapatas, dimensionamento

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Fundações em cotas diferentes	15
Figura 2 - Bulbo de Tensões	30
Figura 3- Local de Estudo apresentado através dos mapas	39
Figura 4 - Local de Estudo apresentado através dos mapas, com vista da localização da RST 287	39
Figura 5- Supersequência deposicionais: Carta Estratigráfica Simplificada da Bacia do Paraná.....	41
Figura 6- Relação da Formação Santa Maria com as unidades geológicas formadas na Era Mesozóica, com destaque para a cidade Santa Cruz do Sul.....	41
Figura 7- Mapa Geológico com a localização do terreno a ser estudado.....	43
Figura 8- Mapa Geotécnico com a localização do terreno a ser estudado.....	45
Figura 9- Locação dos furos de sondagem SPT	47
Figura 10 – Ângulo de inclinação da biela.....	50
Figura 11 – Sapata Isolada retangular	51
Figura 12 – Fundação em alicerce	51
Figura 13– Distribuição das estacas em torno do centro de carga do pilar	52
Figura 14- Perfil de subsolo encontrado.....	55
Figura 15- Relação entre pavimentos e B de projeto da sapata.....	60
Figura 16- Relação entre pavimentos e área da sapata.....	60
Figura 17- Correlação de área da sapata por números de pavimentos da edificação	61
Figura 18- Relação entre número de pavimentos e volume de concreto para estacas pré-moldadas de concreto.....	63
Figura 19- Relação entre número de pavimentos e volume de concreto para estaca em Hélice contínua.....	64
Figura 20- Diluição do volume de concreto das estaca pelo número de pavimentos da edificação, através do método de Dècourt e Quaresma	66
Figura 21- Diluição do custo de Fundação pelo número de pavimentos	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão em fundações do tipo rasas e profundas	19
Tabela 2 - Relação entre número de golpes e penetração do amostrador e exemplo de como deve-se registrar	22
Tabela 3 - Classificação dos solos: Estado de compactação das areias e consistência das argilas conforme número de golpes para cravar amostrador.	22
Tabela 4 - Fatores de correção F1 e F2.....	33
Tabela 5 - Coeficiente K e razão de atrito α	33
Tabela 6 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	34
Tabela 7 – Tipo de solo e fator C	35
Tabela 8 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	34
Tabela 9 - Carregamentos considerados nas simulações.....	48
Tabela 10 - Código da composição SINAPI e Custo unitário	54
Tabela 11 - Resultados do dimensionamento das fundações superficiais	58
Tabela 12 - Relação, em percentual, entre os métodos para dimensionamento da fundação Superficial.....	59
Tabela 13 - Dimensionamento de fundações profundas do tipo estacas Pré Moldadas de Concreto.....	62
Tabela 14 - Dimensionamento de fundações profundas do tipo estacas Hélice contínua	64
Tabela 15 - Relação entre volume de concreto consumido pelas estacas por número de pavimentos, considerando o método de Decourt e Quaresma.....	65
Tabela 16 - Pré-dimensionamento de pilares e Armadura	67
Tabela 17 - Definições Geométricas das sapatas isoladas.....	67
Tabela 18 - Definições geométricas dos blocos de coroamento das estacas em hélice contínua	68
Tabela 19 - Definições geométricas dos blocos de coroamento das estacas pré-moldadas.....	69
Tabela 20 - Levantamento de quantitativos das sapatas	70
Tabela 21 - Levantamento de custos da execução de sapatas	70
Tabela 22 - Levantamento de quantitativos da estaca em hélice contínua	71
Tabela 23 - Levantamento de quantitativos da estaca Pré-moldada.....	71

Tabela 24 - Levantamento de custos para a estaca pré-moldada.....	71
Tabela 25 - Levantamento de custos para a estaca em hélice contínua.....	72
Tabela 26 - Comparação do custo final entre estacas	73
Tabela 27 - Comparação do custo final entre Fundações	74

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 Área de pesquisa	9
1.2 Objetivos	10
1.2.1 Objetivo geral	10
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
1.3 Justificativa.....	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 Fundações.....	12
2.1.1 Fundações do tipo superficial	12
2.1.2 Fundações do tipo Profundas.....	15
2.2 Requisitos de segurança nos projetos de fundações	17
2.3 Sondagem do tipo SPT para projeto de fundação.....	20
2.4 Critérios para escolha do tipo de fundação	24
2.5 Dimensionamento geotécnico das fundações a compressão a partir de métodos semiempíricos baseados no SPT.....	27
2.5.1 Fundações Superficiais	28
2.5.2 Fundações Profundas em estacas	31
2.6 Formação dos solos e pedologia.....	35
3 METODOLOGIA	38
3.1 Caracterização da pesquisa	38
3.2 Descrição local de estudo	38
3.2.1 Localização e caracterização física	38
3.2.2 Descrição geomorfológica, geológica, geotécnica e pedológica	40
3.3 Realização de sondagens do tipo SPT	46
3.4 Obtenção de cargas de referência e eliminação das soluções de fundação que se mostram inviáveis.....	47
3.5 Dimensionamento geotécnico das fundações não eliminadas para as cargas de referência	48
3.6 Definições geométricas das fundações não eliminadas para as cargas de referência	49
3.7 Levantamento de quantitativos e preços	53

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	55
4.1 Realização de ensaio SPT e seus resultados	55
4.2 Fundações excluídas previamente a partir dos dados obtidos.....	57
4.3 Dimensionamento geotécnico e análise das fundações não excluídas.....	57
4.3.1 Fundações Superficiais	58
4.3.2 Fundações em estacas	61
4.4 Definições geométricas das fundações	66
4.4.1 Definições geométricas do pilar	66
4.4.2 Fundações Rasas	67
4.4.3 Fundações em estacas	68
4.5 Análise de custos	69
4.5.1 Levantamento de quantitativos e análise de custos das fundações rasas	69
4.5.2 Levantamento de quantitativos e análise de custos das estacas	70
4.5.3 Análise de custos entre fundações rasas e profundas	73
REFERÊNCIAS	77

INTRODUÇÃO

A fundação é um elemento indispensável em qualquer obra de engenharia. É o primeiro a ser construído em uma edificação e deve ser bem dimensionado e executado a fim de cumprir seu objetivo principal que é o de promover a estabilidade global do conjunto construtivo, garantindo segurança através da correta transmissão de cargas da superestrutura para o solo, associando-se sempre à questão econômica. Fundações mal planejadas causam grandes prejuízos pois qualquer problema que venha ocorrer além de comprometer o desempenho da construção pode ainda prejudicar edificações vizinhas. Isso vem a acarretar em despesas não planejadas e patologias muitas vezes irreversíveis.

Para que se evite problemas há a necessidade do conhecimento em solos e rochas e dos principais ensaios utilizados no Brasil, o que possibilita avaliar corretamente a capacidade de suporte do solo. Com o conhecimento desses parâmetros e com a previsão da carga da superestrutura, é possível estabelecer o elemento de fundação ideal. O estudo em questão busca estabelecer o tipo de fundação adequada, que engloba os quesitos economia e segurança, para as edificações a serem construídas junto à formação geotécnica Santa Maria, sendo que através dos dados obtidos, engenheiros poderão ter uma previsão inicial dos tipos de fundação mais empregáveis nas obras executadas neste tipo de local, já que essa formação está fortemente presente no Bairro Renascença e na cidade de Santa Cruz do Sul.

1.1 Área de pesquisa

O estudo foi desenvolvido na área de engenharia de fundações, levando em consideração os conhecimentos principalmente da área de geotecnia tanto básica, que compreende o estudo da mecânica das rochas e solos, quanto aplicada que correlaciona esses conhecimentos com a execução de obras. O ensaio do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) foi utilizado para investigar e avaliar a capacidade de suporte do terreno. Conhecimentos em fundações foram empregados principalmente no que tange ao dimensionamento geotécnico do elemento, lançando-se mão de modelos disponíveis na literatura técnica. O local a ser avaliado está localizado na zona urbana da cidade de Santa Cruz do Sul, no estado do Rio Grande do Sul. Sendo

a principal questão avaliada nesse trabalho foi sobre quais as fundações que melhor se adequam na formação geotécnica Santa Maria, atendendo aos parâmetros de segurança e de viabilidade econômica.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho é investigar os tipos de fundações mais adequados a se empregar na formação geológica Santa Maria na cidade de Santa Cruz do Sul para vários níveis de solicitações à compressão.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

- Comparar custos entre diferentes fundações;
- Comparar as soluções de fundação para os diferentes portes de edificações;
- Verificar a compatibilidade do subsolo, levando em consideração o perfil esperado considerando a pedologia do local e o perfil que será encontrado no terreno através do ensaio SPT;

1.3 Justificativa

Na cidade de Santa Cruz do Sul, normalmente as edificações são executadas com estacas escavadas rotativas a céu aberto, broca, estacas cravadas pré-moldadas e metálicas, além de fundações superficiais. O presente trabalho busca analisar se além dessas soluções já consolidadas na região, se há outros elementos que podem ser mais interessantes para o perfil geológico-geotécnico específico desse trabalho. Pois a depender do porte da edificação, do processo de urbanização do local existem elementos construtivos que muitas vezes podem ser mais assertivos e econômicos do que o que é habitualmente utilizado.

A formação geotécnica em questão está localizada em um local em processo de urbanização, as edificações que serão construídas provavelmente serão comercializadas. Com a análise proposta, também será possível comparar o que é

mais interessante, em termos de diluição de custo da fundação, construções térreas ou mais altas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

Fundações são estruturas que recebem e distribuem as cargas proveniente da edificação para o solo. Considerada como um elemento de transição, ela é a responsável pela compatibilização das ações provenientes da supraestrutura com a capacidade de suporte do solo. A fundação pode ser de dois tipos, rasa ou profunda, a depender da profundidade do apoio e a forma como é transmitida as tensões, que pode acontecer pela base e/ou pelo fuste (ABNT,2019).

2.1.1 Fundações do tipo superficial

A fundação do tipo rasa, conhecida também como superficial ou direta, leva em conta que a base da fundação está apoiada em solos superficiais, em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (ABNT, 2019). Segundo Botelho (2015), a transmissão de carga para o solo se dá por distribuição da tensão sob a base da fundação. Portanto, nesse caso o solo deve possuir boa capacidade de carga superficial.

Normalmente, em um projeto de fundações busca-se primeiramente enquadrá-la em superficial, pois possuem menor custo. Existem diversos modelos de fundação rasa, com características que se adequam as diferentes solicitações da superestrutura. Se a escolha do engenheiro for por esse tipo de infraestrutura, estão proibidos solos vegetais ou moles, pois possuem baixa resistência superficial. Os solos que possuem lençol freático alto precisam ser rebaixados ou então a escolha deverá ser por fundação do tipo profunda (BOTELHO, 2015). As principais fundações do tipo superficial descritas na literatura técnica são:

a) Bloco de fundação: conforme Alonso (2019), com grande rigidez esse elemento é dimensionado de modo que as tensões de tração sejam absorvidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura. Na maioria das vezes é constituído de pedras, alvenaria, concreto ciclópico ou concreto simples.

b) Fundações do tipo baldrame ou alicerce: com nomenclatura que acaba muitas vezes gerando alguma incerteza, esse tipo de elemento de fundação rasa não deve ser confundido com a viga de fechamento que une as sapatas isoladas. A fundação

em baldrame trata-se do conhecido alicerce, executada em pedra, concreto ciclópico ou alvenaria de tijolos maciços sem a necessidade de armadura (BOTELHO, 2015). A norma 6122:2019 não contempla esse tipo de fundação direta, mas é apresentada na literatura técnica.

c) Radier: segundo a ABNT (2019), o radier é um elemento de fundação rasa, que deve ser projetada para receber mais de 70% das cargas advindas da estrutura. O elemento trata-se basicamente de uma laje apoiada no solo em uma pequena profundidade, que deve possuir rigidez (não deforma) suficiente para suportar mais que 70% das cargas. Se caso o elemento não suportar essa carga, ele deixa de ser classificada como radier e passa a ser considerada como sapata corrida ou associada. Após a atualização da NBR 6122:2010 as nomenclaturas radier parcial e total deixaram de ser empregadas.

d) Sapata: a sapata é um dos elementos de fundação rasa mais utilizados no Brasil, em sua maioria em concreto armado, ela pode ser do tipo corrida, isolada, associada e alavancada.

d1) Sapata isolada: é um elemento bem comum de se ver nas obras. De concreto armado, ela é dimensionada para receber as cargas pontuais advindas de um único pilar. Ela se caracteriza por trabalhar à flexão e possuir altura menor que as dimensões da base (ALONSO, 2019).

d2) Sapata corrida: é aquela que suporta cargas distribuídas linearmente, ou seja, cargas de elementos contínuos como de paredes e muros. Também é considerado sapata corrida o elemento que recebe carga de três ou mais pilares, desde que alinhados e que representem menos que 70% da carga da edificação. Esse elemento pode ser considerado análoga as fundações do tipo alicerce ou baldrame já que o critério de dimensionamento da base é o mesmo (ABNT, 2019).

d3) Sapata do tipo associada: após a atualização da NBR 6122 ficou definida como sendo sapata comum a dois pilares, ou então aquela que recebe a carga de mais de dois pilares, desde que não alinhados e que representem menos que 70% da carga da estrutura. Na norma anterior, a NBR 6122:2010, essa era a característica do radier parcial, que após a atualização eliminou essa nomenclatura (ABNT, 2019).

d4) Sapata alavancada: é aquela executada em divisa, sendo que o centro de gravidade do pilar acaba não coincidindo com o centro de gravidade da fundação.

Ainda segundo a referida norma, que regulamenta o projeto e execução de fundações, as fundações superficiais precisam obedecer a alguns critérios como:

a) As sapatas isoladas ou em blocos, em planta, não podem ter nenhuma das dimensões inferiores a 60 cm e o centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de carga do pilar.

b) A sapata ou bloco está sujeita a cargas horizontais mas podem contar, além da resistência ao cisalhamento, com o empuxo passivo para equilibrar essa carga, desde que haja a garantia que não acontecerá a remoção do solo durante o tempo projetado para a existência da construção. O valor calculado do empuxo passivo pode ser reduzido por um coeficiente de no mínimo 2 com o objetivo de limitar deformações.

c) O peso próprio da sapata e do bloco são estimados em 5% do valor da carga do pilar. A exigência dessa estimativa prévia é necessária para que ocorra o correto dimensionamento do elemento (ALONSO, 2019).

d) Todas as partes da fundação que ficarão em contato com o solo deverão ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura. A mesma espessura serve no caso de fundação assente em rocha, no qual essa camada servirá como regularização de superfície.

e) A profundidade de apoio da fundação não deve ser menor que 1,5 m no caso de divisas com terrenos vizinhos. Essa profundidade somente poderá ser menor nos casos em que, a fundação for assente em rocha ou no caso de que a maioria das sapatas ou blocos da edificação estejam assentes em profundidade menor que 1 metro.

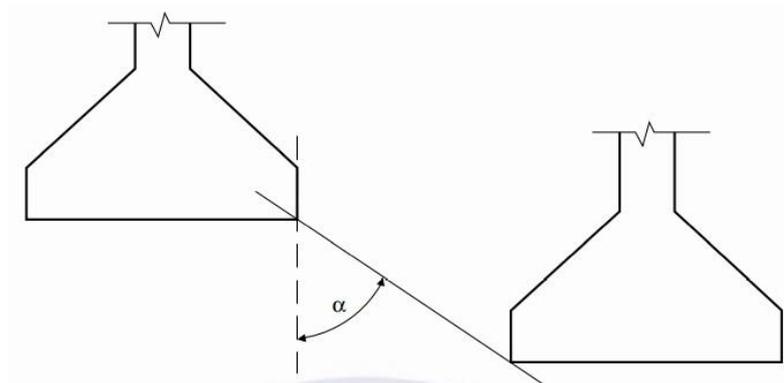
f) Quando a fundação está submetida a carregamento excêntrico, ou seja, aqueles que geram momento, no dimensionamento geotécnico deve ser considerado que o solo não é um elemento resistente à tração. Desse modo, no caso de solicitações características, a área comprimida deve ser considerada de no mínimo $\frac{2}{3}$ da área total. Já no caso de solicitações de cálculo deve-se considerar 50% da área total como comprimida.

g) No caso de uso de viga alavanca, em que ocorre o alívio da carga do pilar, onde ela é descarregada a fundação deve ser dimensionada considerando-se apenas 50% desta redução. Se caso, a soma dos alívios totais resultar em tração na fundação do pilar aliviado, o dimensionamento muda e para o pilar em questão deve ser calculado suporte da carga total de tração e no mínimo 50 % da carga de compressão, sem considerar o alívio de carga.

h) No caso de fundações próximas, mas em cotas diferentes, a que fica na cota mais baixa deve ser executada primeiro, para evitar desmoronamentos. A reta de

maior declive que passa pelos seus bordos deve fazer, com a vertical, um ângulo α , conforme pode ser visto na Figura 1, a depender do tipo de solo. O ângulo α deve ser maior ou igual a 60° , 45° e 30° se o solo em que a fundação está assente for pouco resistente, resistente ou no caso de rochas, respectivamente.

Figura 1 - Fundações em cotas diferentes



Fonte: ABNT, 2019

2.1.2 Fundações do tipo Profundas

As fundações do tipo profundas, conforme define a ABNT (2019), é aquela que transmite os esforços para o solo por sua base (resistência de ponta), por atrito lateral (resistência de fuste) ou então por ambos. A ponta desse tipo de fundação obrigatoriamente deve estar apoiada a uma profundidade de no mínimo três metros e em uma profundidade superior a oito vezes a menor dimensão da base. Se caso a fundação não atingir o valor de oito vezes a menor dimensão, sua denominação deverá ser justificada.

A fundação em questão é mais cara se comparada a fundação rasa, mas é a solução utilizada quando o solo não possui resistência suficiente superficialmente ou então para solos que possuem o lençol freático elevado (BOTELHO, 2015). Conforme Velloso e Lopes (2010), os principais tipos de fundações profundas utilizadas são as estacas, tubulões e caixões, sendo que este último tipo de fundação não está citado na NBR 6122:2019, mas consta na literatura técnica.

As estacas são elementos de fundação profunda que se diferem dos tubulões por serem executadas apenas por máquinas e equipamentos, nunca ocorrendo trabalho manual no interior da escavação. No tubulão e no caixão a diferença entre os

dois elementos está na geometria. O primeiro é cilíndrico e o segundo prismático e apesar de executados com as mesmas máquinas e equipamentos da estaca, nesses elementos existe a necessidade da descida de operários na escavação, o que torna o processo executivo mais perigoso. Segundo Velloso e Lopes (2010) os principais tipos de estacas reconhecidas e executadas no país são as seguintes:

a) Estacas cravadas: nesse tipo de execução as estacas são cravadas no solo por percussão (golpes de martelo ou pilão), prensagem (com macacos hidráulicos) ou vibração. São incluídos nesse grupo as estacas de madeira, normalmente utilizadas em obras provisórias no Brasil, pré-moldadas de concreto, metálicas (que podem ser tubulares, perfis ou de trilhos) e estaca do tipo mega ou reação que é uma estaca prensada praticamente eliminada do mercado, devido a utilização de outras tecnologias, como a estaca raiz.

b) Estacas escavadas: esse tipo de estaca consiste em uma escavação do terreno ou perfuração em que o solo é retirado e a escavação ou furo é preenchido com concreto. Inclui-se em escavadas as estacas do tipo broca, Strauss (considerada como de substituição), rotativa a céu aberto e rotativa com uso de fluido estabilizante.

c) Estacas injetadas: essas estacas são moldadas *in loco*, sendo que a perfuração é rotativa em tubos metálicos, após a estaca é armada e executa-se a injeção sob pressão de argamassa ou calda de cimento. As estacas classificadas como injetadas são conhecidas como raiz e microestaca sendo que elas são classificadas em "sem deslocamento" e "de deslocamento" respectivamente.

d) Estacas intermediárias: são estacas que não se enquadram totalmente como cravadas, injetadas ou escavadas. Como exemplo tem-se a estaca Franki que é cravada e injetada, a hélice Contínua que é escavada e injetada, e a estaca hélice de deslocamento que pode ser escavada, cravada e injetada.

Ainda conforme os autores, as estacas são o tipo de fundação profunda mais utilizadas pelo país, podendo ser executadas em diversos materiais como madeira, aço e concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento e mista e podem ser classificadas segundo diversos critérios. Um desses critérios de classificação se refere ao processo executivo utilizado, que leva em consideração o efeito causado no solo, que pode ser de deslocamento, substituição ou sem deslocamento.

O primeiro efeito é aquele em que no local do estaqueamento o solo é empurrado horizontalmente. Nesse grupo estão as estacas cravadas, que quando inseridas no

solo por percussão, vibração ou prensagem, empurram o solo. O deslocamento pode ser grande ou pequeno a depender do tipo de material. O efeito de substituição, geralmente ocorre na execução das estacas escavadas. O solo no local onde ficará à estaca é retirado gerando a redução das pressões horizontais geostática do terreno naquele ponto. Já os casos em que não há deslocamento, pode ser visto na execução das estacas escavadas também. Essa classificação acontece quando não há remoção do solo e/ou no momento da concretagem é executado algum procedimento que reestabeleça, ao menos parte, do peso de solo perdido (tensão geostática).

2.2 Requisitos de segurança nos projetos de fundações

As fundações, assim como qualquer parte da estrutura de uma edificação, precisam cumprir alguns critérios básicos que assegurem a segurança e estabilidade da edificação. Em um projeto de fundações, esses critérios devem compreender duas questões distintas (CAPUTO e CAPUTO, 2015):

- a) As cargas atuantes na fundação;
- b) As características do terreno onde a edificação será apoiada.

Para analisar o primeiro item, deve-se conhecer as ações provenientes da superestrutura (permanentes, variáveis e excepcionais) e suas combinações. Também deve-se levar em consideração, para o correto dimensionamento do elemento, conforme ABNT (2019), os casos de:

- a) As ações decorrentes do terreno como os empuxos tanto de terra e de sobrecargas que podem atuar no solo como é o caso de aterros;
- b) Ações de água como o empuxo de água superficial e subterrânea. Nos casos em que há fluxos de água, deve-se considerar a possibilidade de erosão;
- c) As ações variáveis especiais, como alteração de tensões do solo devido a obras próximas, trânsito de veículos pesados e carregamentos especiais na construção;
- d) Na interação fundação-estrutura, nos casos em que existe a possibilidade da deformação da fundação influenciar na distribuição das tensões, sendo obrigatório verificação nos casos de carga variável significativa em relação a carga total como acontece nos silos e reservatórios, estruturas com mais de 55 metros, relação altura/largura maior que 4, fundações ou estruturas não convencionais.

e) Atrito negativo, fenômeno presente normalmente em solos mole e compressíveis, sendo que sempre que houver a possibilidade de ocorrer essa ação nas fundações ela deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural.

Com base nesses elementos e conhecendo as características geotécnicas do solo em que a fundação irá se apoiar, a verificação dos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS) é possível. Os ELU representam os mecanismos que conduzem ao colapso estrutural parcial ou total da obra. Em fundações, esse requisito é que garante a segurança para que não ocorra o colapso da fundação, perda de estabilidade global, a ruptura dos elementos estruturais ou do terreno por esgotamento ou carregamentos transversais, deslizamento das fundações superficiais, arrancamento da fundação por tração, entre outros.

Para garantir a segurança das fundações, é necessário a aplicação do chamado coeficiente de segurança. Esse coeficiente visa reduzir as incertezas tanto da resistência do solo quanto dos métodos de cálculo. Conforme Velloso e Lopes (2010) a área de geotecnia não é uma ciência exata, pois os problemas que envolvem as fundações possuem vários elementos de difícil mensuração. A exemplo disso tem-se o solo, que é um elemento heterogêneo constituído verticalmente de camadas de diferentes espessuras e materiais e é investigado através de amostras colhidas em apenas alguns pontos do um terreno a ser edificado. Essas amostras obtidas podem não expressar com a devida clareza os elementos do subsolo, conduzindo por vezes o projetista a erros, visto a grande dificuldade de se ter noção do todo que há no local a ser edificado.

O motivo acima expressa o porquê da necessidade da projeção de uma margem de segurança, através de um coeficiente. O coeficiente aplicado, no geral, minora a resistência do solo e materiais e majora a carga aplicada. Se o coeficiente incluir todas as inseguranças mencionadas anteriormente ela será do tipo global, também conhecido como método de valores admissíveis. Agora, se para cada incerteza haverá um coeficiente aplicado será utilizado o coeficiente de segurança parcial, também conhecido como fator de ponderação ou então método de valores de projeto (VELLOSO E LOPES, 2010).

No caso das fundações rasas, a verificação da segurança deve ser realizada para a compressão, tração, deslizamento, tombamento e para os casos de flutuação (ABNT, 2019). Neste trabalho será abordado apenas as verificações para o caso de compressão. A Tabela 1 associa os fatores de segurança ou coeficiente de

ponderação a serem utilizados na verificação da segurança das fundações tanto superficiais quanto profundas, a depender do método escolhido para determinar a resistência do solo, conforme ABNT (2019).

Tabela 1 - Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão em fundações do tipo rasas e profundas

	Método para determinar a resistência última do solo	¹ Coeficiente de ponderação da Resistência última (γ_m)	Fator segurança global (FSg)
Rasa	Métodos semiempírico	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
	Analítico	2,15	3,00
	Semiempírico ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de cargas	1,40	2,00
Profundas	Método Semiempírico	1,40	2,00
	Resistência determinada por provas de carga estática executadas na elaboração do projeto	1,14	1,60
¹ Em todas as situações de γ_m , $\gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele			

Fonte: ABNT, 2019

O cumprimento do parâmetro do ELS, não está tão ligado a risco iminente como no primeiro parâmetro, e sim, a estética, funcionalidade e durabilidade da estrutura. Portanto, verificar o ELS garante que não ocorram deformações, trincas, recalques excessivos e vibrações que podem comprometer a funcionalidade da edificação. A análise desse parâmetro leva em consideração os valores limites dos deslocamentos das fundações onde são considerados os recalques e levantamentos excessivos e vibrações inaceitáveis (ABNT,2019).

Além dos estados limites, outro requisito de segurança das fundações que segundo a ABNT (2019) deve ser avaliado é o efeito do vento nos casos em que o vento é a ação variável principal. A tensão admissível, nesse caso, de sapatas e tubulões e as cargas admissíveis em estacas pode ser majorada 15%, e fator de segurança global deve ser maior que 1,6, quando a escolha for pelo método de

segurança global. Quando se opta pelo uso dos métodos de coeficiente parcial a majoração da tensão ou força resistente de cálculo fica em até 10 %.

Já a questão do segundo item, que trata das características do terreno onde a edificação será apoiada, segundo Velloso e Lopes (2010) a capacidade de carga do solo é um fator importantíssimo e que precisa ser analisado para garantir a segurança, principalmente em fundações superficiais. A capacidade de carga se refere à carga limite que quando aplicada ao terreno provoca a ruptura do maciço de solo. A transferência de carga ideal é aquela que não gera sobrecarga no solo, já que o excesso de tensões trabalha contra a segurança pois pode gerar rupturas e também recalques excessivos (DAS,2011).

2.3 Sondagem do tipo SPT para projeto de fundação

Antes de iniciar qualquer projeto de fundações é necessário que ocorra a investigação geotécnica e geológica do terreno, que tem como objetivo conhecer o subsolo do local onde haverá a construção. O teste padrão de penetração conhecido como SPT (sigla inglesa para o *Standard Penetration Test*) é um dos métodos de sondagem mais utilizados no país por se tratar de um método simples, com ótimo custo-benefício e com resultados que podem ser utilizados tanto para projetar fundações rasas quanto profundas (ABNT, 2020; SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Com a execução dessa sondagem é possível determinar a resistência do solo, (através da cravação de um amostrador padrão no solo), posição do nível de água no terreno (que pode ser visto dentro do furo de sondagem) e caracterizar o tipo e a espessura das diferentes camadas do solo. O ensaio possui normatização internacional, a ASTM, que é a norma adotada como padrão no Mercosul e em diversos outros países (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). No Brasil a norma que padroniza o ensaio é a NBR 6484:2020.

De acordo a ABNT (2020), o procedimento manual de sondagem inicia-se com a locação do furo, que deve ser escolhido nos locais onde haverá maior concentração de carga e próximo aos limites da obra. O equipamento utilizado é composto de um martelo com peso padronizado de 65 quilos que deve cair em queda livre de uma altura de 75 centímetros sob a cabeça de bater (local que irá receber o impacto direto do martelo). Esse impacto deverá fazer com que o amostrador penetre no solo. O ensaio é realizado em profundidade.

a) Primeiramente, monta-se o equipamento no local indicado e marca-se em três segmentos de 15 centímetros a haste de cravação.

b) Deve-se escavar com trado concha ou cavadeira manual até a profundidade de um metro. Recolhe-se uma amostra desse solo, que é a amostra zero.

c) Apoia-se o amostrador no fundo da perfuração observando se há penetração apenas com o peso próprio da haste/amostrador. Se não houver, apoia-se o martelo cuidadosamente sob a cabeça de bater e verifica-se se há algum avanço decorrente do peso próprio do martelo. Se a penetração for significativa, em qualquer um dos dois casos, deve-se tomar nota em forma de fração.

d) Se nos casos acima não houver penetração, inicia-se a execução do ensaio deixando-se o martelo padronizado cair sob a cabeça de bater, da altura estipulada em norma, até que ocorra o avanço de 45 centímetros do amostrador. Anota-se o número de golpes necessários para cravar cada um dos segmentos, sendo que os primeiros 15 centímetros são desprezados e o somatório de quedas para penetrar os últimos 30 centímetros do amostrador é conhecido como "N".

e) Ao penetrar os 45 centímetros, o amostrador é retirado do furo para ser coletada a amostra. O registro da relação de golpes/penetração do amostrador é normatizado e deve ser realizada na forma de fração, conforme Tabela 2.

f) Após o primeiro metro da sondagem, passa-se a utilizar o trado helicoidal para cavar até a cota de dois metros e se repete o processo de cravação. É proibido por norma utilizar o amostrador padrão para avançar para a próxima cota de amostragem.

g) O processo deve ser repetido a cada metro, até alcançar a profundidade estipulada em projeto. Podem ser utilizados outros tipos de trados para perfuração, mas a utilização do trado helicoidal garante a limpeza do furo de sondagem. Somente há substituição do trado quando o nível de água é atingido ou o avanço da perfuração for menor que 50mm após 10 minutos de operação. Nesses casos, passa-se a utilizar a perfuração por circulação de água (conhecido como método de lavagem). Esse método utiliza o trépano, aonde o material escavado é removido pela circulação de água dentro do furo.

h) O somatório de golpes para cravar os últimos 30 centímetros do amostrador demonstra o índice de compacidade das areias e consistência das argilas, conforme pode ser visto na Tabela 3.

Tabela 2 - Relação entre número de golpes e penetração do amostrador e exemplo de como deve-se registrar

Penetração	Registro dos Golpes	Exemplo
Penetração de 45 cm Três trechos iguais a 15 cm	Golpes por trechos	3/15 – 3/15 – 4/15
Penetração diferente de 45 cm Trechos diferentes de 15 cm	Número de golpes para uma penetração superior a 15 cm	3/17 – 4/14 – 5/15
Penetração superior a 45 cm com a aplicação do primeiro golpe de martelo	Número de golpes e respectiva penetração	1/58
Penetração com haste e amostrador, sem número de golpes	Sem números de golpes	PH/50
Penetração com martelo, haste e amostrador, sem número de golpes	Sem número de golpes	PM/70
Penetração superior a 45 cm com a aplicação de poucos golpes de martelo	Número de golpes e respectiva penetração nos respectivos intervalos	1/33 – 1/20
Penetração inferior a 45 cm Se em qualquer dos três segmentos o número de golpes ultrapassar 30	Número de golpes para cada intervalo de penetração	32/15
Se não for observado avanço do amostrador durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo	Número de golpes para zero centímetros de penetração	5/0

Fonte: ABNT:2020, pg 16

Tabela 3 - Classificação dos solos: Estado de compactação das areias e consistência das argilas conforme número de golpes para cravar amostrador.

Solo	Índice de resistência à penetração (N)	Designação ^a
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	10 a 40	Compacta (o)
	>40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito rija (o)
	>30	Dura (o)

^a As expressões empregadas para a designação da compactação das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência desses solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da capacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: ABNT:2020, pg 28

Ainda segundo a ABNT (2020), a norma sugere adotar os seguintes critérios na ausência de critérios que definam a paralisação da sondagem:

a) Quando N_{SPT} for igual ou maior que 25 golpes em 10 metros de resultados consecutivos;

b) Quando N_{SPT} for igual ou maior que 30 golpes em 8 metros de resultados consecutivos;

c) Quando N_{SPT} for igual ou maior que 35 golpes em 6 metros de resultados consecutivos;

d) Se durante a perfuração for observada a presença de água a sondagem deve ser interrompida para inspeção da altura do nível de água, sendo anotada a posição do nível d'água.

e) Sempre que a quantidade de golpes for maior que 30 para penetrar um segmento de 15 centímetros ou então se o amostrador padrão não avançar mesmo após 5 golpes, a sondagem deve ser interrompida antes de chegar nos 45 centímetros de cravação e deve-se anotar o número de golpes e a penetração do amostrador.

f) Se caso, a penetração do amostrador for maior que 45 cm com apenas um golpe ou com poucos golpes deve-se anotar a relação obtida entre número de golpes e penetração.

A respeito das amostras coletadas, deve-se armazenar em recipiente hermético e enviar para laboratório as amostras de solo colhidas do bico do amostrador padrão. Desconsidera-se o primeiro um metro pois essa é a amostra número zero. A cada metro de perfuração deve-se colher a amostra, caso a amostra for insuficiente para análise ou se houver troca de camada de solo junto a cota de execução do SPT deve se armazenar amostra do corpo do amostrador padrão (ABNT, 2020).

Segundo Botelho (2015), as amostras de solo devem ser analisadas tátil e visualmente buscando identificar o tipo de solo presente. Deve-se organizar as amostras por profundidade e após agrupá-las por semelhança. O processo deve iniciar pelo ensaio do tato, que consiste em esfregar a amostra com os dedos o que permite separar os grãos de solo grosso que são mais ásperos, do solo fino, mais macio. A análise visual permite identificar o tamanho dos grãos, conforme sua granulometria. Os solos podem ser classificados como:

a) Pedregulhos, se a predominância dos grãos for maior que 2 milímetros;

b) Areias, se os grãos que predominarem forem maiores que 0,1 milímetros e menores que 2 milímetros. As areias ainda podem se subdividirem em grossa, média

e fina dependendo do tamanho dos grãos. Os grãos da areia grossa ficam em torno de 1 mm, da areia média 0,5 mm e areia fina 0,1 mm;

c) Argilas ou siltes, os quais são considerados solos finos e possuem predominância dos grãos ou partículas menores que 0,1 milímetros. Conforme Botelho (2015) a diferença tátil visual entre o silte e a argila está na forma que se percebe ao esfregar o material nos dedos. O silte é plástico, suja e desliza na mão, sempre possui argila branca (caolim) e em grande parte das vezes possui mica. A argila por sua vez é muito plástica, suja e adere a mão e tem granulometria muito fina.

De acordo com ABNT (2020) após análise tátil visual das amostras, deve-se dar nome a elas. Deve-se classificar na ordem de predominância das frações de solo, devendo ser utilizado a nomenclatura com no máximo três frações de solo e indicada a cor utilizando no máximo 2 cores ou no caso de a amostra possuir mais cores se utiliza o termo "variegado". Pode-se utilizar os advérbios muito e pouco para complemento da nomenclatura do tipo de material presente e as palavras claro e escuro para complemento da cor. A palavra "micácea" também é acrescentada ao nome caso seja constatado que a amostra apresenta quantidade expressiva de mica.

2.4 Critérios para escolha do tipo de fundação

Satisfazer as condições técnicas do projeto e ser viável economicamente são os principais fatores que se deve levar em consideração na hora de escolher a fundação ideal para uma edificação. Mas não são os únicos fatores a serem analisados. É necessário que a análise também recaia na carga transmitida para o solo e características do subsolo. Nas zonas urbanas, edificações vizinhas e o estado de conservação dessa estrutura, geralmente, tem grande influência na decisão do elemento de fundação escolhido (HACHICH *et al.*, 1998).

Considerando essas constatações, segundo Alonso (2019), a fundação mais adequada é escolhida por eliminação escolhendo-se a que melhor satisfaça os critérios técnicos e econômicos do projeto. Para estudos a nível de anteprojeto de fundações, quando não se dispõem de cálculo estrutural, deve-se estimar a carga, em casos de prédios em concreto armado e destinado a escritórios ou uso residencial, assume-se uma carga de 12 kN/m².

O início da pesquisa deve ser pelas fundações do tipo superficial, pois geralmente trata-se de uma infraestrutura com custo menor que as fundações

profundas. Mas apoiar a infraestrutura em solos superficial exige a observação de alguns pontos como:

a) O solo superficial deve possuir boa resistência, ou seja, capacidade de carga adequada para suportar as tensões da edificação já que a transmissão das cargas é realizada através das pressões de base e em uma profundidade máxima de 3 metros;

b) A capacidade de distribuição de cargas é menor se comparada com as fundações do tipo profundas;

c) A existência de lençol freático pode impossibilitar o uso desse tipo de fundação, a não ser que seja realizado o rebaixamento do lençol freático, devendo, neste caso, ser analisada também a viabilidade econômica em rebaixar o lençol freático (BOTELHO,2015);

d) A fundação rasa só é vantajosa quando a área ocupada pela fundação não exceder entre 50 e 70% da área disponível (ALONSO, 2019).

Já no caso das fundações profundas deve-se observar as limitações de cada tipo de elemento. Considerando-se o modo como ela é executada o impacto pode ser em maior ou menor grau, lembrando que as estacas podem ser cravadas, escavadas ou injetadas. Conforme Alonso (2019) e Hachich *et al.* (1998):

a) Estacas escavadas do tipo rotativas - são utilizadas para altas cargas, acima de 1500 KN. Executadas normalmente com emprego de fluido estabilizante, necessitam de considerável espaço para instalação das máquinas e equipamentos para sua execução, mas tem a vantagem de não produzir vibração.

b) Escavadas do tipo broca - é um elemento que possui em torno de 3 metros de profundidade e diâmetro entre 15 e 25 centímetros. Ela é indicada para carga entre 50 e 100 KN e pode ser executada até o nível de água.

c) Escavadas do tipo Strauss - são moldadas *in situ* com pré-escavação. É um tipo de fundação não indicada para solos saturados, uma vez que sua execução em argilas moles saturadas pode ocorrer o estrangulamento do fuste. Já nos solos arenosos, a concretagem abaixo do nível de água pode inviabilizar o processo, visto que a execução deve ser a seco. Já as vantagens da estaca Strauss é que essa não produz vibrações, o que viabiliza a execução da fundação próximo de construções precárias. A carga resistida fica entre 200 a 800 KN, sendo que quando executada lado a lado, serve como contenção de solo.

d) Estacas cravadas pré-moldada de concreto - a faixa de carga suportada por essa estaca fica entre 200 e 1500 KN e comprimento máximo sem emendas de 12

metros. É desvantajoso seu emprego em terrenos que possuem matacões ou camadas de pedregulhos. Como trata-se de estaca cravada, sua execução causa vibrações o que pode comprometer estruturas vizinhas. Seu uso é recomendado em terrenos onde a previsão da cota da ponta da estaca não seja variável.

e) Franki - essa estaca por ser cravada, como a anterior, deve ser evitada próximo a edificações vizinhas precárias, pois o processo executivo causa muita vibração. Seu uso não é recomendado em terrenos com matacões ou que possuam argila mole saturada, sendo que neste último caso para evitar o estrangulamento do fuste deverão ser empregados técnicas como o emprego de reforço na armadura longitudinal ou então a inserção de areia para reforçar a argila. A resistência da estaca Franki fica entre 550 a 1700 kN e seu uso é recomendado quando a camada resistente se encontra a profundidade variada ou nos casos em que pedregulhos e matacões são dispersos (o que a estaca pré-moldada não permite).

f) Metálica - trata-se de um perfil metálico cravado ao solo, com faixa de carga entre 400 e 3000 kN, sendo empregada principalmente quando não se deseja vibração no processo de cravação (para o caso de perfis simples) e para apoio aos pilares de divisa. A desvantagem é que se trata de uma estaca mais cara e o comprimento sem emenda é limitado a 12 metros, possui as mesmas restrições de uso que as estacas pré-moldadas.

g) Mega - são estacas cravadas com macaco hidráulico e utilizadas normalmente como reforço de fundação. São executadas, normalmente, em concreto e possuem resistência em torno de 700 kN. Seu uso ocorre principalmente quando há a necessidade de vibração mínima e quando outras fundações não podem ser executadas, pois seu custo é elevado.

h) Hélice contínua - são estacas de concreto armado, moldadas *in loco*. A escavação ocorre por trado contínuo, após o concreto é injetado. Nesse tipo de estaca toda execução, como velocidade de rotação, torque, profundidade, volume e pressão de concreto são monitoradas por equipamentos que geram posteriormente um relatório da estaca executada. As vantagens dessa estaca são a alta produtividade, não produz vibrações, adaptabilidade aos mais diversos terrenos, até mesmo aqueles com matacões e são exequíveis abaixo do nível de água. Já em relação as desvantagens da estaca em hélice contínua está a limitação nos comprimentos da armadura e estaca, o porte do equipamento necessita de um terreno plano e grande, também há a necessidade de uma central de concreto nas proximidades da obra,

devido a sua velocidade de execução e conforme Hachich *et al.* (1998) “ do ponto de vista comercial é necessário um número de estacas mínimo compatível com os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos”. Uma estaca em hélice contínua pode possuir diâmetro entre 275 e 1000 milímetros e suporte de carga entre 350 e 5000 kN.

i) Microestaca - estaca injetada e moldada in loco, ela suporta de média a elevadas cargas com pequenos diâmetros. Sua capacidade de carga elevada para os diâmetros pequenos se dá devido a elevada resistência de atrito lateral. Elas são executadas com injeções de alta pressão de concreto e tem como vantagem ser exequíveis abaixo do nível de água, em terreno com matacões e em rocha, não causam vibrações, equipamentos de pequeno porte que acessam até mesmo áreas com dimensões limitadas e que executam estaca em qualquer inclinação, podem ser usadas como reforço de fundações. Sua principal desvantagem é o custo elevado.

j) Raiz - estaca injetada e moldada in loco, suporta desde pequenas até elevadas cargas, sua execução é com a injeção de baixa pressão. Conforme Hachich *et al.* (1998) o diâmetro dessa estaca vai de 170 a 320 milímetros e a capacidade de carga de 300 a 1000 kN. As vantagens e desvantagens são as mesmas da microestaca e sua capacidade de carga elevada para os pequenos diâmetros também se dá devido a alta resistência de atrito lateral.

2.5 Dimensionamento geotécnico das fundações a compressão a partir de métodos semiempíricos baseados no SPT

Sabe-se que um projeto mal elaborado ou a investigação falha do subsolo pode comprometer toda a obra. Então, para um dimensionamento correto deve-se utilizar métodos de cálculos consagrados e baseados na literatura e normativas reconhecidas no país.

O dimensionamento geotécnico das fundações trata-se do projeto de fundação levando em consideração as características e comportamento do solo e rochas presentes no local da edificação e obrigatoriamente o atendimento aos ELU e ELS. O presente estudo irá contemplar o dimensionamento geotécnico de fundações submetidas à compressão baseadas em métodos semiempíricos.

2.5.1 Fundações Superficiais

Sabendo-se que a fundação rasa se apoia em solos superficiais, inicialmente deve se ter os parâmetros de resistência do solo. As características geotécnicas e de capacidade do solo, conforme a ABNT (2019) são obtidos através dos seguintes métodos:

a) Métodos semiempíricos - relacionam os resultados de ensaios, como os obtidos através do SPT e CPT, com as tensões admissíveis do solo.

b) Métodos teóricos - utilizam modelos desenvolvidos a partir do conhecimento do tipo de carregamento e ruptura que o solo pode vir a ter, como as teorias clássicas de Terzaghi, Meyerhoff, Skempton e Hansen.

c) Ensaios de placa - como o nome já diz, consiste na instalação de uma placa de aço ou ferro com 80 cm de diâmetro no solo que é carregada em estágios por um macaco hidráulico, sendo obtida uma relação entre a tensão aplicada e o recalque apresentado pelo solo (ALONSO,2019).

Então, a partir da obtenção dos dados de resistência do solo será possível a determinação da tensão admissível. Essa grandeza trata da máxima tensão que aplicada ao solo pela fundação do tipo rasa atende, com a aplicação dos fatores de segurança, aos ELU. Lembrando que a fundação está submetida a uma força (característica ou de projeto) advinda da superestrutura que gera esforços solicitantes. Os valores de carga característica (carga não majorada), utilizam em projeto o fator de segurança global. Já para o caso de cargas de projeto, se utiliza coeficientes de ponderação, a grandeza passa a se chamar tensão resistente de cálculo. No primeiro caso, a carga deverá ser majorada, no segundo caso deverá ser minorada a resistência (ABNT, 2019).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), para o dimensionamento geotécnico de uma fundação do tipo superficial à compressão, baseando-se em dados obtidos através do ensaio SPT, deve-se considerar que a fundação está assente a determinada profundidade (h), com base retangular embutida em um maciço de solo. As tensões resistentes geradas no solo são dadas pela divisão do carregamento a qual a fundação está submetida pela área de base da fundação em contato com o solo, conforme Equações 1 e 2.

$$A = \frac{P_K + PP}{\sigma_{adm}} \quad (1)$$

$$A = \frac{P_d + PP}{\sigma_d} \quad (2)$$

Onde:

A: área da base da fundação em metros;

P_K e P_d : respectivamente cargas característica e de cálculo, em kN;

PP: peso próprio do elemento de fundação (a NBR 6122:2019 admite assumir como 5% da carga do pilar);

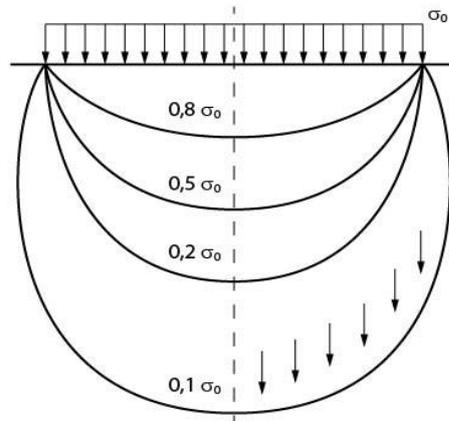
σ_{adm} e σ_d : respectivamente tensões admissível e resistente de projeto, em kPa.

Ainda conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011) a Equação 3 é muito utilizada no Brasil para obtenção da tensão admissível de fundações do tipo sapatas. Os valores de tensão são dados em função do N_{SPT} médio, que trata da média aritmética dos N_{SPT} dentro do bulbo de tensões. Esse método não contempla a tensão resistente de cálculo, levando em consideração apenas a tensão admissível. A Equação 3 é utilizada para solos que possuem N_{SPT} maior que 5 e menor que 20. Nos casos em que o solo superficial possuir N_{SPT} menor que 5, pode-se desconsiderar a fundação do tipo rasa, devido à baixa resistência.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT \text{ médio}}}{50} \text{ em MPa} \quad \text{Para solos } 5 \geq N_{SPT} \leq 20 \quad (3)$$

De acordo com Pinto (2006) todo carregamento externo provoca um acréscimo de tensões no subsolo. Sendo as tensões distribuídas em linhas isóbaras nos solos (curvas ou superfícies obtidas através da ligação de pontos de mesma pressão vertical), o conjunto dessas linhas formam o bulbo de tensões ou bulbo de pressões. Mas o carregamento do subsolo não se limita apenas à projeção da área carregada, ocorrendo o aumento de pressão nas laterais também. Abaixo da área carregada, conforme a profundidade aumenta, as tensões diminuem mas aumentam em área. Essa relação pode ser visualizada na Figura 2. Conforme Hachich *et al.* (1998, pg 733) “o bulbo de tensões atinge profundidades da ordem de 1,5 a 2,0 vezes a largura da área carregada, sendo esse último valor adotado com maior frequência”.

Figura 2 - Bulbo de Tensões



Fonte: Pinto, 2006 pg 164

Ainda considerando-se estimar a tensão admissível dos solos, para o caso de fundações superficiais, utiliza-se também o método desenvolvido por Ruver. Esse método busca encontrar a tensão admissível em solos residuais, em kPa, através do emprego da Equação 4 (RUVÉR, 2005).

$$\sigma_{adm} = 9,54 N_{SPT,60} \quad (4)$$

O $N_{SPT,60}$ trata-se da energia de cravação empregada, corrigida pela energia de referência. Esse ajuste é realizado para que o resultado obtido no ensaio SPT possua um padrão, visto que o ensaio é realizado manualmente e pode ocorrer erros no momento de sua execução (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). Essa energia de cravação é normatizada internacionalmente e é dado pela Equação 5.

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT \text{ médio}} \cdot \varepsilon}{0,6} \quad (5)$$

Onde:

ε : corresponde ao percentual de energia efetiva, sendo que para ensaios realizados no país, com acionamento manual do martelo o valor é de 66%;

$N_{SPT \text{ médio}}$: média aritmética dos valores de N_{SPT} dentro do bulbo de tensões.

2.5.2 Fundações Profundas em estacas

Segundo Cintra e Aoki (2010) para que o dimensionamento de estacas seja eficaz deve-se compreender a questão da capacidade de carga. A fundação em estaca está submetida a uma carga de compressão no seu topo. Essa carga é transmitida ao solo por atrito lateral e também pela base. A depender do tipo de estaca, em algumas vezes há uma maior mobilização da resistência correspondente a ponta do elemento de fundação como nas estacas cravadas e estaca Franki ou então uma maior mobilização do atrito lateral como ocorre em estacas escavadas e perfis metálicos cravados.

Para o projeto e dimensionamento geotécnico desse elemento a capacidade de carga ou ruptura deve ser analisada. A verificação desse parâmetro é realizada através da carga admissível (para fator de segurança global e valores característicos) ou a força resistente de cálculo (para coeficientes de ponderação e valores de cálculo), conforme Equações 6 e 7 (ABNT, 2019).

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{FS} \quad (6)$$

$$Q_d = \frac{Q_r}{\xi} \quad (7)$$

Onde:

Q_{adm} ou Q_d : respectivamente carga admissível ou força resistente de projeto, em kN;

Q_r : carga de ruptura em kN;

FS: Fator de Segurança Global conforme Tabela 1;

ξ : fator de minoração da carga de ruptura.

Para as estacas a determinação da capacidade de carga total ou carga de ruptura do elemento fundação (Q_r) é dada pela soma da resistência lateral ou capacidade de carga do fuste (Q_L) com a resistência ou capacidade de carga de ponta (Q_P), sendo desprezado o peso próprio da estaca na maior parte das vezes. A Equação 8 representa a obtenção desse dado (CINTRA E AOKI, 2010).

$$Q_r = Q_L + Q_P \quad \text{em kN} \quad (8)$$

Assim, conforme os autores, para obter-se a parcela da resistência de ponta deve-se multiplicar a área da seção transversal da base da estaca (A_p) pela resistência unitária de ponta (q_p), de acordo com a Equação 9. Já para a parcela de atrito lateral (Q_L), obtêm-se o valor através da multiplicação do perímetro da seção transversal do fuste (U), pelo somatório da multiplicação da resistência lateral (q_L) pelos diversos segmentos da estaca (Δ_L), como é demonstrado pela Equação 10.

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (9)$$

$$Q_L = U \cdot \sum (\Delta_L \cdot q_L) \quad (10)$$

Conforme Cintra e Aoki (2010), definir as incógnitas geotécnicas q_L e q_p não é uma tarefa fácil. Por esse motivo é que existem vários métodos para ajudar nesta definição. Para Velloso e Lopes (2010), os métodos para se estimar os valores dessas incógnitas, incluem fórmulas teóricas e semiempíricas. No presente trabalho serão empregados métodos semiempíricos baseados no N_{SPT} .

2.5.2.1. Método semiempírico de Aoki e Velloso (1975)

Segundo Cintra e Aoki (2010), inicialmente o método de Aoki e Velloso para obter a capacidade de resistência do elemento de fundação em estacas era correlacionada com os ensaios CPT. Mas como no Brasil o ensaio mais utilizado é o SPT, ocorreu uma reformulação do cálculo para que o valor de resistência de ponta e de atrito lateral da estaca, anteriormente dado por resistência de ponta do cone e atrito lateral da luva, fosse encontrado a partir de uma correlação com o índice de resistência a penetração, ou seja, N_{SPT} . As Equações 11 e 12 representam essa reformulação:

$$q_p = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F1} \quad (11)$$

$$q_L = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{SPT}}{F2} \quad (12)$$

Os coeficientes K e α dependem do tipo de solo, conforme a Tabela 5. Já N_{SPT} , conforme estudado, representa o índice de resistência na cota de apoio da ponta da estaca. Os fatores $F1$ e $F2$, foram atualizados por Cintra e Aoki em 2010 e dependem do tipo de estaca escolhida conforme Tabela 4.

Tabela 4 - Fatores de correção $F1$ e $F2$

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1+ D/0,8	2 F1
Escavada	3,00	2 F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Cintra e Aoki (2010)

Tabela 5 - Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) apud Cintra e Aoki (2010)

2.5.2.2. Método semiempírico de Dècourt e Quaresma (1978)

Segundo Cintra e Aoki (2010), o método de Dècourt e Quaresma para os valores de resistências unitárias lateral e de ponta, dadas pelas Equações 15 e 16

respectivamente, foi desenvolvido utilizando os resultados do N_{SPT} como base. A última versão dessas Equações se originou no ano de 1996, através da modificação das equações de Décourt e Quaresma de 1978. Nessa alteração, foram incluídos coeficientes de correção em função do tipo de solo e estaca (α , β). Os valores para os coeficientes α , β para as estacas do tipo pré-moldada, metálica e Franki são iguais a 1. Já para as demais estacas os valores são dados nas Tabelas 6 e 8. Já para estimar a parcela de capacidade de carga de ponta (q_p), “C” representa o coeficiente característico do solo, conforme tabela 7.

$$q_L = 10 \cdot \beta \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (15)$$

$$q_p = \alpha \cdot C \cdot N_{SPT} \quad (16)$$

Tabela 6 - 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	Raíz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solo intermediário	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010) pg 20

Tabela 7 - Tipo de solo e fator C

Tipo de Solo	C (KPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978) apud Cintra e Aoki (2010), pg 27

Tabela 8 - 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	Raíz	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: Décourt (1996) apud Cintra e Aoki (2010) pg 20

2.6 Formação dos solos e pedologia

Entender o processo de formação dos solos traz importantes informações para o engenheiro e influencia diretamente na correta análise dos solos. Os solos sempre estão presentes em qualquer obra de engenharia, pois é onde as fundações se apoiam. O conhecimento acerca das rochas que constituem a crosta terrestre, os minerais que constituem as rochas e o processo de intemperismo, faz com que seja possível entender a formação e constituição dos solos (DAS, 2011). As rochas são basicamente agregados de minerais e que se dividem em magmáticas ou ígneas, sedimentares e metamórficas a depender da formação.

Conforme Queiroz (2016), as rochas ígneas são resultantes do arrefecimento e consequente cristalização do magma sendo que essas podem ser do tipo intrusiva ou extrusiva. A primeira ocorre quando a rocha se forma em profundidade, ou seja, no interior da crosta terrestre e resfria lentamente o que torna os minerais dessa rocha macroscópicos, pois há tempo suficiente para aglomeração dos minerais. O segundo ocorre quando a lava que escoou na superfície da Terra, se solidifica rapidamente e devido ao resfriamento acelerado a rocha não consegue cristalizar os minerais em grandes partículas, o que gera uma rocha com minerais microscópicos.

De acordo com Caputo e Caputo (2015), a rocha intrusiva, conhecida também como plutônica, possui elevado teor de silício, enquanto a rocha extrusiva ou vulcânica possui baixo teor desse elemento químico. Os principais tipos de rochas magmáticas

são o basalto e o riolito (extrusivas), gabros, diabásios e granito (intrusiva), que é uma das rochas mais abundantes da crosta terrestre (QUEIROZ, 2016).

Já de acordo com Das (2011), as rochas do tipo sedimentares são formadas a partir de rochas preexistentes ou pela deposição de matéria orgânica, animal e vegetal. A formação a partir de rochas preexistentes se dá pelo intemperismo físico e/ou químico das rochas, que acabam se fragmentando ou se diluindo e se transformando em pedregulhos, areia, silte ou argila. Esses fragmentos podem se manter no mesmo lugar ou ser transportados até um ponto de deposição, normalmente em áreas planas ou em relevo mais baixo, por processos erosivos como o vento ou escoamento de água superficial e de geleiras. A formação da rocha se dá pela compactação por sobrecarga de pressão, ou seja, o peso do acúmulo de sedimentos e cimentação causada por agentes transportados por águas subterrâneas. A estrutura de rocha sedimentar mais comum são as estratificadas, devido a forma de depósito dos sedimentos, em camadas. Alguns exemplos de rochas sedimentares são: calcário, arenito, argilito, siltitos, dolomita e conglomerado (CAPUTO e CAPUTO, 2015).

O terceiro tipo de rocha existente são as metamórficas, as quais são formadas a partir de rochas preexistentes. Elas podem sofrer de pequenas a grandes transformações em relação a rocha original, a depender da temperatura e pressão que a rocha sofre. Quanto maior o grau metamórfico maior será a modificação de sua mineralogia e textura, não preservando as estruturas em relação a rocha original (SILVA e TADRA, 2017).

Conhecer como se formam as rochas e a estrutura mineralógica desse elemento ajuda o engenheiro a entender o solo existente em cada região. Isso ocorre porque a origem de qualquer solo se dá pelo intemperismo das rochas existentes na crosta terrestre. Os elementos do intemperismo são a decomposição química ou desagregação (processo físico). Inicialmente a rocha é fraturada devido a variação de temperatura. Nessas trincas raízes de árvores podem penetrar e alargar a fenda. A ação do ar combinado com a água penetra e modifica quimicamente a estrutura fazendo com que os minerais se dissolvam ou se unam com os elementos químicos da água e do ar. O congelamento da água, que podem estar presentes nessas fraturas, devido à pressão, ocasionam uma ruptura ainda maior do elemento rochoso (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), o processo de intemperismo modifica o tamanho dos grãos, formando os solos. Os solos podem ser classificados como residuais e sedimentares. O primeiro é basicamente constituído das características da rocha-mãe. “Um solo originário de granito possui uma matriz contendo argila e silte, com partículas de quartzo que não se decompuseram quimicamente, ao passo que um solo originário de ardósia possui maior quantidade de argila” (QUEIROZ, 2016, pg 162). Já o solo sedimentar, é um solo transportado pela erosão. As partículas são transportadas e depositadas em outro local, o que faz com que o solo possua uma grande variedade de materiais (QUEIROZ, 2016). A depender da forma de transporte e sedimentação do solo, ele pode ser classificado como glacial, aluvial, lacustre, marinho, eólico e coluvial (DAS, 2011).

3 METODOLOGIA

3.1 Caracterização da pesquisa

A pesquisa em questão é do tipo exploratória onde se busca analisar a resistência e composição do subsolo da formação geotécnica Santa Maria no bairro Renascença da cidade de Santa Cruz do Sul/ RS e prever qual o tipo de fundação mais viável para o local. A natureza da pesquisa é qualitativa, pois a intenção é determinar, através da literatura técnica e dos dados obtidos os elementos de fundação ideais para o local. O principal instrumento que será utilizado nesta pesquisa para a coleta de dados e informações será o ensaio do tipo SPT, que avaliará através da penetração do amostrador, a resistência e composição do subsolo, conforme descrito no item 2.3. Todo o restante da pesquisa se baseará na literatura.

3.2 Descrição local de estudo

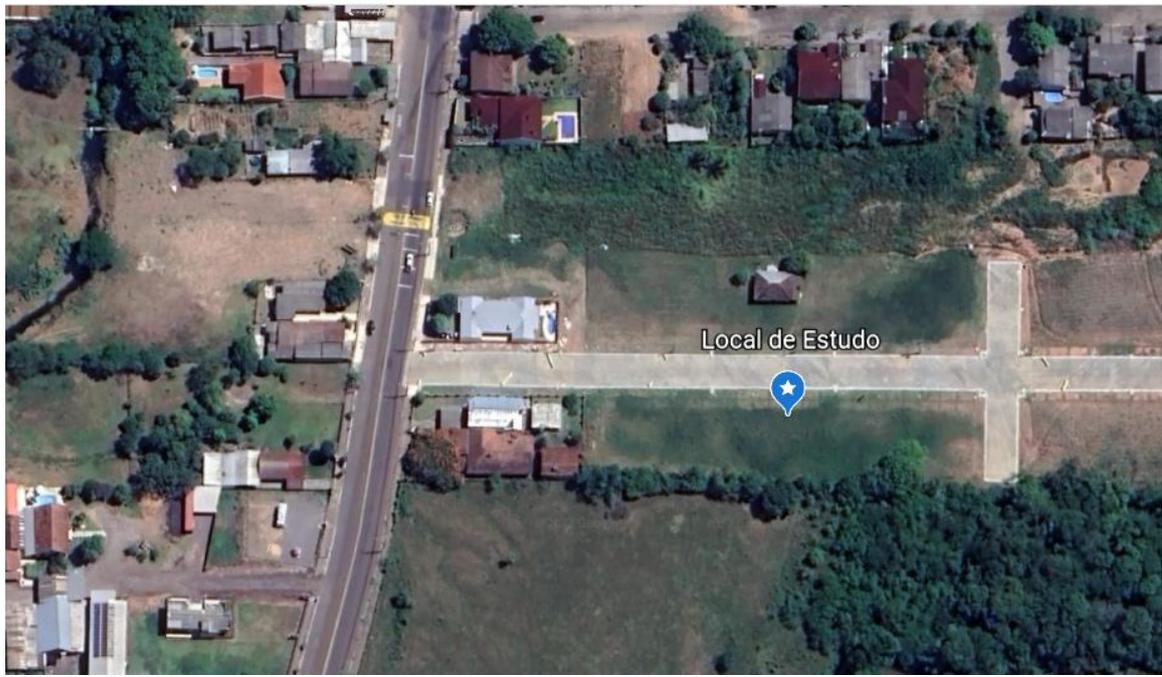
3.2.1 Localização e caracterização física

O local onde será realizado o estudo está situado na cidade de Santa Cruz do Sul, município localizado na região central do estado do Rio Grande do Sul. Trata-se de um terreno com dimensões de 12,30x25,42 metros localizado no Loteamento Sol Poente, no bairro Renascença, próximo a Universidade de Santa Cruz do Sul e da RST 287, conforme Figura 3 e 4. A localização geográfica é obtida através das seguintes coordenadas: latitude $-29,689602^\circ$, longitude $-52,442670^\circ$ e altitude de 68,92 m.

Segundo Rio Grande do Sul (2021), “o clima no estado é temperado do tipo subtropical, classificado como mesotérmico úmido”. As temperaturas nessa região do Brasil têm grande variação sazonal, ou seja, os invernos muito frios com temperatura de até -10° e verões quentes atingindo máximas de até 40° , sendo que a temperatura média fica entre 15° e 18° . As chuvas são bem distribuídas durante o ano, mas o volume da precipitação pluviométrica é diferente a depender da região do Estado. Na cidade de Santa Cruz do Sul as chuvas anuais ficam entre 1500 a 1800 mm. Os dados pluviométricos e de temperatura de uma região são fatores de grande valia para o engenheiro ou geólogo pois influenciam diretamente nos níveis de intemperização do

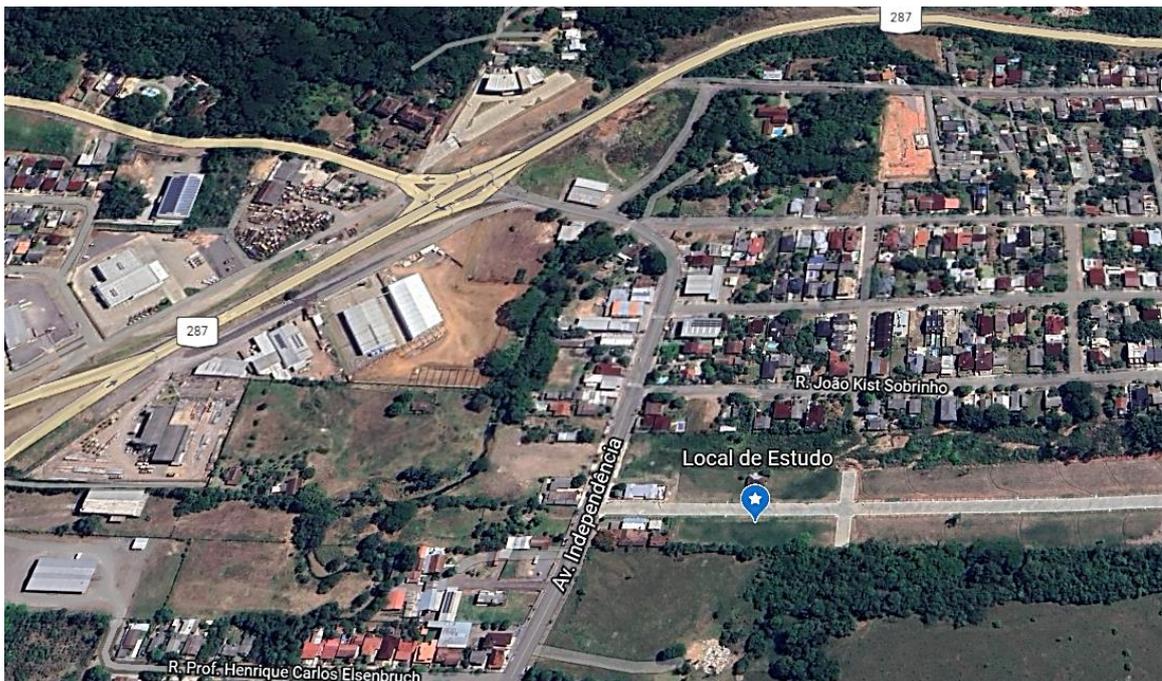
solo, conforme descrito no item 2.6, portanto são itens que necessitam de análise e interpretação.

Figura 3 - Local de Estudo apresentado através dos mapas



Fonte: Google Earth (2021).

Figura 4 - Local de Estudo apresentado através dos mapas, com vista da localização da RST 287



Fonte: Google Earth (2021).

3.2.2 Descrição geomorfológica, geológica, geotécnica e pedológica

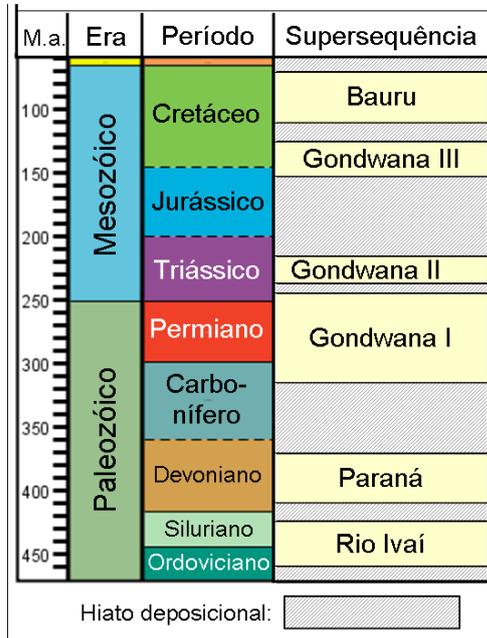
Segundo Rio Grande do Sul (2021), a descrição geomorfológica da região central do Estado do Rio Grande do Sul se dá pelo predomínio da depressão central. Neste local o relevo é levemente ondulado e na grande maioria das vezes com a altitude menor de 100 metros. O solo é formado por rochas sedimentares resultado da ação erosiva dos rios.

No que tange a questão geológica, primeiro precisa-se entender o local de inserção do local de estudo. O Estado do Rio Grande do Sul compreende três grandes formações geológicas, Bacia do Paraná, terrenos Pré Cambriânicos e cobertura de Sedimentos Cenozóicos, sendo que a cidade de Santa Cruz do Sul situa-se na porção sudeste da Bacia geológica do Paraná (NORONHA, MIZUSAKI, BRESSANI, 2012).

A Bacia do Paraná é o mais abrangente domínio geológico do Estado, sendo constituída por um espesso conjunto de rochas do tipo vulcânica e sedimentares e formou-se na Era Paleozoica e Mesozóica, ou seja, entre 460 e 65 milhões de anos. O ponto de maior espessura da bacia possui em torno de 7km e está localizado na região central do Estado (BRASIL, 2023).

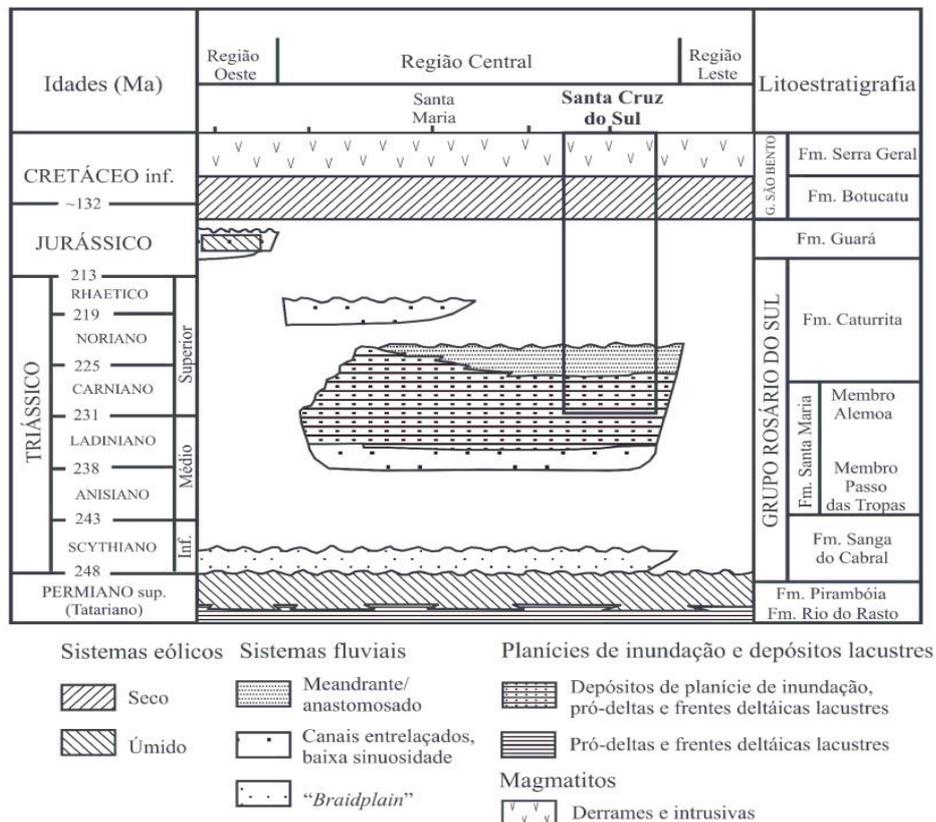
De acordo com os autores Noronha, Mizusaki, Bressani (2012) a formação geológica da bacia apresenta deposições contínuas com intervalos de tempo sem deposição no registro estratigráfico, sendo dividida em seis Supersequências deposicionais, pelo autor Milani em 1997, como pode ser visto na Figura 5. As unidades que afloram na Bacia, na cidade de Santa Cruz do Sul, surgem a partir da Gondwana II, e é formada pelo Grupo Rosário do Sul e Grupo São Bento. O primeiro grupo é representado por rochas da formação Santa Maria, especificamente Membro Alemoa e Caturrita. Já o segundo grupo, é representado pelas formações Botucatu e Serra Geral. A relação entre as unidades que afloram na cidade em questão, pode ser visualizada na Figura 6.

Figura 5 - Supersequência deposicionais: Carta Estratigráfica Simplificada da Bacia do Paraná



Fonte: Wikipédia (2023)

Figura 6 - Relação da Formação Santa Maria com as unidades geológicas formadas na Era Mesozóica, com destaque para a cidade Santa Cruz do Sul



Fonte: Modificado de Faccini et al.(2003) apud Noronha, Mizusaki, Bressani (2012), pg 129

No geral, a Formação Santa Maria é caracterizada por pelitos e arenitos avermelhados. A formação surgiu a partir de falhamentos, o que permitiu a deposição de sedimentos de origem lacustre, fluvial e de planície de inundação. A formação possui aproximadamente 250km de extensão e 20km de largura e é dividida em dois membros: Passo das tropas, na base, onde há o predomínio das rochas siliciclásticas, que são aquelas formadas por quartzo e feldspato e Alemoa, na parte superior, onde há a predominância de pelitos, que são as rochas formadas de silte e argila. O encontro superior do membro Alemoa se dá com a Formação Caturrita, Botucatu ou Serra Geral (NORONHA, MIZUSAKI, BRESSANI, 2012).

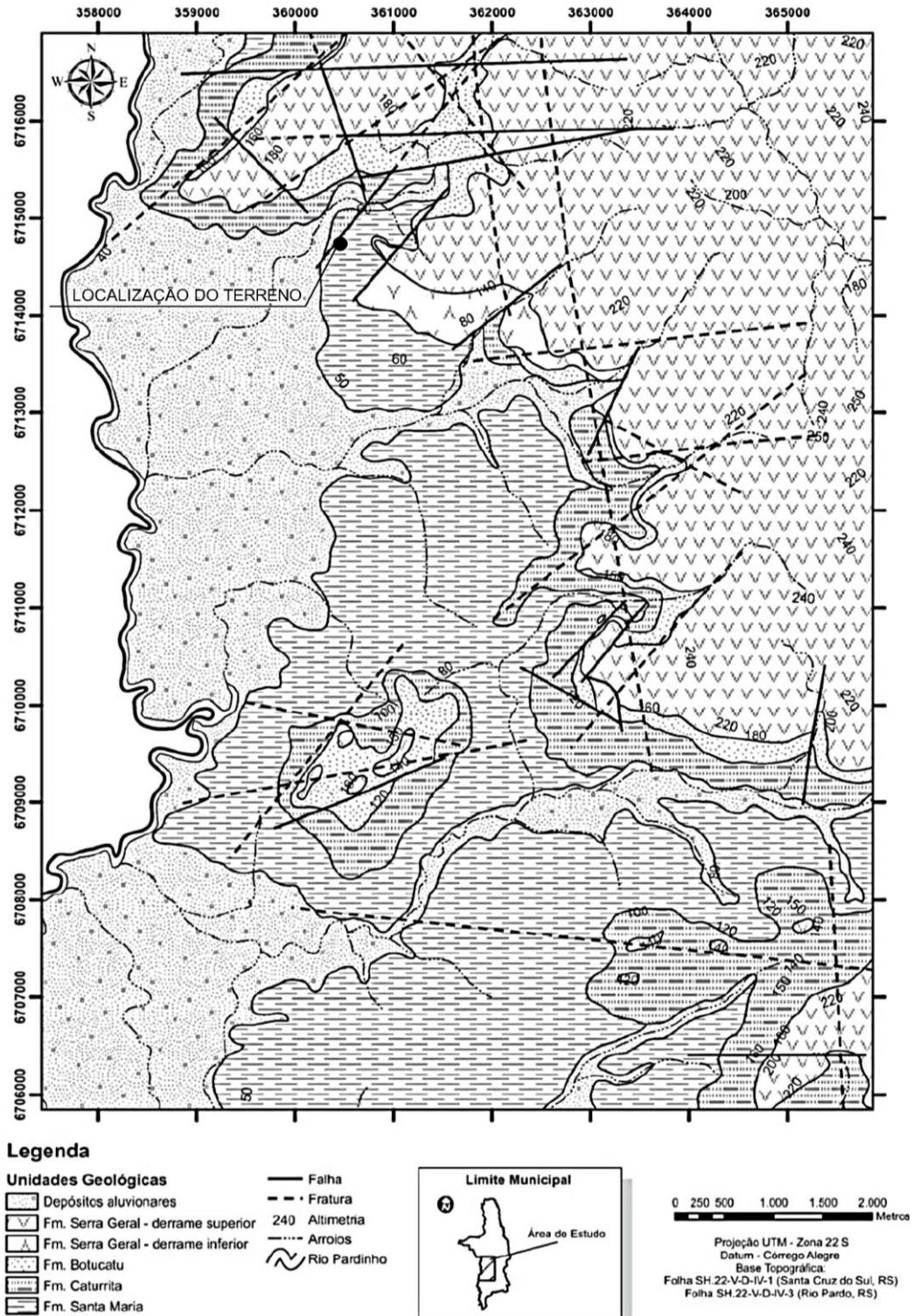
Na cidade de Santa Cruz do Sul, somente o Membro Alemoa foi encontrado. Com sequência de pelitos em torno de 40 metros de espessura e com estrutura maciça, homogênea e de coloração vermelho claro a vermelho escuro, esse membro encontra-se na maior parte da região, em cotas baixas e médias, apresentando um relevo levemente ondulado. Ao se analisar as frações finas das amostras de rochas coletadas, percebe-se a predominância de materiais expansivos, como argilo-minerais do grupo das esmectitas. Em porções menores observa-se a presença de minerais como illita, quartzo, feldspato alcalino e plagioclásio.

Já a Formação Caturrita, assim como a formação Santa Maria, surgiu no período do Triássico Superior e é formada por sedimentos depositados em ambiente fluvial. Na área urbana de Santa Cruz do Sul, a espessura média da formação caturrita é de 35 metros, e apresenta normalmente camadas tabulares de siltitos que variam entre 3 e 10 cm, camadas de arenitos com espessura média de 15 cm e delgadas camadas de lamitos com espessura em torno de 1 cm de cor vermelho escuro, sendo que essa última camada possui baixa permeabilidade e resistência ao cisalhamento, devido a plasticidade elevada quando úmido (NORONHA, MIZUSAKI, BRESSANI, 2012).

A Formação Botucatu e Serra Geral são as rochas que surgiram a partir de Gondwana III. A primeira é formada por arenitos de finos a médios com composição de quartzo. Na cidade de Santa Cruz do Sul a formação, quando existente, apresenta espessura média de 40 metros. Já a Formação Serra Geral na maioria das vezes em que está presente é em cotas mais elevadas na cidade, sendo que a espessura aflorante é de normalmente 50 metros. Essa formação possui rochas do tipo basálticas podendo apresentar cor de cinza até marrom avermelhado (NORONHA, MIZUSAKI, BRESSANI, 2012). O local de estudo localizado no Bairro Renascença,

na cidade de Santa Cruz do Sul, está inserido na formação geológica Santa Maria conforme pode ser visto na Figura 7.

Figura 7- Mapa Geológico com a localização do terreno a ser estudado



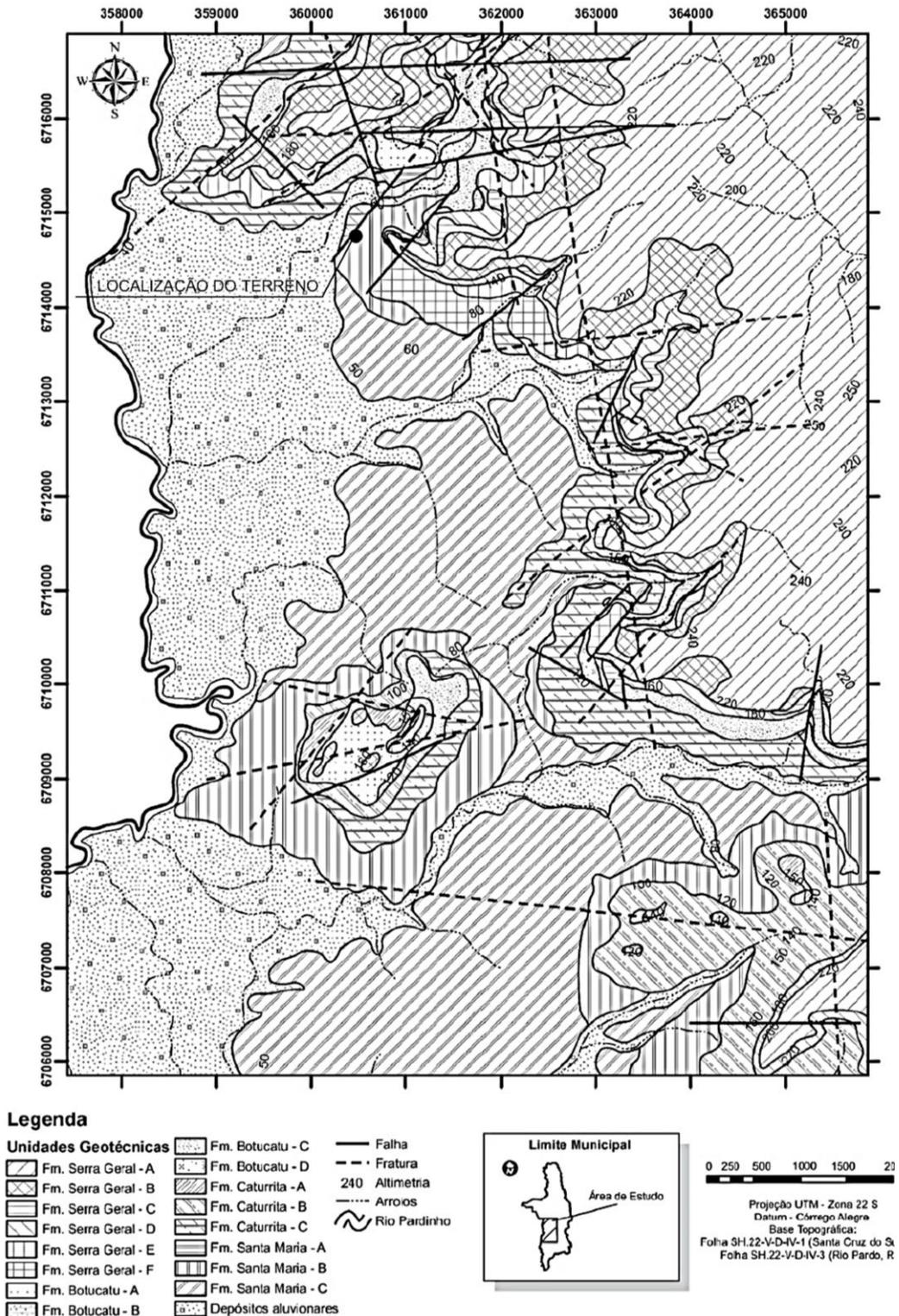
Ao considerar a questão geotécnica do local de estudo, de acordo com Noronha, Mizusaki, Bressani (2012), observa-se que a Formação Santa Maria, por se tratar de uma unidade que possui basicamente argila composta por minerais expansivos pode apresentar diferentes comportamentos geotécnicos a depender das características morfológicas. Por esse motivo a formação Santa Maria, para análise geotécnica, foi dividida em três unidades conhecidas como A, B e C.

A primeira está localizada ao norte da cidade de Santa Cruz do Sul e possui declividade intermediária. Na unidade A existe a possibilidade de rastejo e escorregamento. A segunda unidade se apresenta normalmente entre a formação Caturrita C e o Sopé Coluvional das vertentes. Na unidade B o principal fator que causa o escoamento superficial é a baixa permeabilidade do regolito argiloso. Nessas duas unidades (A e B) há o predomínio do processo de escoamento superficial das águas devido a impermeabilidade dos argilomateriais da região. A unidade C, por sua vez, encontra-se em cotas mais baixas, com declividade suave, sendo um local propenso a alagamentos. A Figura 8, traz o mapa geotécnico, onde é possível verificar que terreno em questão faz parte da formação geotécnica Santa Maria B.

Ao analisar as características pedológicas da cidade, Santa Cruz do Sul está localizada em uma região onde há a predominância de argissolos, o que indica a presença de um perfil com a seguinte sequência de horizontes A-Bt-C ou A-E-Bt-C. Esse tipo de solo indica que o horizonte Bt é do tipo B textural, ou seja, as camadas mais profundas possuem maior predominância de argila se comparado com os horizontes superficiais. Os argissolos tendem a ocorrer em relevos que vão de suave até fortemente ondulados e são predominantes na maior parte territorial do Estado do Rio Grande do Sul. Possuem profundidades variadas e podem ser desde bem drenados até imperfeitamente drenados. Esse é um solo maduro, bem desenvolvidos e normalmente com nítidos horizontes compostos de basalto, granito, arenito, argilitos e siltitos (STRECK *et al.* 2008).

No caso da cidade de Santa Cruz do Sul, considerando-se o segundo nível categórico do sistema brasileiro de classificação de solos, que leva em questão a cor e o terceiro nível que considera características químicas, o município possui tanto argissolos Bruno-acinzentados alíticos úmbricos, quanto argissolos amarelos alíticos típicos. No caso da cidade de Santa Cruz do Sul os solos são originários de siltitos e arenitos (STRECK *et al.* 2008).

Figura 8 - Mapa Geotécnico com a localização do terreno a ser estudado



Fonte: Noronha, Mizusaki, Bressani (2012, pg 143)

3.3 Realização de sondagens do tipo SPT

Para que se atender de forma eficiente e eficaz o objetivo do estudo, a análise do subsolo do terreno é imprescindível. E é através dos dados obtidos na sondagem que é possível verificar a composição e resistência do solo e elaborar o dimensionamento da fundação adequadamente, pois o estudo baseia-se em método semiempírico para dimensionar geotecnicaamente as fundações.

Para o ensaio de sondagem do tipo SPT, com o objetivo de analisar a composição e resistência do solo, foram realizados 3 furos de sondagens (SP-01 SP-02 e SP-03) no terreno obedecendo aos critérios descritos na norma ABNT (2020), conforme foi mencionado no item 2.3 deste trabalho, que trata da sondagem Geotécnica para projeto de fundação. Os pontos no terreno escolhidos para a coleta de dados, são os locais que devem receber as maiores cargas da edificação e os pontos extremos, de modo a obter informações mais amplas. O teste padrão de penetração, ou SPT, do terreno em questão foi realizado em setembro de 2022 por empresa localizada na região.

Na Figura 9 é apresentada a locação dos furos de sondagens realizadas no terreno. Com as amostras de solo extraídas dos 3 furos de sondagem e com a quantidade de golpes empregados para penetrar o amostrador foi realizada a classificação do solo conforme padroniza a ABNT (2020) e mencionado no item 2.3 desse trabalho.

como a máxima carga a ser transmitida e suportada pelo solo, sem majoração (P_k) e com majoração da carga em 1,4 (P_d) conforme ABNT (2019).

Tabela 7 - Carregamentos considerados nas simulações

Edificação	Carga máxima Característica (P_k)	Carga máxima de cálculo (P_d)	Unidade
Térrea	35	49	kN/m
1 pavimento	300	420	kN
2 pavimentos	600	840	kN
4 pavimentos	1200	1680	kN
8 pavimentos	2400	3360	kN
12 pavimentos	3600	5040	kN

Fonte: Autor

Portanto, através dos seis tipos de carregamentos considerados e dos resultados de resistência e composição do solo obtidos no ensaio SPT, foi realizada análise e correlação dos dados obtidos. Essa etapa levou em consideração o exposto no item 2.4 que trata dos critérios para escolha do tipo de fundação. Com base nesse tópico e considerando-se os apontamentos do item 2.1 e seus subitens que explicam os tipos de fundações, foi possível apontar as fundações que melhor se enquadram na formação geotécnica que está sendo analisada.

3.5 Dimensionamento geotécnico das fundações não eliminadas para as cargas de referência

O dimensionamento foi realizado para os elementos de fundação não eliminados na etapa anterior. Ele se baseou nas Equações apresentadas no item 2.5 desse trabalho, a depender do tipo de fundação dimensionada.

Para o caso das Fundações consideradas rasas adotou-se uma cota de apoio padrão para todos os casos, possibilitando com isso comparar os resultados e fazer o levantamento de custo. As sapatas isoladas, para todos os carregamentos foram consideradas quadradas, portanto, com o valor do lado B igual em ambas as direções.

3.6 Definições geométricas das fundações não eliminadas para as cargas de referência

Após o dimensionamento geotécnico das fundações não eliminadas, foi necessário para realizar o levantamento de custos as definições geométricas das fundações rasas e estacas. Para esse dimensionamento foi considerado concreto C20 e aço CA-50 nas sapatas e bloco de coroamento das estacas. Os pilares da edificação foram considerados quadrados, com compressão centrada e com dimensões a depender da quantidade de pavimentos. Para a definição geométrica dos pilares foi utilizado o método disposto nas Notas de aula de projeto de estruturas de concreto armado (2019) em que se considera a majoração das cargas em função da localização do pilar, sendo o coeficiente γ de 1,8 para pilares internos, 2,2 para pilares de extremidades e 2,5 para pilares de canto. O pilar utilizado para o dimensionamento das fundações trata-se de um pilar interno. A Equação 17 indica a área da seção bruta de concreto do pilar para suporte da carga.

$$A_c = \frac{Nd}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s0,002}} \quad (17)$$

Onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

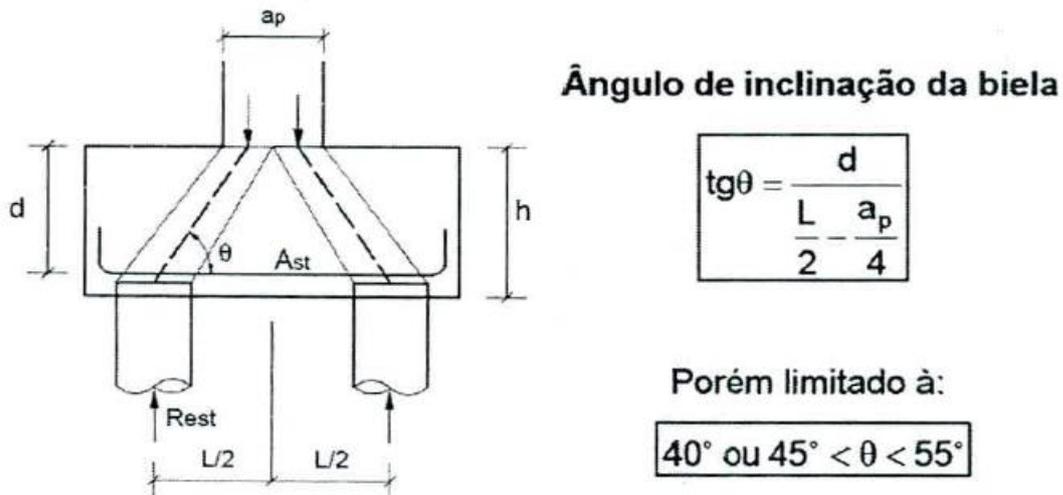
$$\sigma_{s0,002} = 42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho = \text{entre } 0,015 \text{ e } 0,02, \text{ adotado o valor de } 0,015$$

Conforme indica Alonso (2019), para fins de nivelamento do terreno, sempre abaixo das sapatas ou do bloco foi considerado um lastro de concreto magro de 5 centímetros. Para as alturas dos elementos de fundação foi verificada a questão da ancoragem da armadura do pilar nas sapatas e bloco sobre estacas, deixando espaço suficiente para a correta execução. Para esse fim, o comprimento de ancoragem (L_b) do pilar foi considerando reto e em zona de boa aderência. Assim o L_b necessário é dado em função do f_{ck} do concreto do elemento de fundação e do diâmetro das barras do pilar que ancoram na fundação. Esse comprimento é igual a 60% do valor obtido na multiplicação de 44 vezes o diâmetro das barras do pilar (ARAUJO, 2010). A rigidez

também foi verificada para que os blocos e sapatas sejam considerados rígidos através do método das bielas, conforme a Figura 10, e o que consta na ABNT (2014).

Figura 10 – Ângulo de inclinação da biela

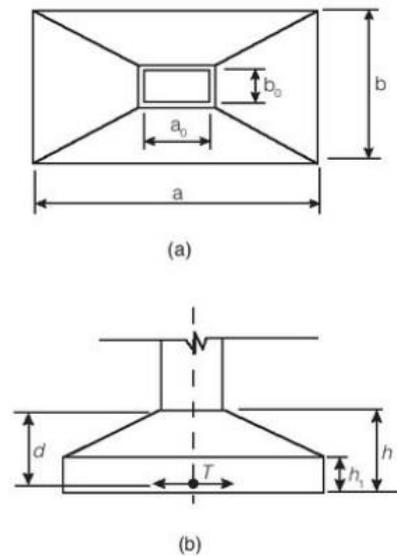


Fonte: Notas de Aula de Projeto de Estruturas de Concreto Armado (2019)

Para a definição geométrica de fundações rasas e conseqüentemente a verificação da altura h e h_1 , conforme visualiza-se na Figura 11, utilizou o que é proposto por Alonso (2019) conhecido como método das bielas. Considerou-se 5 centímetros de cobrimento da armadura e realizou-se as verificações necessárias que a ABNT (2014) propõem, utilizando-se para a altura o maior valor obtido.

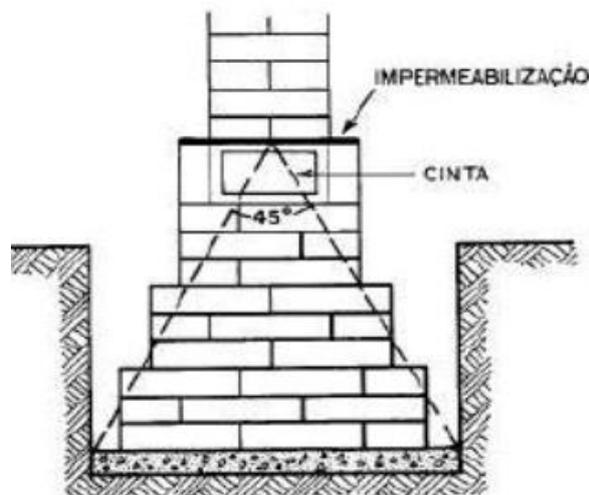
A sapata corrida foi dimensionada levando em conta sua analogia com as fundações do tipo alicerce ou baldrame, conforme exposto no item 2.1.1, para isso foi considerado um ângulo de 45° em sua extremidade superior conforme Figura 12.

Figura 11 - Sapata Isolada retangular



Fonte: Alonso (2019), pg. 170

Figura 12 - Fundação em alicerce



Fonte: Notas de Aula de Fundações (2019)

Já no caso da fundação profunda, a definição geométrica necessária é do bloco de coroamento das estacas. Para dimensionar o bloco em questão tem-se que considerar:

a) A depender da quantidade de estacas, a disposição em torno do centro de carga do pilar é realizada de formas diferentes e deve obedecer a Figura 13. Já a distância (d) entre estacas considerada no trabalho, foi indicada por Velloso & Lopes

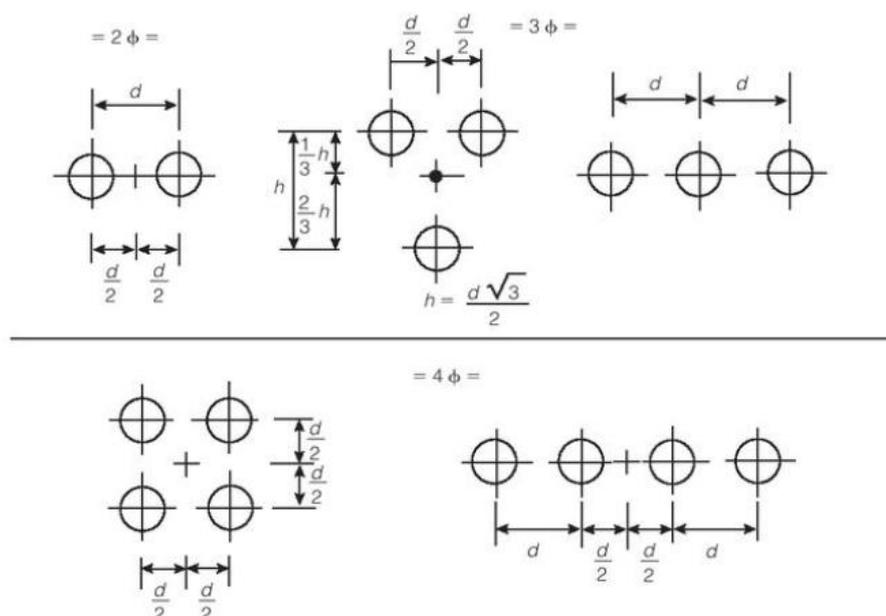
(2010) e Alonso (1983) para as estacas pré-moldadas e Hachich et al. (1998) para o caso das estacas em hélice contínua.

b) Para um bloco com uma estaca: Lado A e B serão iguais, sua dimensão de base será o diâmetro da estaca mais uma sobra em cada um dos lados de 15 centímetros. Já a questão da altura do bloco deve ser de 1,2 o diâmetro da estaca, sem esquecer de fazer as verificações de ancoragem da ferragem do pilar e de rigidez do bloco conforme determina a ABNT (2014). A altura é dada pelo maior valor encontrado, acrescido do embutimento da estaca no bloco de coroamento, que deve ficar entre 5 e 10 centímetros conforme Alonso (2019) sugere.

c) Para um bloco com duas estacas: Lado A e B serão diferentes. O lado A, que é o maior lado, terá sua dimensão de base considerando, o diâmetro da estaca mais a distância entre elas, conforme pode ser visto na Figura 13, e a sobra em cada um dos lados de 15 centímetros. O lado B, será apenas o diâmetro da estaca mais a sobra de 15 centímetro de cada lado. Já a questão da altura do bloco deve realizada através das verificações da biela e ancoragem, adotando-se o maior valor.

d) Bloco com três estacas: Para o trabalho em questão se escolheu as três estacas alinhadas. O dimensionamento do lado A e B acontece da mesma forma que em um bloco de duas estacas. A altura do bloco deve seguir os mesmos critérios descritos acima.

Figura 13 - Distribuição das estacas em torno do centro de carga do pilar



3.7 Levantamento de quantitativos e preços

Conforme Alonso (2019), a escolha dos tipos de fundações mais adequados para determinado local é baseada, primeiramente, em aspectos técnicos. Sendo que após essa análise, se verifica que há mais de uma solução que atende aos parâmetros de segurança no local. É nesse momento que o estudo dos custos se torna importante, pois é o elemento que gera maior economia que irá definir a escolha dentre as soluções existentes. Porém, conforme o autor, estimar o custo de uma fundação, não é uma tarefa fácil. É necessário que o engenheiro entenda todo o processo de execução para poder quantificar cada etapa do serviço. Deve-se considerar, por exemplo, os seguintes itens para um levantamento de custos:

a) Mão de obra: que inclui os serviços de escavação, lançamento e adensamento de concreto, confecção, colocação e remoção de forma, dobramento e colocação de armadura, reaterro, bota fora, cravação e corte da cabeça da estaca (no caso de estacas), entre outros.

b) Escavação: tanto para a execução das fundações rasas quanto para o bloco de coroamento, a escavação deve ser realizada em talude na proporção 1:2 (H:V). Também há a necessidade de se deixar em torno de 50 cm de folga a cada lado do pé da sapata e dos blocos. O cálculo da metragem cúbica de escavação é realizado através da Equação do volume de tronco da pirâmide (ALONSO, 2019).

c) Lastro de concreto magro: serve de regularização da base dos elementos de fundação estudados, deve cobrir toda a base de escavação, portanto as dimensões de base do lastro incluem as dimensões do elemento de fundação, mais o espaçamento em ambos lados.

d) Formas: esse item é dado em m², para a execução de sapatas são necessárias formas para o pé da sapata e para a execução do pilar. O elemento trapezoidal é dimensionado para que não haja a necessidade de formas.

e) Concreto Estrutural: precisa-se calcular o volume de concreto em m³ para que se obtenha o custo desse material. A partir da obtenção do volume de concreto, conforme Alonso (2019) pode-se estimar a quantidade em Kg de ferragem utilizada. Considerar-se- a 50 Kg de ferro para cada m³ de concreto no caso de fundações rasas e para cada m³ de concreto utilizado no bloco de coroamento das estacas se considera 80 kg de ferragem.

f) Reaterro: também faz parte dos custos e deve ser calculado, no caso do trabalho, todo o volume de escavação foi considerado como reaterro, pois se houver alguma sobra de material, como ocorre na prática, esse será reutilizado em alguma outra etapa da obra.

Baseado nestes fatos, foi definido o custo de execução de cada um dos elementos de fundação com base nas premissas expostas em Alonso (2019). O levantamento dos valores que compõem a estimativa de custos fora obtido através de pesquisa junto ao SINAPI, com referência no mês 04/2023 e no estado do Rio Grande do Sul, as composições utilizadas não consideram a desoneração da folha de pagamento. Na tabela 10, é apresentado o código da composição utilizada e o custo unitário do item.

Tabela 8 - Código da composição SINAPI e Custo unitário

Item	Código composição	Custo em R\$ para a unidade em questão
Escavação das sapatas isoladas em m ³	96521	46,11
Concreto magro com 5 cm de espessura em m ²	96619	30,79
Volume de concreto estrutural em m ³	96558	646,61
Formas em m ²	96529	277,98
Armadura em Kg de 1 até 4 pavimentos	96547	11,46
Armadura em Kg de 8 até 12 pavimentos	96549	11,88
Reaterro	96995	51,09
Estaca em hélice contínua diâmetro 30 cm	100651	140,12
Estaca em hélice contínua diâmetro 50 cm	100652	262,57
Estaca em hélice contínua diâmetro 70 cm	100653	432,61
Estaca em hélice contínua diâmetro 80 cm	100654	581,8
Estaca em hélice contínua diâmetro 90 cm	100655	672,71
Estaca Pré-moldada	100658	329,51
Forma para bloco de coroamento	96531	102,51
Concretagem de bloco de coroamento	96557	639,01

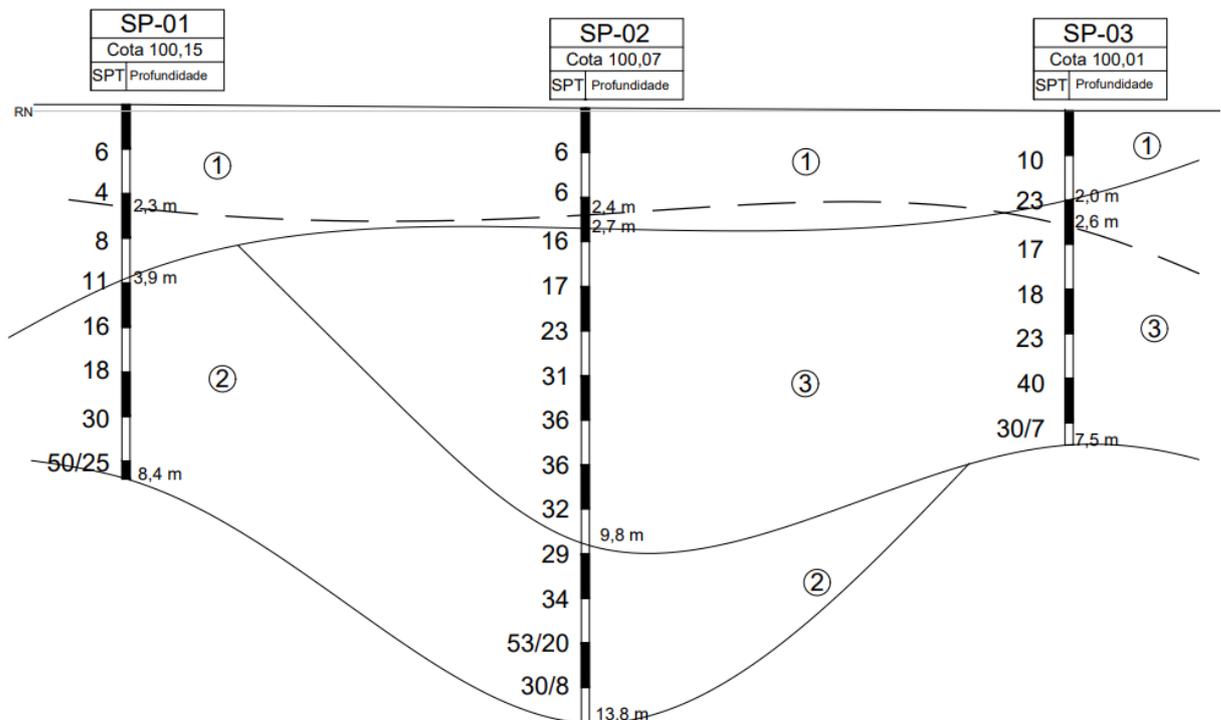
Fonte: Autor

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Realização de ensaio SPT e seus resultados

A partir da realização do ensaio de SPT, conforme Anexo A, constatou-se que o local de estudo possui três camadas de solos distintas, que podem ser analisadas através da Figura 14. Observou-se que as camadas não possuem continuidade, pois apenas o SP 02 apresenta todas as camadas. Verifica-se no terreno a prevalência de solos argilosos e em todos os furos há a presença de nível de água.

Figura 14 - Perfil de subsolo encontrado



- ① ARGILA SILTOSA, CONSISTÊNCIA MÉDIA, COR CINZA
- ② ARGILA SILTOSA, CONSISTÊNCIA DE RIJA A DURA, COR VERMELHA
- ③ ARGILA ARENOSA, CONSISTÊNCIA DE RIJA A DURA, COR CINZA, MARROM, AVERMELHADA E VARIEGADA
- — NÍVEL DE ÁGUA

Fonte: Autor

No furo SP-01 a sondagem foi interrompida em 8,40 metros, pois o índice N_{SPT} final foi igual a 50 golpes para a penetração de apenas 25 centímetros do amostrador.

Neste furo, existem apenas duas camadas distintas de solo, sendo que não foi encontrada a camada 3. Ao considerar do topo para a base, tem-se a camada 1 com espessura de 3,90 metros de solo e logo abaixo a camada 2 com 4,5 metros de espessura. Há a presença de água neste furo a partir de 2,3 metros de profundidade.

A sondagem no furo SP-02 foi a mais profunda, sendo que o processo foi interrompido em 13,80 metros. A sondagem foi interrompida devido à impenetrabilidade a percussão. Esse furo é o único em que foi possível encontrar as 3 camadas de solo. Do topo para a base, a camada 1, possui 2,7 metros de profundidade, a camada intermediária 7,10 metros e a camada de base 4 metros de espessura. A presença de água foi constatada a partir de 2,40 metros de profundidade.

O último furo, SP-03, é o que a sondagem mostrou ser o mais resistente superficialmente. Nele não há a presença da camada 2. O topo apresenta a camada 1 com 2 metros de profundidade e a camada 3 com 5,50 metros de espessura. O limite da sondagem nesse furo alcançou 7,5 metros de profundidade, quando a sondagem se mostrou impenetrável a trado devido a pedregulhos presente no local. Neste ponto com 30 batidas, apenas 7 centímetros penetraram no solo. Há presença de água neste furo também, a partir de 2,60 metros de profundidade.

Ao analisar o tipo de solo encontrado, percebe-se que o local condiz com o que é descrito no item 3.2.2, pois ao considerar a questão geológica e geotécnica tem-se que a formação Santa Maria é composta por rochas sedimentares constituída por pelitos, ao verificarmos o perfil do subsolo encontrado no ensaio SPT constata-se que basicamente ele é constituído de argila, em conformidade com o que está descrito na literatura. Ao considerar a pedologia do local é apontado argissolos, o que é coerente pois o local possui um solo maduro, com um horizonte Bt mais argiloso em relação as camadas acima. Importante frisar que essas camadas acima do horizonte Bt, que é mais arenosa, foi removida no processo de decapagem quando da implantação do loteamento. Por tanto a consulta nos mapas e na literatura propostos pelos autores Noronha, Mizusaki, Bressani (2012) e em Streck *et al.* (2008), ajudam a entender antes mesmo do processo de sondagem que tipo de solo se espera encontrar no local.

4.2 Fundações excluídas previamente a partir dos dados obtidos

A partir do ensaio realizado de sondagem SPT foi possível de antemão excluir alguns tipos de fundações. Previamente, ainda manteve-se as fundações superficiais, pois foi analisada a possibilidade desse elemento em uma profundidade que não atinja o nível de água, já que a sondagem demonstra a presença de água em todos os furos de sondagem e aponta para um terreno com nível de água a partir de 2,30 metros de profundidade.

As fundações em estacas que não podem ser executadas na presença de água foram excluídas, bem como as que de imediato se constata que seu custo seria inviável para o local em questão. Abaixo é apresentada a listagem de elementos de fundação excluídos previamente:

a) Estacas cravadas de madeira - esse tipo de estaca não deve ser utilizado neste local pois devido à presença do nível de água a estaca ficaria parte submersa e parte acima do nível da água, o que cria um ambiente ideal para a proliferação dos fungos, favorecendo a deterioração do material;

b) Estacas escavadas ou moldadas *in loco* - a maioria das estacas moldadas *in loco*, acabam sendo inexequíveis em locais que possuam nível de água, isso porque conforme explicado no item 2.1.2, é necessário um solo sem a presença de água para que a concretagem ocorra adequadamente. Somente pode ser executado estacas escavadas se houver o uso de revestimento ou camisa metálica.

c) Estacas injetadas - sua exclusão aconteceu devido a fatores econômicos, visto que são fundações de alto custo.

d) Estacas metálicas - em comparação com a estaca pré-moldada de concreto possui um custo mais elevado.

Portanto, previamente manteve-se para análise e dimensionamento as fundações superficiais e as estacas pré-moldadas de concreto e hélice contínua. Dessas soluções, somente a última não há fornecedores na cidade, mas há na capital, Porto Alegre.

4.3 Dimensionamento geotécnico e análise das fundações não excluídas

Todo o dimensionamento geotécnico e análise de fundações tanto rasa quanto profunda foi realizado considerando-se somente o furo de sondagem 02, pois é o único

que conforme descrito acima representa de uma forma mais completa o perfil de solo presente no local. Neste furo a sondagem foi a mais profunda, até 13,8 metros e apresentou as três camadas de solo existentes no local.

4.3.1 Fundações Superficiais

No dimensionamento das fundações superficiais, tanto para o uso do método de Cintra, Aoki e Albiero quanto para o método de Ruver, considerou-se os elementos apoiados na cota de 1,50 metros e conforme sugere Hachich *et al.* (1998, pg 733) o bulbo de tensões ficou estipulado em 2B. Para estipular a cota de apoio, foi realizado o dimensionamento para a maior carga, assim para a edificação de 12 pavimentos com 3780 kN de carga majorada, foi estimado como B de projeto 3,30 metros, gerando-se um bulbo de tensões de 6,60 metros e conseqüentemente um Nspt médio de 17. A tensão admissível do solo, nesse caso fica em 340 kPa e há a necessidade de uma área de sapata de 11,12 m² para distribuir a carga no solo. Para os outros níveis de carregamentos, era possível a utilização de profundidade de apoio a partir de 1 metro, mas para fins de comparação de resultados se optou por apoiar todos em 1,50 metros. Na Tabela 11 são apresentados os resultados obtidos. Somente a sapata corrida não atingiu a dimensão mínima sugerida por Alonso (2019) ao utilizar o método de Cintra, Aoki e Albiero. Assim o assumiu-se valor mínimo que é de 60 centímetros.

Tabela 9 - Resultados do dimensionamento das fundações superficiais

Pav	Pk ¹ (KN)	B Projeto (m)		Área Total (m ²)		Área/n ^o pav	
		Mét. Cintra, Aoki e Albiero	Método de Ruver	Método Cintra, Aoki e Albiero	Método de Ruver	Método Cintra, Aoki e Albiero	Método de Ruver
Térreo	35	0,30	0,60	0,31	0,58	0,30	0,60
1	300	1,20	1,50	1,43	2,31	1,43	2,31
2	600	1,60	2,00	2,42	3,87	1,21	1,94
4	1200	2,10	2,50	4,27	6,46	1,07	1,61
8	2400	2,80	3,25	7,64	10,19	0,95	1,27
12	3600	3,30	3,80	11,12	14,63	0,93	1,22

¹ Carga Vertical á compressão Característica

Fonte: Autor

Tabela 10 - Relação, em percentual, entre os métodos para dimensionamento da fundação Superficial

B de projeto (m)			Área (m ²)		
Método de ruver	Método de Cintra, Aoki e Albiero	Diferença entre os métodos(%)	Método de ruver	Método de Cintra, Aoki e Albiero	Diferença entre os métodos(%)
0,60	0,60	0,00	0,60	0,60	0,00
1,50	1,20	20,00	2,31	1,43	37,99
2,00	1,60	20,00	3,87	2,42	37,44
2,50	2,10	16,00	6,46	4,27	33,83
3,25	2,80	13,85	10,19	7,64	25,04
3,80	3,30	13,16	14,63	11,12	24,00

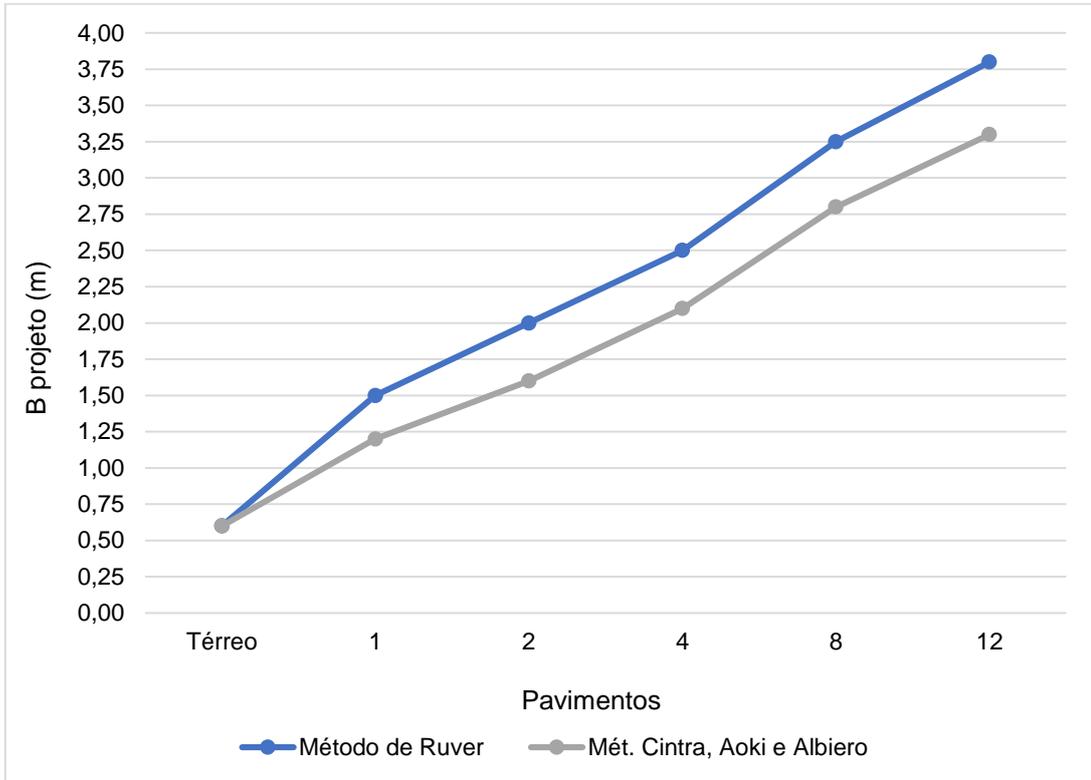
Fonte: Autor

Ao comparar os dois métodos apura-se, conforme Tabela 11 e 12 e nas Figuras 15 e 16, que o método adotado por Ruver é mais conservador que o método de Cintra, Aoki e Albiero. O que explica isso é que o método de Ruver reduz o valor do N_{spt} do solo em 34%, utilizando-se apenas 66% do valor do N_{spt} obtido no bulbo de tensões. Esse método considera a possibilidade do erro, visto que o ensaio é realizado manualmente e apesar de todos os cuidados podem ocorrer erros no momento de sua execução (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Outro fator que demonstra o conservadorismo do método é que para a determinação da tensão admissível do solo, o método de Ruver multiplica o valor de N_{spt} em 10,494 enquanto por Aoki, Cintra e Albiero para a determinação dessa mesma tensão multiplica o N_{spt} obtido por 20. Assim, ao comparar a área total demandada para a sapata transmitir a carga de 12 pavimentos para o solo, no método de Ruver o valor total fica em 14,63 m² enquanto no método de Cintra, Aoki e Albiero a área total fica em 11,12 m², o que representa que a área de ocupação da sapata isolada no terreno, será 24% maior no método de Ruver. Nos pavimentos mais baixos essa diferença é ainda maior, conforme pode ser visualizado na Tabela 12.

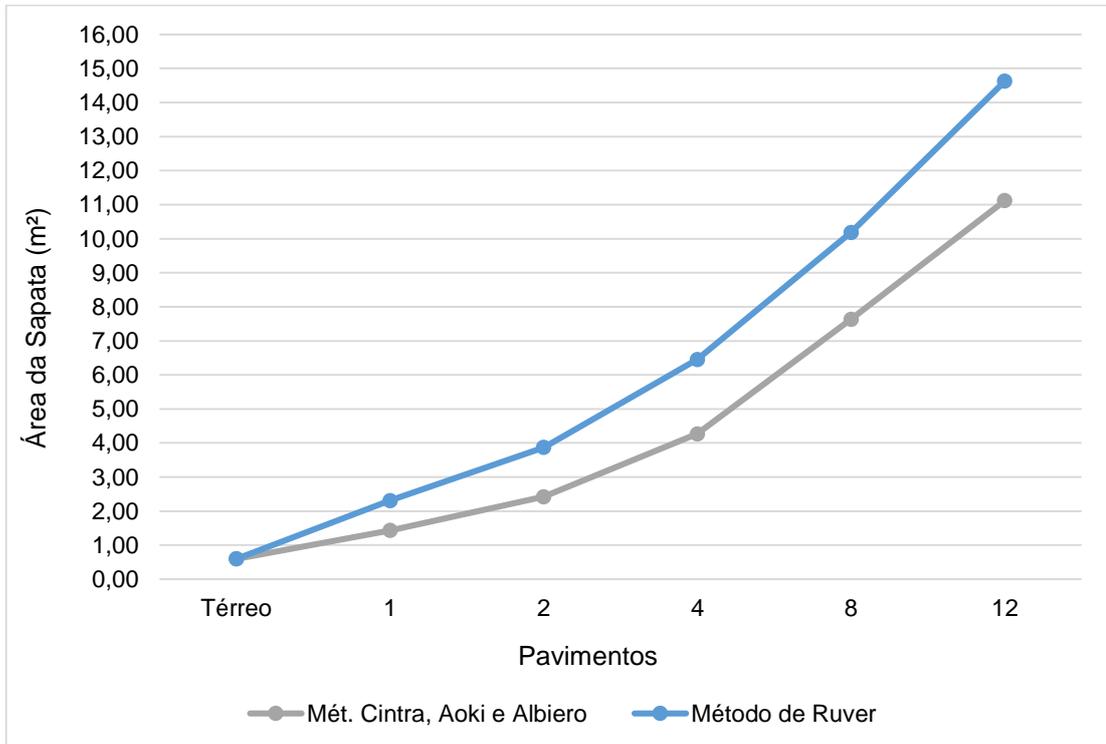
O gráfico da Figura 15 explora a relação entre os pavimentos da edificação e o B de projeto. Em ambos os métodos se percebe que apesar do acréscimo de carga, o aumento, em metros, do B de projeto ocorreu de forma linear conforme o carregamento aumenta. O mesmo ocorre ao analisar o gráfico da Figura 16 que relaciona o número de pavimentos com a área de sapata requisitada para transmitir de forma eficaz a carga para o solo. Percebe-se que conforme há o aumento da carga da edificação a área da sapata também aumenta quase linearmente.

Figura 15 - Relação entre pavimentos e B de projeto da sapata



Fonte: Autor

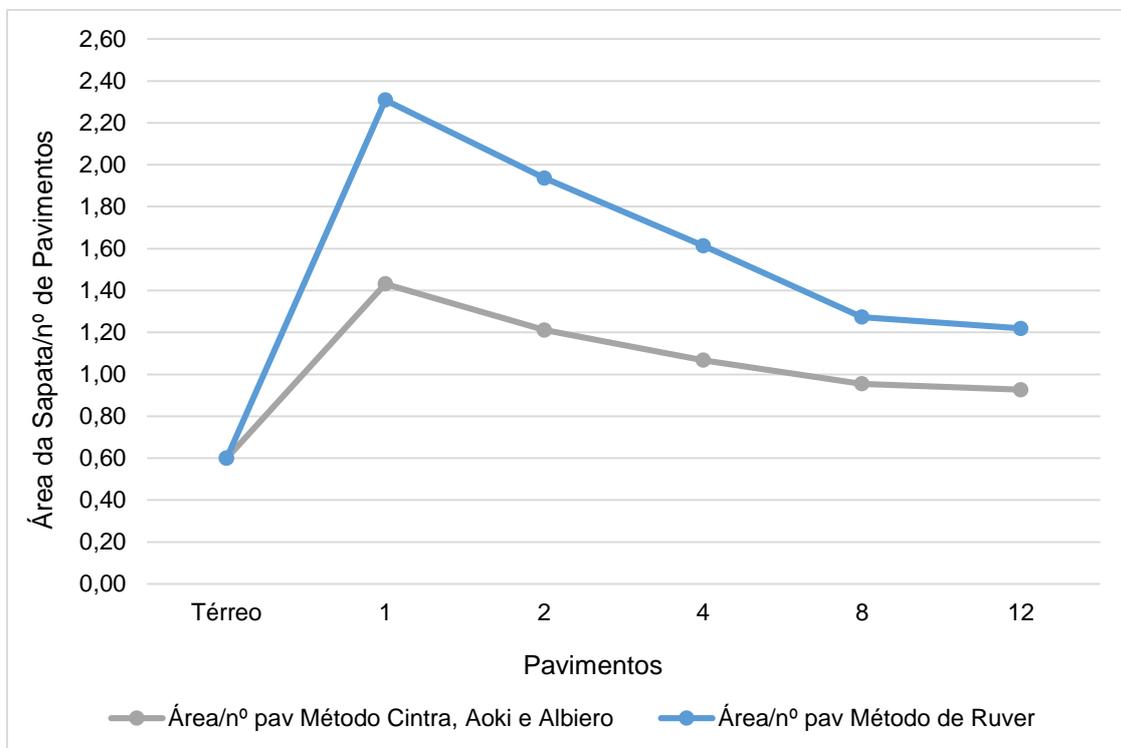
Figura 16 - Relação entre pavimentos e área da sapata



Fonte: Autor

Já a Figura 17, demonstra a relação de diluição da área da sapata em relação ao número de pavimentos da edificação. Percebe-se nesse caso que há uma diluição menor da área da sapata no caso das cargas mais baixas, como para 1, 2 ou 4 pavimentos. Isso demonstra, que a área da sapata não cresce proporcionalmente ao acréscimo de carga da edificação, esse fato demonstra que em proporção o custo do concreto utilizado na fundação é melhor diluído nas edificações mais altas do que nas mais baixas.

Figura 17 – Diluição da área da sapata pelo número de pavimentos da edificação



Fonte: Autor

Ainda que menos a favor da economia, mas mais favorável a segurança o método escolhido para dimensionamento das fundações superficiais, será o método descrito por Ruver, visto que esse é mais conservador.

4.3.2 Fundações em estacas

O dimensionamento das fundações em estacas que não foram eliminadas no item 4.2 desse trabalho podem ser visualizados na Tabela 13 onde é apresentado o dimensionamento da estaca pré-moldada e na Tabela 14 onde os resultados

demonstrados são referentes a hélice contínua. Ao analisar os resultados obtidos na Tabela 13, percebe-se que o método de Décourt e Quaresma se manteve mais conservador que o método de Aoki e Velloso. O consumo de concreto na estaca pré-moldada, para ambos métodos de cálculo, fica igual para a edificação com 1 e 2 pavimentos, sendo que a diferença ocorre a partir de 4 pavimentos.

Para as estacas pré-moldadas, no método de Décourt e Quaresma o consumo de concreto é de 8,30% e 15,40% maior que no método proposto por Aoki e Velloso para as edificações de 8 e 12 pavimentos respectivamente. Somente para 4 pavimentos a situação é inversa, onde o método de Aoki e Velloso é mais conservador e o consumo de concreto é de 27,3% maior que no outro método estudado.

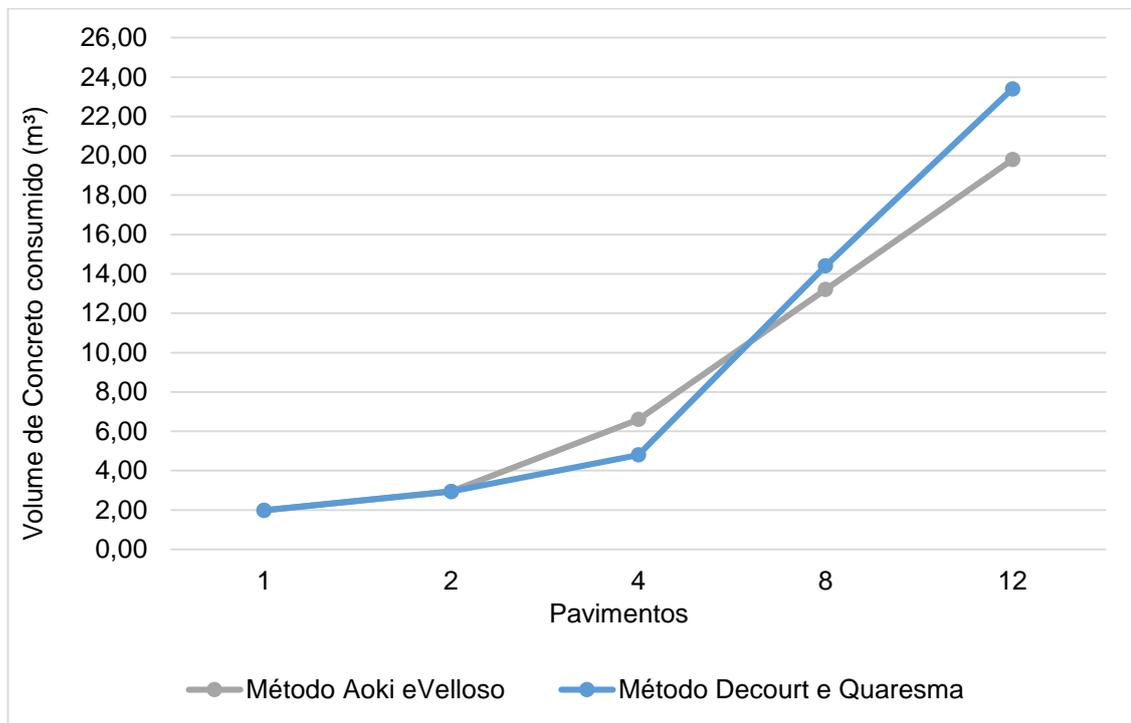
Tabela 11 - Dimensionamento de fundações profundas do tipo estacas Pré-Moldadas de Concreto

Fundações em estacas Pré-moldadas									
Pav	Pk	Métodos adotados							
		Método Aoki e Velloso				Método Décourt e Quaresma			
		n° estacas	D (m)	Profundidade(m)	V(m³)	n° estacas	D (m)	Profundidade(m)	V(m³)
1	300	1	0,33	6	1,98	1	0,33	6	1,98
2	600	1	0,42	7	2,94	1	0,42	7	2,94
4	1200	1	0,60	11	6,60	1	0,60	8	4,80
8	2400	2	0,60	11	13,20	2	0,60	12	14,40
12	3600	3	0,60	11	19,80	3	0,60	13	23,40

Fonte: Autor

O gráfico da Figura 18 demonstra a relação entre o número de pavimentos da edificação e o volume gasto de concreto, em ambos os métodos de cálculo para as estacas pré-moldadas. A forma do gráfico é muito próxima, mas o método de Décourt e Quaresma demonstra um considerável aumento de consumo de concreto a partir de 4 pavimentos. Entre 1 e 4 pavimentos o volume consumido se altera pouco. Esse fato demonstra que do ponto de vista de consumo de concreto é mais vantajoso construir uma edificação de 4 pavimentos do que 1 e 2 pavimentos pois o consumo será aproximado, o que se justifica principalmente se a ideia for a comercialização dos imóveis construídos no local. O aumento considerável do consumo de concreto nas estacas pré-moldadas ocorre a partir de 4 pavimentos e em ambos métodos devido a necessidade de aumentar o número de estacas para as edificações com carga elevada.

Figura 18 - Relação entre número de pavimentos e volume de concreto consumido pelas estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: Autor

Já na estaca do tipo hélice contínua o método de Décourt e Quaresma também se mostrou mais conservador, pois as estacas ficaram apoiadas em cotas mais profundas. Com exceção da edificação com 2 pavimentos que pelo método de Aoki e Velloso ficou com a estaca em uma profundidade de 11 metros, enquanto no método de Décourt e Quaresma a profundidade ficou em 10 metros. A Tabela 14 traz o dimensionamento da estaca em hélice contínua em ambos métodos de cálculo e é possível analisar esses dados.

O consumo de concreto da estaca em hélice contínua para a edificação de 4, 8 e 12 pavimentos no método de Décourt e Quaresma é de 8,33% maior que o consumo no método de Aoki e Velloso. Somente para a edificação de dois pavimentos que o consumo pelo método de Aoki e Velloso é em torno de 10% maior. Para a edificação de apenas 1 pavimento o volume consumido de concreto é o mesmo.

O gráfico da Figura 19, demonstra a relação entre o número de pavimentos da edificação e o volume consumido de concreto. No gráfico é possível perceber que a diferença entre os métodos aplicados é pequena, diferente do que ocorre na estaca pré-moldada. O gráfico ainda demonstra uma linearidade do consumo de concreto até 8 pavimentos, com crescimento aumentado consideravelmente entre 8 e 12

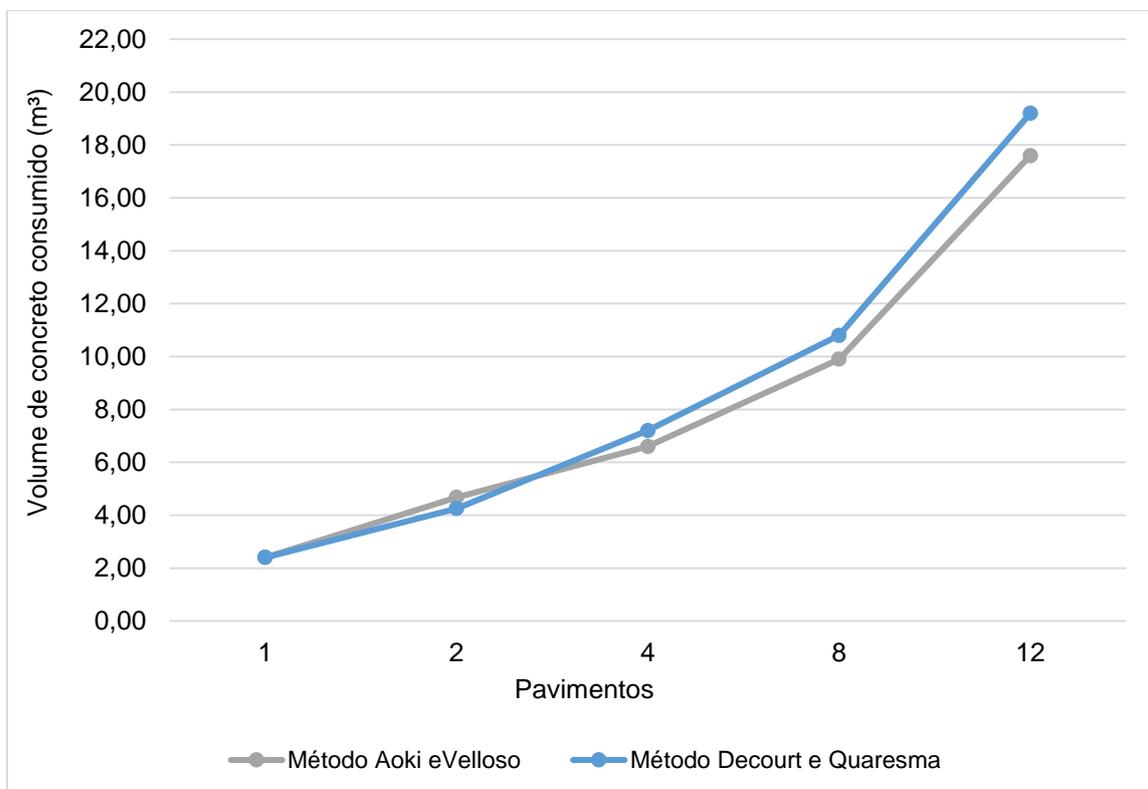
pavimentos. Esse crescimento de consumo de concreto se deve ao acréscimo de mais uma estaca para suportar a carga da edificação com 12 pavimentos.

Tabela 12 - Dimensionamento de fundações profundas do tipo estacas Hélice contínua

Fundações em estaca Hélice Contínua									
Pav	Pk ¹	Métodos adotados							
		Método Aoki eVelloso				Método Decourt e Quaresma			
		n° estacas	D(m)	Profundidade(m)	V(m ³)	n° estacas	D(m)	Profundidade(m)	V(m ³)
1	300	1	0,30	8,00	2,40	1	0,30	8	2,40
2	600	1	0,43	11,00	4,68	1	0,43	10	4,25
4	1200	1	0,60	11,00	6,60	1	0,60	12	7,20
8	2400	1	0,90	11,00	9,90	1	0,90	12	10,80
12	3600	2	0,80	11,00	17,60	2	0,80	12	19,20

Fonte: Autor

Figura 19 - Relação entre número de pavimentos e volume de concreto consumido pela estaca em Hélice contínua



Fonte: Autor

Tanto para as estacas em hélice contínua quanto para as estacas pré-moldadas o método escolhido para dimensionamento geotécnico, foi Dècourt e Quaresma. Ao

comparar os métodos, apesar do proposto por Aoki e Velloso ser mais econômico, pondera-se que o método de Dècourt e Quaresma foi desenvolvido baseado no ensaio SPT. O método proposto por Aoki e Velloso foi criado baseado no CPT e mais tarde modificado, com a inclusão de alguns fatores de ajuste, para a utilização dos dados obtidos no ensaio de SPT.

Portanto, a partir dos dados obtidos no método de Dècourt e Quaresma, compara-se as estacas em estudo. Conforme Tabela 15 e o gráfico da Figura 20, percebe-se que a diluição máxima do volume de concreto em relação ao número de pavimentos, no caso das estacas pré-moldadas, ocorre em 4 pavimentos. Isso demonstra que a edificação ideal em termos de diluição de volume de concreto ocorre neste ponto. As edificações de 1, 2, 8 e 12 pavimentos em proporção ao número de pavimentos consomem mais concreto.

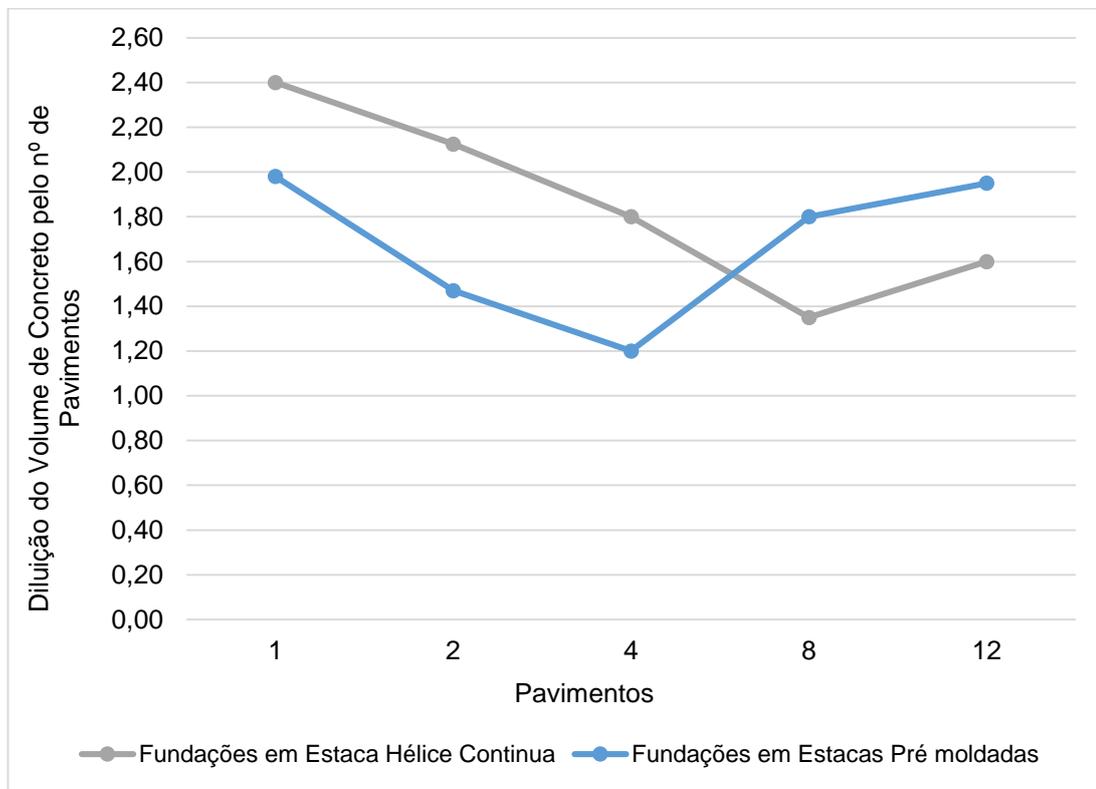
Já ao verificar-se essa mesma questão para as estacas em hélice contínua a relação acaba sendo diferente do caso exposto anteriormente. O gráfico decresce até 8 pavimentos e tem um aumento considerável para 12 pavimentos. Isso significa que para estacas em hélice contínua, a edificação mais vantajosa em relação a diluição do consumo de concreto por pavimentos seria a que possui 8 pavimentos. Para 12 pavimentos o aumento se dá devido a necessidade de 2 estacas para o carregamento em questão.

Tabela 13 - Relação entre volume de concreto consumido pelas estacas por número de pavimentos, considerando o método de Decourt e Quaresma

Pav	Fundações em estaca Hélice Contínua					Fundações em estacas Pré moldadas				
	Método Decourt e Quaresma					Método Decourt e Quaresma				
	n° estacas	D (m)	Profundidade (m)	V(m³)	V/Pav.	n° estacas	D(m)	Profundidade(m)	V(m³)	V/ Pav
1	1	0,30	8	2,40	2,40	1	0,33	6	1,98	1,98
2	1	0,43	10	4,25	2,13	1	0,42	7	2,94	1,47
4	1	0,60	12	7,20	1,80	1	0,60	8	4,80	1,20
8	1	0,90	12	10,80	1,35	2	0,60	12	14,40	1,80
12	2	0,80	12	19,20	1,60	3	0,60	13	23,40	1,95

Fonte: Autor

Figura 20 - Diluição do volume de concreto das estaca pelo número de pavimentos da edificação, através do método de Dècourt e Quaresma



Fonte: Autor

Apesar de se ter os dados referentes a diluição e consumo de concreto de ambas soluções em estacas, ainda não é possível estabelecer qual a mais vantajosa pois os custos não se baseiam somente na questão de consumo de concreto. Existem diversos outros pontos que devem ser levados em consideração conforme exposto no item 3.7 desse trabalho. Para isso, o levantamento de custos dos elementos de fundação, foi abordado no item 4.4.

4.4 Definições geométricas das fundações

4.4.1 Definições geométricas do pilar

Primeiramente para o correto cálculo e definições geométricas da fundação, foi necessário estimar, dimensões, área de concreto e bitola da armadura do pilar que descarrega no elemento de fundação. Conforme considerações realizadas no item 3.6, na tabela 16 pode-se verificar as definições adotadas para os pilares a depender da quantidade de pavimentos.

Tabela 14 - Pré-dimensionamento de pilares e Armadura

Pav	Nk (Kn)	¹ Nd (Kn)	Área da Seção bruta de concreto (cm ²)	Dimensões pilar(Ac=B ²) em cm	Área de aço (cm ²) $\rho = A_s/A_c$	Bitola escolhida em mm
1	300	540	361	19x19	5,42	12,5
2	600	1080	625	25x25	9,38	12,5
4	1200	2160	1225	35x35	18,38	20
8	2400	4320	2025	45x45	30,38	20
12	3600	6480	3025	55x55	45,38	25

¹ Nd= Nk* γ

Fonte: Autor

4.4.2 Fundações Rasas

Para o dimensionamento das sapatas isoladas, se utilizou as considerações realizadas no tópico 3.6, que trata dos parâmetros a se adotar para o dimensionamento das fundações do tipo rasa. A Tabela 17, traz as verificações realizadas e as definições geométricas obtidas para as sapatas isoladas.

Como são quadrados os pilares e sapatas, conforme dimensionamento geotécnico, só é necessário a verificação em um dos lados da sapata. Já para a sapata corrida, se considerou a base, conforme dimensionamento geotécnico e a altura total em 0,85 metros, obtida através das relações trigonométricas. Todos os valores obtidos, conforme Alonso (2019), foram arredondados de 5 em 5 centímetros.

Tabela 15 - Definições Geométricas das sapatas isoladas

Sapata Isolada	B de Projeto em m	Método das Bielas (m) para "d"			Verificação NBR 6118:2014		h adota do	h1=h/3 ou 20 cm	h trapé zio	h pilar enter rado
		$\frac{B - b_0}{4}$	$1,44 * \sqrt{\frac{Nk}{\sigma_a}}$	h = d+ c	Rigidez	Ancora gem				
					$H > \frac{B - b_0}{3}$	(0,6*Lb) +c				
1 pav	1,50	0,33	0,09	0,40	0,44	0,38	0,45	0,20	0,25	1,00
2 pav	2,00	0,44	0,27	0,50	0,58	0,38	0,60	0,20	0,40	0,85
4 pav	2,50	0,54	0,38	0,60	0,72	0,58	0,75	0,25	0,50	0,70
8 pav	3,25	0,70	0,54	0,75	0,93	0,58	0,95	0,35	0,60	0,50
12 pav	3,80	0,81	0,76	0,90	1,08	0,71	1,10	0,40	0,70	0,35

Fonte: Autor

4.4.3 Fundações em estacas

Para as fundações em estacas é necessário definir geometricamente o bloco de coroamento que fica sobre essas e que possui como função transferir a carga da edificação para o elemento de fundação. Se considerou o proposto no item 3.6 desse trabalho para as definições geométricas e os dados obtidos são visualizados nas Tabelas 18 e 19.

Os blocos sobre estacas transferem as cargas do pilar para as estacas de forma distribuída, através do método das bielas para quando há mais de uma estaca. Já no caso, de apenas uma estaca, esse bloco também é conhecido como de transição, pois nesse caso o pilar está alinhado com a estaca. Os valores finais obtidos, conforme Alonso (2019), foram arredondados de 5 em 5 centímetros.

Tabela 16 - Definições geométricas dos blocos sobre estacas em hélice contínua

Pav	n° estacas	∅ (m)	Profundidade (m)	d entre estacas (m)	Embutimento em m	Dimensionamento utilizando considerações de Alonso(2019) em m			Verificações da NBR 6118:2014 e de Lb (m)			
						Lado A bloco	Lado B bloco	h bloco	$h > \frac{A - a}{3}$	$h > \frac{B - b}{3}$	$h > 0,6*(Lb + 0,05)$	h final (m)
1	1	0,30	8	0,75	0,05	0,6	0,6	0,4	0,14	0,14	0,38	0,40
2	1	0,43	10	1,10	0,05	0,75	0,75	0,6	0,17	0,17	0,38	0,60
4	1	0,60	12	1,50	0,05	0,9	0,9	0,8	0,18	0,18	0,58	0,80
8	1	0,90	12	2,25	0,1	1,2	1,2	1,2	0,25	0,25	0,58	1,20
12	2	0,80	12	2	0,1	3,1	1,1	1,0	0,85	0,18	0,71	1,00

Fonte: Autor

Tabela 17 - Definições geométricas dos blocos sobre estacas pré-moldadas

Pav	n° estacas	Ø (m)	Profundidade (m)	d entre estacas (m)	Embutimento em m	Dimensionamento utilizando considerações de Alonso(2019) em m			Verificações da NBR 6118:2014 e de Lb (m)			
						Lado A bloco	Lado B bloco	h bloco coroamento	$h > \frac{A - a}{3}$	$h > \frac{B - b}{3}$	$h > 0,6^* (Lb + 0,05)$	h final (m)
1	1	0,33	6	0,9	0,05	0,65	0,65	0,45	0,15	0,15	0,38	0,45
2	1	0,42	7	1,1	0,05	0,75	0,75	0,55	0,17	0,17	0,38	0,55
4	1	0,60	8	1,5	0,05	0,9	0,9	0,80	0,18	0,18	0,58	0,80
8	2	0,60	12	1,5	0,1	2,4	0,9	0,75	0,68	0,15	0,58	0,75
12	3	0,60	13	1,5	0,1	3,9	0,9	0,25	1,15	0,12	0,71	1,15

Fonte: Autor

4.5 Análise de custos

4.5.1 Levantamento de quantitativos e análise de custos das fundações rasas

Com as dimensões dos elementos de fundações em mãos foi possível iniciar o levantamento de quantitativos, conforme disposto no item 3.7 desse trabalho. Na tabela 20, é possível verificar os volumes escavação, reaterro, concreto magro e estrutural, área de madeira para formas e quantidade de armadura em Kg necessários para a execução das sapatas para os diversos carregamentos.

A partir dos dados expostos na Tabela 20 foi possível buscar junto ao SINAPI as composições e verificar os custos de cada uma das etapas citadas acima. O levantamento de quantitativos e custos da sapata do tipo corrida é para cada 5 metros de parede. A Tabela 21, demonstra o custo total para a execução de sapatas para os diferentes níveis de carregamento.

Tabela 18 - Levantamento de quantitativos das sapatas

Sapata	Vol. Escavação (m³)	Concreto magro (m³)	Volume de concreto em m³			Forma(m²)		Armadura (Kg)	Reaterro (m³)
			Saia + pilar	Trapézio	Total	Rodapé	Pilar		
Isolada-1 pav	16,13	0,31	0,48	0,27	0,71	1,20	0,76	35,42	15,10
Isolada-2 pav	21,38	0,45	0,85	0,63	1,48	1,60	0,85	73,92	19,45
Isolada-4 pav	27,38	0,61	1,95	1,24	2,88	2,50	0,98	144,16	23,88
Isolada-8 pav	37,78	0,90	3,80	2,49	6,29	4,55	0,90	314,28	30,59
Isolada-12 pav	46,49	1,15	5,88	3,99	9,87	6,08	0,77	493,36	35,47
Corrida	5,355	0,18	0,51			9,52		8,925	5,355

Fonte: Autor

Tabela 19 - Levantamento de custos da execução de sapatas

Sapata	Custo em R\$						Total em R\$
	Volume escavação	Concreto magro	Concreto estrutural	Formas	Armadura	Reaterro	
Isolada-1 pav	743,80	9,54	459,09	544,84	405,91	771,45	2934,60
Isolada-2 pav	985,80	13,85	956,98	681,05	847,12	993,70	4478,50
Isolada-4 pav	1262,50	18,78	1862,23	967,37	1652,07	1220,02	6983,00
Isolada-8 pav	1742,00	27,71	4067,17	1514,99	3733,64	1562,84	12648,40
Isolada-12 pav	2143,70	35,40	6382,04	1904,16	5861,11	1812,16	18138,50
Corrida	246,90	5,54	329,77	2646,37	102,28	273,58	3604,50

Fonte: Autor

4.5.2 Levantamento de quantitativos e análise de custos das estacas

Do mesmo modo que ocorre para as fundações do tipo rasas, as fundações em estacas também necessitam do levantamento de quantitativos para que a estimativa de custo se torne muito próxima da realidade. Portanto, obedecendo aos critérios estabelecidos no item 3.7, realizou-se o levantamento de quantitativos conforme Tabela 22 e Tabela 23, para a estaca em hélice contínua e pré-moldada respectivamente. Logo após, utilizando as composições do SINAPI, foi realizada a estimativa de custos da estaca em hélice contínua, conforme Tabela 24 e da estaca pré-moldada conforme a Tabela 25.

Tabela 20 - Levantamento de quantitativos da estaca em hélice contínua

Estacas	Estaca profundidade(m)	Vol. Escavação (m³)	Concreto magro (m³)	Volume de concreto em m³	Forma (m²)	Armadura (Kg)	Reaterro (m³)
1 pav	8	1,30	0,018	0,14	0,96	11,52	1,30
2 pav	10	2,35	0,028	0,34	1,80	27	2,35
4 pav	12	3,76	0,041	0,65	2,88	51,84	3,76
8 pav	12	7,85	0,072	1,73	5,76	138,24	7,85
12 pav	24	10,75	0,171	3,41	8,40	272,8	10,75

Fonte: autor

Tabela 21 - Levantamento de quantitativos da estaca Pré-moldada

Estacas	Estaca profundidade(m)	Vol. Escavação (m³)	Concreto magro (m³)	Volume de concreto em m³	Forma(m²)	Armadura (Kg)	Reaterro (m³)
1 pav	6	1,56	0,021	0,19	1,17	27,04	1,56
2 pav	7	2,14	0,028	0,31	1,65	36	2,14
4 pav	8	3,76	0,041	0,65	2,88	61,56	3,76
8 pav	24	6,17	0,113	1,69	5,1	172,8	6,17
12 pav	39	13,9	0,180	4,14	11,27	336,96	13,9

Fonte: autor

Tabela 22 - Levantamento de custos para a estaca pré-moldada

Estaca	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Total em R\$			
	Comprimento estaca	Volume escavação	Concreto magro	Concreto estrutural	Formas	Armadura	reaterro	
1 pav	1977,06	71,93	0,65	122,86	325,24	309,88	79,70	2887,31
2 pav	2306,57	98,68	0,86	200,45	458,67	412,56	109,33	3587,12
4 pav	2636,08	173,37	1,26	420,30	800,58	705,48	192,10	4929,17
8 pav	7908,24	284,50	3,48	1092,77	1417,70	2052,86	315,23	13074,78
12 pav	12850,89	640,93	5,54	2676,97	3132,83	4003,08	710,15	24020,40

Fonte: autor

Tabela 23 - Levantamento de custos para a estaca em hélice contínua

Estaca	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Custo Total em R\$	Total em R\$			
	Comprimento estaca	Vol. escavação	Concreto magro	Concreto estrutural	Forma	armadura	reaterro	
1 pav	1120,96	59,94	0,55	90,53	266,86	132,02	66,42	1737,28
2 pav	2625,70	108,36	0,86	219,85	500,36	309,42	120,06	3884,61
4 pav	5191,32	173,37	1,26	420,30	800,58	594,09	192,10	7373,02
8 pav	8072,52	361,96	2,22	1118,64	1601,16	1642,29	401,06	13199,85
12 pav	13963,20	495,68	5,27	2204,94	2335,03	3240,86	549,22	22794,20

Fonte: autor

Portanto, ao se analisar a questão de custos das fundações em estacas conforme Tabela 26, percebe-se que para os níveis de carregamentos considerados, a estaca em hélice contínua se mostrou mais econômica para a edificação de 1 e 12 pavimentos. Na edificação com apenas 1 pavimento a diferença de custo gira em torno de 40%, enquanto na edificação 12 pavimentos essa diferença reduz e as duas soluções ficam muito próximas sendo que a estaca em hélice contínua possui um custo menor em torno de 5,10% ao comparar com a estaca pré-moldada.

Já para as cargas intermediárias como 2, 4 e 8 pavimentos a estaca pré-moldada se mostrou mais vantajosa conforme pode-se ver na Tabela 26. A edificação de 4 pavimentos é a que possui a maior diferença de valores, ao utilizar a estaca pré-moldada a economia gira em torno de 33,15%. Já para a edificação de 2 e 8 pavimentos a diferença é pequena entre as soluções ficando em torno de 7,70% e 0,95% respectivamente. Um importante ponto a ser ressaltado é que os resultados obtidos não levam em consideração questões de mobilização e de tempo de execução que a depender da região pode alterar os valores dos elementos de fundação consideravelmente.

Tabela 24 - Comparação do custo final entre estacas

Estaca	Hélice Contínua	Pré-moldada	Diferença do custo em R\$	Diferença em % do custo
	Total em R\$	Total em R\$	R\$	%
1 pav	1737,28	2887,31	1150,03	39,83
2 pav	3884,61	3587,12	297,49	7,66
4 pav	7373,02	4929,17	2443,85	33,15
8 pav	13199,85	13074,78	125,07	0,95
12 pav	22794,20	24020,40	1226,19	5,10

Fonte: autor

4.5.3 Análise de custos entre fundações rasas e profundas

Ao analisarmos os custos das fundações, conforme Tabela 27 e a Figura 21, percebe-se que a sapata isolada, ficou com custo mais elevado do que da estaca em hélice contínua e pré-moldada nas edificações mais baixas (de 1, 2 e 4 pavimentos), provavelmente isso ocorre devido as dimensões de base elevadas da sapata e que pouco diluem nas edificações mais baixas. Outro fator que influencia diretamente é a questão de que não foi considerado mobilização e tempo de execução nesses cálculos, já que o item mobilização pesa muito no custo das estacas enquanto ao considerar tempo de execução, a depender de cota de apoio e dimensões da sapata as soluções em estacas mostram grande velocidade de execução.

Em todos os casos se percebe que nas edificações mais baixas os custos não se diluem tanto, como acontece nas mais altas. O que se identifica é que no caso das estacas pré-moldadas a diluição ocorre até 4 pavimentos, a partir daí o custo passa a não diluir, isso ocorre devido ao aumento do número de estacas. O mesmo ocorre para a hélice contínua, onde a maior diluição do custo ocorre em 8 pavimentos, entre 8 e 12 pavimentos essa diluição não ocorre devido ao aumento do número de estacas para suportar a carga. As questões expostas são visualizadas na Figura 21.

Portanto, a escolha do elemento de fundação para a edificação em questão levando em consideração os custos, para a edificação com 1 pavimento à estaca em hélice contínua se mostrou mais atrativa, sendo que esse elemento se mostrou menos custosa somente para esse carregamento. Para 2 e 4 pavimentos à estaca pré-moldada é mais vantajosa. Já para a edificação com maiores cargas, como é o caso de 8 e 12 pavimentos a escolha é pela fundação rasa. A sapata corrida para essa

formação geotécnica não se mostrou vantajosa visto que para cada 5 metros de parede construída o custo da fundação seria maior que a sapata isolada para 1 pavimento.

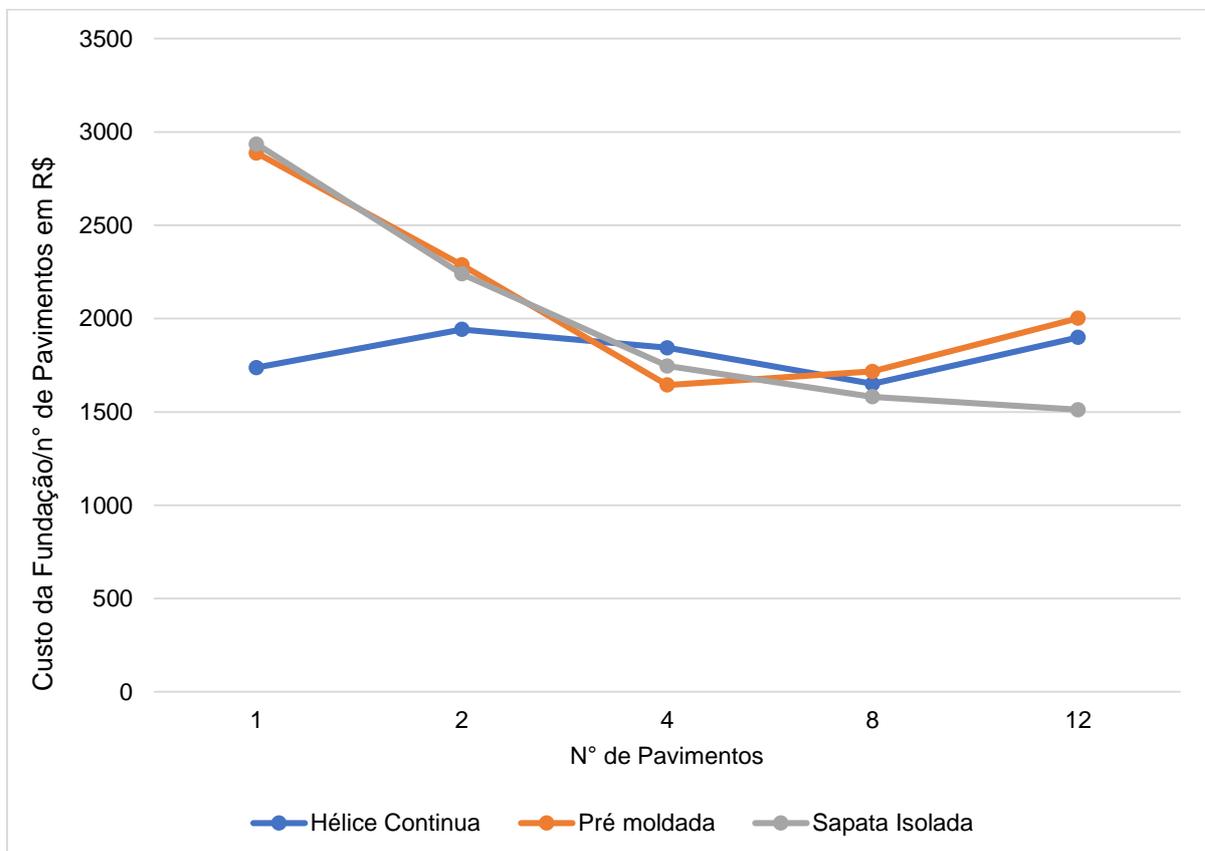
Com exceção da hélice contínua, as demais soluções há empresas executoras na região. Por sua vez a hélice contínua é executada somente por empresas localizadas na capital do Estado.

Tabela 25 - Comparação do custo final entre Fundações

Pavimentos	Hélice Contínua	Pré-moldada	Sapata Isolada
	Total em R\$	Total em R\$	Total em R\$
1	1737,28	2887,31	2934,60
2	3884,61	3587,12	4478,50
4	7373,02	4929,17	6983,00
8	13199,85	13074,78	12648,40
12	22794,20	24020,40	18138,50

Fonte: Autor

Figura 21 - Diluição do custo de Fundação pelo número de pavimentos



Fonte: Autor

CONCLUSÕES

Primeiramente partir dos resultados obtidos através do ensaio de SPT foi possível constatar que o local de estudo condiz com o que é descrito na literatura pelos autores Noronha, Mizusaki, Bressani (2012) e em Streck *et al.* (2008) e ajudam o engenheiro a entender antes mesmo do processo de sondagem que tipo de solo se encontrará no local. Considerando a questão geológica, geotécnica e pedológica do local estudado tem-se que a formação Santa Maria é composta por rochas sedimentares constituída por pelitos, ao verificarmos o perfil do subsolo encontrado no ensaio SPT constata-se que basicamente ele é constituído de argila, em conformidade com o que é descrito pelos autores. Ao considerar a pedologia do local é apontado argissolos, o que é coerente pois o local possui um solo profundo e bastante intemperizado, com um horizonte Bt mais argiloso em relação as camadas acima, lembrando-se que essas camadas foram retiradas na implantação do loteamento. Também através do ensaio de SPT, verificou-se que os tipos de fundações mais viáveis para este local são as fundações do tipo superficiais, pois conseguiu-se apoiar em uma cota acima do nível de água e fundações em estacas em hélice contínua e pré-moldada.

Observou-se que as fundações do tipo superficiais possuem uma maior tendência de dissolução dos custos da fundação conforme o número de pavimentos cresce, mostrando inclusive ser mais vantajoso a construção de uma edificação de 8 a 12 pavimentos do que construir apenas 1 ou 2 pavimentos principalmente se o objetivo dessa construção for a comercialização. Já no caso da estaca pré-moldada, para até 4 pavimentos percebe-se a mesma tendência das fundações em sapatas isoladas, há uma maior diluição do custo da fundação ao considerar-se o aumento de pavimentos da edificação. Para o caso da edificação com 8 e 12 pavimentos percebeu-se a redução dessa diluição e isso ocorre devido a necessidade de aumentar o número de estacas para suportar os carregamentos.

A estaca em hélice contínua por sua vez demonstrou que a relação entre custo da fundação proporcionalmente ao número de pavimentos possui pequena diferença entre as diferentes cargas aplicadas. Ao comparar ambas estacas, para 1 e 12 pavimentos à estaca em hélice contínua demonstra ser mais vantajosa. Importante ressaltar que não foi considerado nesse trabalho para levantamento de custos

mobilização e tempo de execução, que podem alterar totalmente os valores dos elementos de fundação a depender da região do país que estão sendo executadas.

Assim ficou definido que para a edificação de apenas 1 pavimento, nesse perfil geológico, a hélice contínua é a que possui o menor custo de execução. Já para as cargas mais altas a sapata isolada mostrou-se mais vantajosa, apesar de dimensões robustas e de não se considerar a questão do tempo de execução. Já a estaca pré-moldada demonstrou ser vantajosa para a edificação de 2 e 4 pavimentos.

Para possíveis contribuições futuras, poderiam ser realizadas outros estudos que utilizassem esse trabalho como base, levando-se em conta algum terreno nesta mesma formação geotécnica, mas que não apresentasse nível de água, pois esse fator acabou excluindo previamente diversos modelos de fundações, que talvez seriam interessantes de serem estudadas. Também seria interessante um estudo nessa formação geológica- geotécnica, mas com um projeto estrutural, em que as cargas de projeto fossem reais e não apenas estimadas, assim poderia se comparar os dados obtidos no trabalho com o modelo real, descobrindo-se assim se as estimativas estavam corretas. Um complemento a esse trabalho seria a realização da análise de questões de ruptura e recalque. Se possível também poderia ser realizado um levantamento de custos considerando as questões de tempo de execução e mobilização, dados esses que não foram levados em consideração no trabalho.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. Exercícios de fundações. -3. ed.- São Paulo: Blucher, 2019.

ARAUJO, José Milton de. Curso de concreto armado. -3. ed.- Rio Grande: Dunas, 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de fundações. ABNT NBR 6122, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de estruturas de concreto-procedimento. ABNT NBR 6118, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. ABNT NBR 6484, 2020.

Bacia do Paraná. Wikipédia, 2023. Disponível em: < https://pt.wikipedia.org/wiki/Bacia_do_Paran%C3%A1>. Acesso em: 20 de abril 2023

BOTELHO, Manoel Henrique. Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil. São Paulo: Blucher, 2015.

BRASIL. Caixa Econômica Federal. SINAPI. Brasília. Disponível em: < https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_660> Acesso em 11 jun 2023.

BRASIL. Serviço Geológico do Brasil (CPRM). A Bacia Paraná. Brasília. Disponível em: < http://sgbeduca.cprm.gov.br/adultos_geociencias_bacia_parana.html > Acesso em 11 abril 2023.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

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

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. Fundações por estacas: Projeto Geotécnico. -1. ed.- São Paulo: Oficina de textos, 2010.

DAS, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DONIN, Christian. Projeto de estruturas de concreto armado. Notas de Aula. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2019.

HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

JELINEK, Andréa Ritter; SOMMER, Carlos Augusto. Contribuições a geologia do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina. Sociedade Brasileira de geologia- Porto Alegre: Compasso Lugar, 2021. Disponível em: <

<https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/221976/001126517.pdf?sequence=1&isAllowed=y> > Acesso em 02 abril 2023.

MILANI, Edson J.; RAMOS, Vitor A. Orogenias paleozoicas no domínio sul-ocidental do gondwana e os ciclos de subsidência da bacia do paraná. Revista Brasileira de Geociências. Revista Brasileira de Geociências, 1998. Disponível em: < <http://isarm-americas.org/files/Bibliografia%20Guarani/Bibliografia%20Guarani/Catalogados/1998MilaniyRamosRBG.pdf> > Acesso em 02 abril 2023.

MORELATTO, Rodrigo. Bacia do Paraná - Sumário Geológico e Setores em Oferta. Brasília: ANP, 2017. Disponível em: < https://www.gov.br/anp/pt-br/rodadas-anp/rodadas-concluidas/concessao-de-blocos-exploratorios/15a-rodada-licitacoes-blocos/arquivos/areas-oferecidas/sumario_geologico_r15_parana.pdf> Acesso em 21 abril 2023.

NERVIS, Leandro Olivio. Fundações. Notas de Aula. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2019.

NORONHA, F. L., MIZUSAKI, A. M., & BRESSANI, L. A. (2012). O mapeamento geológico-geomorfológico como uma ferramenta para obtenção de informações geotécnicas preliminares: estudo de caso na área urbana de Santa Cruz do Sul (RS, Brasil). Pesquisas Em Geociências, 39(2), 127–145. Disponível em < https://doi.org/10.22456/1807-9806.35908_> Acesso em: 06/05/2022.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso Básico de mecânica dos solos. -3. Ed.- São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, Rudney C. Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil. São Paulo: Blucher, 2016.

RIO GRANDE DO SUL. Atlas socioeconômico do Rio Grande do Sul. Secretaria de Planejamento, Governança e Gestão/SPGG. Departamento de Planejamento Governamental. Porto Alegre, 2021.

RUVER, Cesar Alberto. Determinação do Comportamento Carga-Recalque de Sapatas em Solos Residuais a partir de Ensaio SPT. Dissertação de Mestrado - Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/6092/000524864.pdf?sequence=1> > Acesso em 25 maio 2022.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. – 2. Ed.- São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Narali Marques da; TADRA, Rafaela Marques. S. Geologia e pedologia. – 1. ed. – Curitiba: Intersaberes, 2017.

STRECK, E. V. et al. Solos do Rio Grande do Sul. 2. ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WELTER, Matheus Luis. Estudo comparativo entre modelos de obtenção de tensão admissível do solo e previsão de recalques de fundações superficiais baseados no nspt e em parâmetros de resistência e deformabilidade. Trabalho de conclusão de Curso. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2014.

ANEXO A - Boletim de Sondagem SPT

Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº OS nº 4614		
								Furo SP 01 Cota 100,15		Nº de golpes/ 30 cm		
								SPT - Standart Penetration Test		30 cm finais		
								Camadas - Classificação dos solos		10 --- 20 30 iniciais 40 50		
5	6			0		1	0,30	Solo vegetal				
4	4				2	1,50	Argila siltosa cor cinza claro					
7	8				3	2,40	Argila siltosa pouco arenosa cor cinza					
10	11			95	4	3,90	Argila siltosa cor cinza claro					
14	16				5		Argila siltosa cor vermelha					
16	18				6							
24	30				7							
32	50/25				8	8,40						
				90		9		↑ Limite de sondagem à percussão - Interrompido por solicitação do cliente.				
						10						
				85		11						
						12						
						13						
				80		14						
						15						
						16						
						17						
						18						
						19						
				75		20						
						21						
						22						
						23						
						24						
						25						
						26						
						27						
						28						
				70		29						
						30						
Profundidade nível d'água						Amostrador	Revestimento	Ø 2 3/8 "	Data			
Inicial 2,50 m 05/09/2022						Ø interno 1 3/8 "	Peso	65,0 kg	Início 05/09/2022			
Final 2,30 m 05/09/2022						Ø externo 2 "	Altura de queda	75,0 cm	Término 05/09/2022			

Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº OS nº 4614		
								Furo SP 02 Cota 100,07	SPT - Standart Penetration Test	Nº de golpes/ 30 cm		
Camadas - Classificação dos solos								30 cm finais		30 cm iniciais		
5	6			0		1	0,30	Solo vegetal	10		20	
6	6					2	2,70	Argila siltosa cor cinza claro	20		30	
11	16					3	3,50	Argila siltosa cor cinza, com cascalhos	20		30	
14	17		95			4		Argila arenosa cor cinza claro	20		30	
17	23					5			20		30	
23	31					6			20		30	
26	36					7			20		30	
26	36					8		Argila siltosa cor vermelha	20		30	
23	32		90			9	9,80		20		30	
25	29					10			20		30	
30	34					11		↑ Limite de sondagem - Impenetrável à percussão.	20		30	
38	53/20					12			20		30	
30/8						13	13,80		20		30	
						14			20		30	
						15			20		30	
						16			20		30	
						17			20		30	
						18			20		30	
						19			20		30	
						20			20		30	
						21			20		30	
						22			20		30	
						23			20		30	
						24			20		30	
						25			20		30	
						26			20		30	
						27			20		30	
						28			20		30	
						29			20		30	
						30			20		30	
Profundidade nível d'água						Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data		
Inicial 2,50 m 05/09/2022						Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 05/09/2022		
Final 2,40 m 05/09/2022						Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		Término 05/09/2022		

Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº OS nº 4614	
								Furo SP 03 Cota 100,01	SPT - Standart Penetration Test	Nº de golpes/ 30 cm	30 cm finais
8	10					1	0,40	Solo vegetal			
16	23					2	2,00	Argila arenosa cor cinza claro			
13	17					3	2,90	Argila siltosa pouco arenosa cor marrom, com cascalhos			
17	18			95		4	4,00	Argila arenosa cor marrom avermelhado			
22	23					5	5,40	Argila siltosa cor cinza, com cascalhos			
36	40					6		Argila arenosa cor variegada, com cascalhos			
40/22	30/7					7	7,50	↑ Limite de sondagem - Impenetrável ao trado (pedregulhos/pedras).			
				90		8					
						9					
				85		10					
						11					
						12					
						13					
				80		14					
						15					
						16					
						17					
						18					
				75		19					
						20					
						21					
						22					
						23					
						24					
						25					
						26					
						27					
				70		28					
						29					
						30					
Profundidade nível d'água						Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data	
Inicial 2,50 m 05/09/2022						Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 05/09/2022	
Final 2,60 m 05/09/2022						Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		Término 05/09/2022	