

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

RAPHAEL DO AMARANTE GOMES

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE RADIER LISO E ESTACA PRÉ-
MOLDADA PARA UMA RESIDÊNCIA POPULAR NA REGIÃO DA GRANDE
FLORIANÓPOLIS**

FLORIANÓPOLIS, 2022.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

RAPHAEL DO AMARANTE GOMES

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE RADIER LISO E ESTACA PRÉ-
MOLDADA PARA UMA RESIDÊNCIA POPULAR NA REGIÃO DA GRANDE
FLORIANÓPOLIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Santa
Catarina como parte dos requisitos para
obtenção do diploma de Engenheiro Civil.

Orientadora:
Profa. Me. Marcia Maria Machado Steil

FLORIANÓPOLIS, 2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Gomes, Raphael

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE RADIER LISO
E ESTACA PRÉ-MOLDADA PARA UMA RESIDÊNCIA POPULAR NA REGIÃO
DA GRANDE FLORIANÓPOLIS / Raphael Gomes; orientação
de Marcia Maria Machado Steil. - Florianópolis,
SC, 2022.**

97 p.

**Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.**

Inclui Referências.

**1. Fundação. 2. Estaca. 3. Radier. I. Machado Steil,
Marcia Maria. II. Instituto Federal de Santa Catarina.
III. ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE RADIER
LISO E ESTACA PRÉ-MOLDADA PARA UMA RESIDÊNCIA POPULAR
NA REGIÃO DA GRANDE FLORIANÓPOLIS.**

**ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE RADIER LISO E ESTACA PRÉ-
MOLDADA PARA UMA RESIDÊNCIA POPULAR NA REGIÃO DA GRANDE
FLORIANÓPOLIS**

RAPHAEL DO AMARANTE GOMES

ESTE TRABALHO FOI JULGADO ADEQUADO PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO CIVIL EM 2022 E APROVADO NA SUA FORMA FINAL PELA
BANCA EXAMINADORA DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO
FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA CATARINA.

FLORIANÓPOLIS, 27 DE JULHO, 2022.

BANCA EXAMINADORA:

FERNANDA SIMONI SCHUCH, PROF. DRA.

MARCIA MARIA MACHADO STEIL, PROF. ME.

KRISTIANO TRAMONTIM KOCH, ENG. CIVIL
PROSPER PROJETOS E CONSULTORIA

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por ter me dado saúde, força e dedicação para a realização deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Raphael e Agueda, e aos meus avós, Vilma, Vlademir, Generci e João por serem os meus maiores exemplos, por toda a dedicação, incentivo, amor e apoio para que essa formação fosse possível.

À minha namorada Camila, por ter me dado motivação, apoio, auxílio e paciência durante toda a realização deste trabalho.

Agradeço à professora e orientadora Marcia Maria Machado Steil, pela orientação, confiança e disponibilidade durante todo o processo deste trabalho.

Aos integrantes da banca, professora Fernanda Simoni Schuch e Kristiano Tramontin Koch.

Aos colegas e amigos, Felipe, Vitor e Luiz por ajudarem a superar todas as dificuldades durante toda a formação.

“A maior recompensa para o trabalho do homem não é o que ele ganha com isso, mas o que ele se torna com isso.”

Jhon Ruskin

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo que visa comparar a viabilidade econômica de dois tipos de fundações, o radier e estaca pré-moldada de concreto. Para sua realização foi utilizado o projeto de uma casa popular de dois pavimentos na região da Grande Florianópolis, que possui um solo com uma baixa capacidade de carga e o nível de lençol freático elevado. Ambas as fundações foram dimensionadas em função dos parâmetros do solo fornecidos pela sondagem SPT e pela tabela de cargas dos pilares. Para o dimensionamento do radier foi utilizado o método de “Placa sobre solo de Winkler”; para simplificar os cálculos foi utilizado o software Eberick. Para calcular a capacidade de carga das estacas foi utilizado o método de Aoki-Velloso; para otimizar os cálculos foi utilizado o software Excel. Após o dimensionamento de ambas as fundações, realizou-se um quantitativo de materiais para a execução de cada uma delas e a orçamentação dos mesmos, possibilitando assim realizar uma análise comparativa para entender qual fundação tem a melhor viabilidade econômica para a determinada obra. Os resultados desse estudo mostram que a estaca pré-moldada de concreto apresentou um custo menor em relação ao radier, pois como o solo possui baixa resistência houve um aumento de concreto e aço no radier, aumentando assim seu custo. Dessa forma, utiliza-se como fundação mais viável economicamente para esta obra a fundação do tipo estaca pré-moldada de concreto.

Palavras-chave: Fundações rasas. Fundações profundas. Radier. Estaca pré-moldada. Sondagem.

ABSTRACT

This paper presents a study that aims to compare the economic feasibility of two types of foundations, Mat foundation and precast concrete pile. For its realization, it used the project of a popular two-story house in the region of Greater Florianópolis, which has soil with a low load capacity and a high water table. Both foundations were dimensioned according to the soil parameters provided by the SPT survey and the column load table. The "Plate on Winkler soil" method was used for the sizing of the mat foundation; to simplify the calculations the Eberick software was used. To calculate the pile load capacity the Aoki-Velloso method was used; to optimize the calculations the Excel software was used. After the dimensioning of both foundations, a number of materials were calculated for the execution of each one of them and the budgeting of these materials, thus making it possible to perform a comparative analysis to understand which foundation has the best economic viability for the given work. The results of this study show that the precast concrete pile had a lower cost compared to the Mat foundation, because as the soil has low strength, there was an increase in concrete and steel in the Mat foundation, thus increasing its cost. In this way, the foundation in precast concrete piles is used as the most economically viable foundation for this work

Keywords: Shallow Foundation. Deep Foundations. Mat Foundation. Precast Concrete Pile. Aims.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Standart Penetration Test (SPT).....	16
Figura 2 - Amostrador Raymond-Terzaghi.....	16
Figura 3 - Manguezal na região de estudo - Palhoça/SC (1953).....	18
Figura 4 - Fundações rasas.....	19
Figura 5 - Radier liso.....	20
Figura 6 - Radier com pedestal ou cogumelo.....	21
Figura 7 - Radier nervurado.....	21
Figura 8 - Radier caixão.....	22
Figura 9 - Método construtivo do radier.....	23
Figura 10 - Método de Winkler.....	24
Figura 11 – Esforços internos em um elemento de placa.....	27
Figura 12 - Punção em laje lisa.....	28
Figura 13 - Perímetros críticos C e C'.....	29
Figura 14 - Perímetro crítico C".....	29
Figura 15 - Fundações profundas: (a) Estacas (b) Tubulação (c) Caixão.....	32
Figura 16 – Estacas pré-moldadas de concreto: (a) à (d) seções mais usuais; (e) armadura típica para este tipo de estaca; (f) estaca com furo central e anel de emenda.....	34
Figura 17 - Bate-estacas hidráulico.....	35
Figura 18 - Sistema de amortecimento.....	36
Figura 19 - Emendas de estacas pré-moldadas.....	37
Figura 20 - Resistências estacas.....	38
Figura 21 - Bloco de coroamento.....	41
Figura 22 - Perda de eficiência das estacas.....	42
Figura 23 - Bloco para uma estaca.....	Erro! Indicador não definido.
Figura 24- Atrito negativo.....	43
Figura 25 - Fluxograma de pesquisa.....	44
Figura 26 - Localização do terreno.....	46
Figura 27 - Projeção da edificação.....	47
Figura 28 - Locação dos furos de sondagem.....	47
Figura 29 - Perfil do solo.....	49
Figura 30 – Locação dos pilares.....	50

Figura 31 - Dados Eberick	52
Figura 32 - Radier com pilares.....	52
Figura 33 - Cargas aplicadas nos pilares	53
Figura 34 - Estribos "pente"	54
Figura 35 - Interferência dos materiais no custo do radier	56
Figura 36 - Características Técnicas das Estacas	57
Figura 37 - Interferência dos materiais no custo das estacas	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de K_v de acordo com o tipo de solo.....	25
Tabela 2 - Coeficiente de Poisson.....	26
Tabela 3 - Coeficiente K e razão de atrito α	40
Tabela 4 - Fatos de correção F_1 e F_2	40
Tabela 5 - Tabela de cargas em toneladas e toneladas por metro.....	50
Tabela 6 - Dimensionamento do coeficiente de reação vertical do solo.....	51
Tabela 7- Quantitativo de Materiais.....	54
Tabela 8 – Insumos para a execução do radier.....	55
Tabela 9 - Capacidade de carga estaca 16x16 cm.....	58
Tabela 10 - Pilares - Estacas 16x16 cm.....	59
Tabela 11 - Capacidade de carga estaca 18x18 cm.....	60
Tabela 12- Pilares - Estacas 18x18 cm.....	60
Tabela 13- Capacidade de carga estaca 23x23 cm.....	61
Tabela 14- Pilares - Estacas 23x23 cm.....	62
Tabela 15- Quantitativo de materiais - Estacas pré-moldadas.....	62
Tabela 16- Orçamento Empresa A.....	63
Tabela 17- Orçamento Empresa B.....	63
Tabela 18- Orçamento Empresa C.....	63
Tabela 19- Orçamento Médio - Estacas pré-moldadas.....	64

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
SPT	Standart Penetration Test (Ensaio de penetração Padrão)
N_{spt}	Índice de Resistência à Penetração
IFSC	Instituto Federal de Santa Catarina
SC	Santa Catarina
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
SPT-T	Standart Penetration Test com Medidas de Toque
CPT	Ensaio de Penetração de Cone
CPT-U	Ensaio de Penetração de Cone com Medida das Pressões Neutras

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Justificativa	11
1.2	Objetivo Geral	11
1.3	Objetivos Específicos	12
1.4	Estrutura do Trabalho	12
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
2.1	Investigações geotécnicas	13
2.1.1	Standard Penetration Test (SPT)	14
2.1.1.1	Equipamentos	14
2.1.1.2	Procedimento	15
2.1.1.3	Vantagens da sondagem SPT	16
2.1.2	Solo indiscriminados de Mangues	17
2.1.2.1	Manguezais	17
2.2	Fundações superficiais (rasas ou diretas)	18
2.2.1	Radier	19
2.2.1.1	Recomendações construtivas	22
2.2.1.2	Dimensionamento do radier - Método da placa sobre solo de Winkler	23
2.2.1.3	Punção no radier	27
2.2.1.3.1	Critério de dimensionamento	28
2.2.1.3.2	Tensões nas superfícies críticas	29
2.2.1.4	Recalque no radier	31
2.3	Fundações profundas	32
2.3.1	Estacas	33
2.3.1.1	Estacas pré-moldadas de concreto	34
2.3.1.1.1	Cravação das estacas pré-moldadas	34
2.3.1.1.2	Emendas em estacas pré-moldadas	36
2.3.1.2	Capacidade de carga das estacas	37
2.3.1.3	Método Aoki-Velloso	38
2.3.2	Bloco de coroamento	41
2.3.2.1	Perda de eficiência do conjunto de estacas	42
2.3.2.2	Bloco de coroamento sobre uma estaca	Erro! Indicador não definido.
2.3.3	Atrito negativo	42
3	METODOLOGIA	43
3.1	Método de pesquisa	45
4	INFORMAÇÕES DA OBRA	46
4.1	Localização do terreno	46
4.2	Informações da sondagem	47
4.3	Planta de cargas	49
5	DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DOS CUSTOS	51
5.1	Dimensionamento e orçamento do Radier Liso	51
5.1.1	Dimensionamento – Radier Liso	51
5.1.2	Orçamento do Radier	54
5.2	Dimensionamento e orçamento das estacas pré-moldadas de concreto	56
5.2.1	Dimensionamento – Estacas pré-moldadas de concreto	56

5.2.2	Orçamento estacas pré-moldadas	62
6	CONCLUSÃO	66
	REFERÊNCIAS	68
	ANEXOS	73

1 INTRODUÇÃO

Desde a pré-história o homem busca abrigos em cavernas para se proteger das intempéries e das ameaças de animais. Com o passar do tempo, para buscar mais comodidade, segurança e conforto, o homem começou a construir suas próprias moradias de madeira e pedra; nesse momento surge uma preocupação com a estabilidade da construção.

As fundações têm uma grande importância para a segurança de qualquer obra, independente do seu tamanho. São elas que suportam todas as cargas da edificação e as distribui para o solo. Antes de iniciar qualquer obra de fundação é necessário conhecer as propriedades mecânicas do solo. Portanto, é necessária uma investigação preliminar adequada do local para permitir um projeto seguro, econômico e para evitar quaisquer dificuldades durante a construção. Uma investigação do subsolo, geralmente, custa uma pequena porcentagem dos custos totais da construção. O custo de uma investigação do subsolo varia entre 0,5 a 1,0% do total de custos da construção (BOWLES, 2001).

Existem vários tipos de fundações, elas são classificadas em fundações superficiais (rasas ou diretas) e fundações profundas (indiretas). A escolha do tipo de fundação que será utilizado influencia diretamente no método construtivo da obra. Todos os tipos de fundações requerem processos de cálculos distintos para seus dimensionamentos.

As fundações superficiais, usualmente, são fundações mais baratas e de simples execução. Nesse modelo de fundação, as cargas da edificação são transmitidas diretamente no solo pela sua base logo nas primeiras camadas (REBELLO, 2008).

As fundações profundas são geralmente utilizadas quando as fundações superficiais se tornam inviáveis para a construção da edificação. É um método construtivo que demanda mão de obra especializada e equipamentos específicos para sua execução. Esse tipo de fundação pode ser moldada in loco ou pré-moldada. Segundo a NBR 6122/2019, a fundação profunda transmite suas cargas ao terreno ou por meio do atrito lateral (resistência de fuste) ou pela sua base (resistência de ponta) ou pela combinação das duas.

O presente trabalho propõe o estudo de dois tipos de fundações para uma residência popular na região metropolitana de Florianópolis, realizando seus

dimensionamentos e seus orçamentos. O terreno possui um solo com baixíssima resistência e com nível do lençol freático elevado. Desse modo, foram escolhidas como objetos de estudo, uma fundação rasa do tipo radier e uma fundação profunda do tipo estaca pré-moldada de concreto. A escolha dessas fundações teve como base a sondagem SPT do terreno e a planta de cargas do projeto estrutural; dentre as fundações superficiais, o radier foi escolhido, visto que, este tipo de fundação pode ser aplicado tanto em solos com alta resistência como em solos com baixa resistência, e devido a sua capacidade de uniformizar recalques; e dentre as fundações profundas, a estaca pré-moldada de concreto foi escolhida levando-se em consideração o fato de tratar-se de um terreno com solo mole e alto nível de lençol freático; soluções moldadas in loco geram aumento dos consumos de material, e as estacas cravadas provocam menor custo e maior facilidade de execução.

1.1 Justificativa

A maior motivação para a execução deste trabalho é a carência ou limitação de investigações geotécnicas necessárias na escolha do melhor tipo de fundação, principalmente para obras de padrão popular, onde ocorre uma padronização de solução, não levando em conta o solo, levando a imprevistos e gastos desnecessários. O controle de qualidade das fundações deverá ser iniciado pela escolha da melhor solução técnica e econômica, passando desde o detalhamento até a execução do projeto (JOPPERT, 2007).

1.2 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo realizar o dimensionamento e realizar uma avaliação de custos de dois tipos de fundações para uma residência multifamiliar de padrão popular na região da grande Florianópolis: uma fundação superficial tipo radier e uma fundação profunda tipo estaca pré-moldada de concreto.

1.3 Objetivos Específicos

Com o propósito de alcançar o objetivo geral, é fundamental que os objetivos específicos sejam determinados, sendo eles:

- a) Realizar o dimensionamento da fundação radier liso através das hipóteses de Winkler utilizando o software Eberick;
- b) Avaliar a capacidade de carga das estacas pré-moldadas através do método de Aoki e Velloso;
- c) Realizar o quantitativo de materiais para execução de cada uma das fundações;
- d) Determinar os custos para a realização de cada uma das fundações, utilizando o SINAPI/SC para o radier e o orçamento de três empresas de fundações da região para as estacas pré-moldadas;
- e) Determinar qual tipo de fundação é mais viável economicamente para a obra de estudo de caso.

1.4 Estrutura do Trabalho

Esta obra está disposta em quatro capítulos, sendo eles; introdução, fundamentação teórica, metodologia e estudo de caso.

No capítulo 1, **introdução**, são apresentados todos os objetivos e a justificativa que levaram à realização deste trabalho.

No capítulo 2, **fundamentação teórica**, é exposto os tipos de fundações superficiais e profundas, um método de investigação do subsolo e os métodos de capacidade de cargas.

No capítulo 3, **metodologia**, é destinado para a apresentação, de forma gradual, todas as etapas para a realização desta obra, e apresentação dos softwares que serão utilizados.

No capítulo 4, **informações da obra**, é apresentada a obra de estudo, sua localização, informações sobre a sondagem do terreno e sua planta de cargas.

No capítulo 5, **dimensionamento e análise dos custos**, neste capítulo é realizado o dimensionamento das fundações e seus custos.

No capítulo 6, **conclusão**, nesta etapa é realizada a escolha da melhor fundação para esta obra e suas considerações finais.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Investigações geotécnicas

O conhecimento acerca das características físicas do solo tem grande importância para um projeto de fundações seguro e econômico; é através dele que será decidido o tipo de fundação a ser utilizado e, é por meio dele que é possível descobrir possíveis imprevistos na obra como o nível do lençol freático, vazios no solo, matacões e solo com grande presença de material orgânico.

Para identificar as propriedades físicas dos solos são realizados ensaios através da obtenção de amostras de solo. Para a identificação e classificação dos solos é necessária a execução de ensaio *in situ*, já para a determinação das propriedades de engenharia, podem ser realizados ensaios de campo e ensaios de laboratório. No Brasil a imensa maioria dos ensaios são do tipo ensaio *in situ* (QUARESMA et al. 2019).

De acordo com Quaresma (2019) os ensaios de campo que mais se destacam em todo o mundo são:

- Standard Penetration Test – SPT
- Standard Penetration Test com medidas de torque – SPT-T
- Ensaio de penetração de cone – CPT
- Ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras ou piezocone – CPT-U
- Ensaio de palheta – Vane Test
- Pressiômetros
- Dilatômetro de Marchetti
- Ensaio de carregamento de placa – prova de carga
- Ensaios geofísicos

No Brasil, dentre todos esses ensaios de campo, a forma de investigação geotécnica mais usada é a sondagem Standard Penetration Test – SPT.

2.1.1 Standard Penetration Test (SPT)

O SPT trata-se de um processo de investigação do solo que é padronizado internacionalmente; desta forma, os resultados podem ser analisados por qualquer pessoa que entenda a técnica. No Brasil esta técnica de ensaio está normalizada pela ABNT – NBR 6484. O Standard Penetration Test é um procedimento de campo que mede a resistência do solo em relação a sua profundidade.

De acordo com Quaresma (2019), as informações do solo que podem ser obtidas com esse tipo de sondagem são:

- O tipo de solo que será atravessado através da retirada do solo a cada metro;
- A resistência do solo;
- O nível de água do lençol freático encontrados durante a perfuração.

Existem dois tipos de sondagem SPT, sondagem manual e a sondagem mecanizada, neste trabalho será utilizado apenas o sistema de sondagem manual.

2.1.1.1 Equipamentos

De acordo com a NBR 6484:2020, os equipamentos utilizados para a sondagem manual são:

- a) Torre com roldana, moitão e corda;
- b) Tubos de revestimento;
- c) Hastes de perfuração/cravação;
- d) Trado-concha ou cavadeira manual;
- e) Trado helicoidal;
- f) Trépano/peça de lavagem
- g) Amostrador padrão;
- h) Cabeça de bater;
- i) Martelo Padronizado;
- j) Baldinho para esgotar o furo;
- k) Medidor de nível de água;
- l) Metro de balcão ou trena;
- m) Recipientes para amostras;

- n) Bomba d'água centrífuga motorizada;
- o) Caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- p) Ferramentas gerais necessárias para a operação.

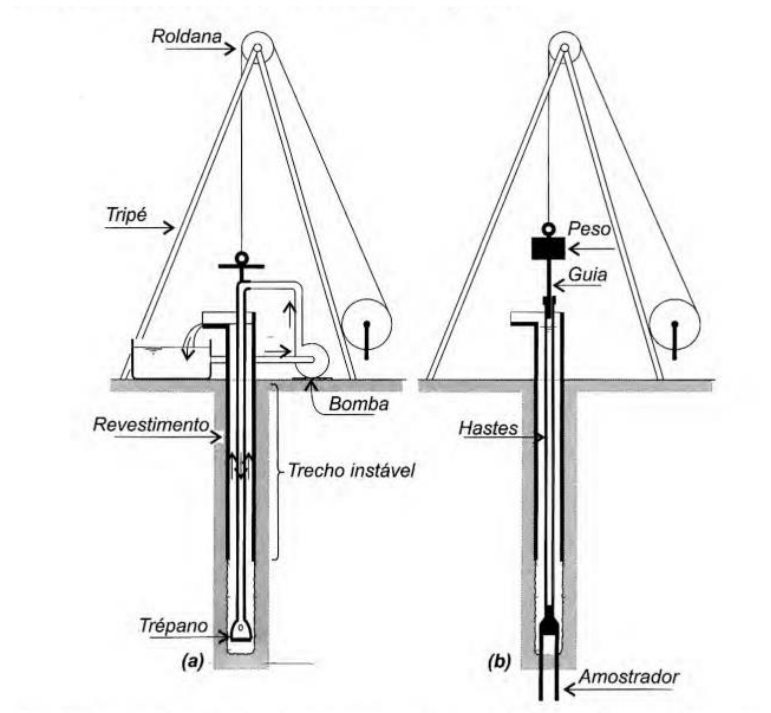
2.1.1.2 Procedimento

Para a realização de sondagens, inicialmente, é necessário locar em planta os pontos que serão analisados. Em edificações busca-se posições próximas aos limites de sua projeção, e próximos aos pontos de maiores concentrações de carga (QUARESMA et al. 2019).

Este tipo de sondagem resume-se à cravação de um amostrador, chamado de Raymond-Terzaghi (Figura 2), através de golpes com um peso padronizado de 65 kgf a uma altura de 75 cm. Esse peso faz com que o amostrador penetre no solo, conta-se o número de golpes necessários para cravá-lo a uma profundidade de 45 cm, anotando o número de golpes (N) para cada 15 cm. Tem como resultado para essa sondagem o número de golpes necessários para penetrar os últimos 30 centímetros para cada um metro penetrado. Com esses valores é possível determinar a compacidade do solo, sua resistência e sua coesão. Ao final de cada metro perfurado, é recolhido o solo retido no amostrador, através desse solo é possível classificar os tipos de solos presentes naquela região da sondagem. Após o término da sondagem é determinado a cota da perfuração, e a cota do nível do lençol freático (se necessário).

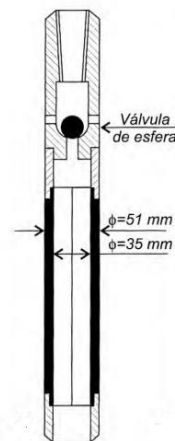
As sondagens do tipo SPT não ultrapassam matacões ou blocos de rochas, se durante a sondagem encontrar grandes dificuldades para a perfuração, a sondagem é suspensa (VELLOSO E LOPES, 2011).

Figura 1- Standart Penetration Test (SPT)



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 2 - Amostrador Raymond-Terzaghi



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.1.1.3 Vantagens da sondagem SPT

As principais vantagens da sondagem SPT manual são:

- Custo baixo, em comparação com outros métodos de sondagem;
- Facilidade de execução;
- Fácil Mobilidade, podendo chegar em locais de difícil acesso;
- Determina o nível do lençol freático;
- Possibilita descrever o subsolo e coletas amostras.

2.1.2 Solo indiscriminados de Mangues

De acordo com Neto e Silva (2011), esses tipos de solos são solos alagados, de profundidade limitada pela altura do lençol freático, pouco desenvolvidos, lamacentos, escuros e com um alto teor de sais provenientes das águas salinas do mar, formados em ambientes de mangues por sedimentos flúvio-marinhos misturados com detritos orgânicos. Em condições de oxidação esses solos podem se tornar mais ácidos devido ao ácido sulfúrico (FERNANDES E PERIA, 1995).

2.1.2.1 Manguezais

De acordo com o Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 46 (POTTER, R. O, et al., 2004) realizado pela Embrapa Solos, os manguezais são formações que ocorrem em áreas alagadiças e pantanosas da orla marítima, margens litorâneas, sujeitas ao fluxo e refluxo das marés, por possuir grande quantidade de matéria orgânica em decomposição, muitas vezes apresenta odor característico. Essa formação ocorre principalmente em solos indiscriminados de mangues.

Figura 3 - Manguezal na região de estudo - Palhoça/SC (1953)



Fonte: Santo (2004).

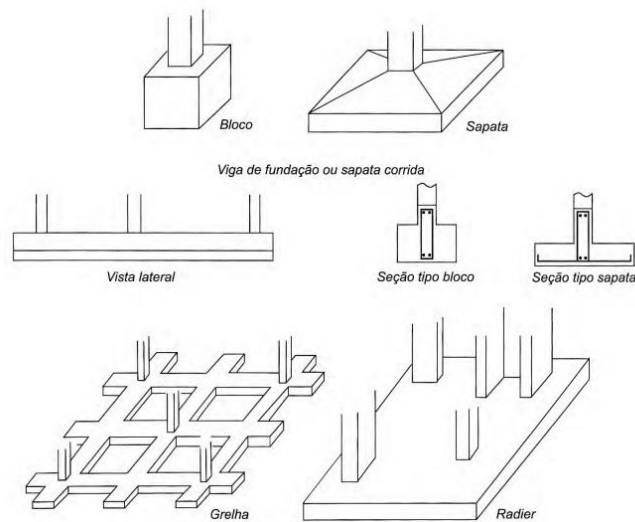
2.2 Fundações superficiais (rasas ou diretas)

Fundação superficial é um elemento de fundação em que as tensões são dissipadas no solo sob sua base. Geralmente são executadas nas primeiras camadas do solo. De acordo com a NBR 6122: 2019, a sua profundidade de assentamento, em relação ao terreno adjacente, é duas vezes a menor dimensão da fundação. Esse tipo de fundação é muito utilizado quando a resistência do solo em suas primeiras camadas é capaz de suportar as cargas atuantes.

Os principais tipos de fundações superficiais são:

- Blocos;
- Sapatas;
- Radiers.

Figura 4 - Fundações rasas



Fonte: Escola engenharia (2021).

2.2.1 Radier

De acordo com a NBR 6122: 2019, radier é um “Elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares distribuindo os carregamentos”. O radier considera em uma laje de concreto armado, que carrega toda a carga da estrutura e espalha por sua área, diminuindo assim, a pressão exercida sobre o solo (BABAN, 2016).

“Na construção civil Brasileira, a utilização de radier está repleta de mitos. Um desses mitos estabelece que o sistema composto por estacas e vigas baldrame seria mais econômico. Esse mito está particularmente sedimentado e provavelmente foi verdade décadas atrás quando a disponibilidade de concreto usinado era escassa. Nos dias atuais, o radier pode ser projetado e executado com economia e mais importante ainda, é enfatizar que esse sistema proporciona uma plataforma estável para o restante da construção.” (DÓRIA, 2007, p. 05).

De acordo com Rebello (2008), a intenção com o uso do radier é uniformizar os recalques, evitando recalques diferenciais. Da perspectiva estrutural, o radier pode ser notado como um piso invertido em que sua carga é a reação do solo, igual a tensão aplicada no solo, e os apoios são os pilares.

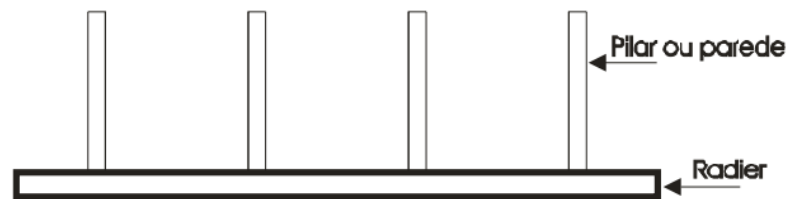
Segundo Velloso e Lopes (2011) uma fundação do tipo radier poderá ser utilizada quando:

- Quando as áreas das sapatas forem maiores que a metade da área da construção;
- Para solos com baixa capacidade de carga;
- Para uniformizar os recalques do solo.

De acordo com o seu sistema estrutural, os radiers podem ser divididos em quatro formas:

- a) Radier liso: O radier liso é usado para pequenas cargas, é um tipo de fundação adequado quando o solo não é compressível. O radier é armado nas duas direções e utiliza-se tanto armadura positiva quanto negativa (MOID, 2019).

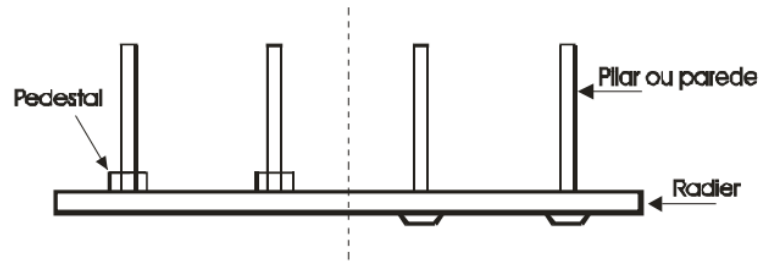
Figura 5 - Radier liso



Fonte: Dória (2007).

- b) Radier com pedestal ou cogumelo: Aumenta a sua espessura na base dos pilares, melhorando sua resistência a flexão e esforço cortante (DÓRIA, 2007).

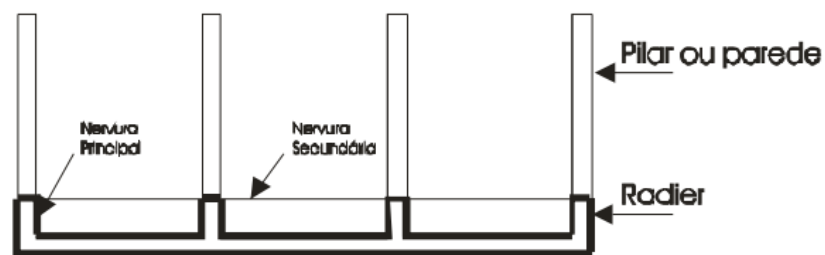
Figura 6 - Radier com pedestal ou cogumelo



Fonte: Dória (2007).

- c) Radier nervurado: Conta com a presença de vigas, com a finalidade de aumentar a rigidez da laje (CHAVES e MOREIRA 2016). As posições das vigas podem ser tanto superiores quanto inferiores, na inferior é executado sobre a escavação, já na superior, é necessário melhorar a superfície da laje com agregado, de modo que a superfície fique plana (HACHICH et al., 1998).

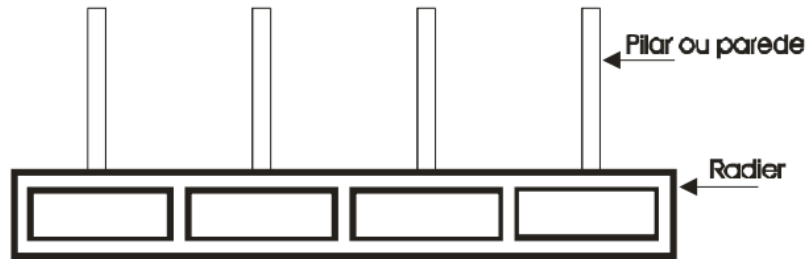
Figura 7 - Radier nervurado



Fonte: Dória (2007)

- d) Radier em caixão: O radier em caixão é utilizado quando há a necessidade de ter uma grande rigidez, ele é formado por duas lajes paralelas e podem ser executadas com vários pisos (DÓRIA 2007).

Figura 8 - Radier caixão



Fonte: Dória (2007).

2.2.1.1 Recomendações construtivas

Para sua construção, o radier deverá se apoiado em uma base de solo bem nivelada, é possível melhorar esse solo através de drenagem, compactação, e até mesmo a sua troca. O processo de compactação do solo melhora suas propriedades mecânicas do (DÓRIA, 2007, p.6). No momento em que a base não poderá ser nivelada em nem compactada aplica-se uma sub-base, para corrigir a base.

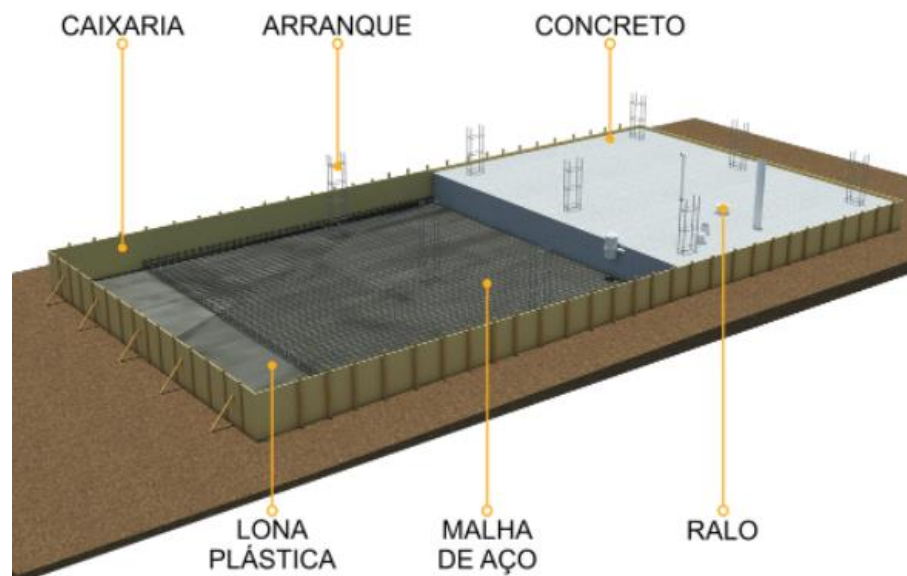
Dória (2007) comenta que resistência à compressão do concreto influencia diretamente na espessura do radier, e em suas propriedades acabadas. Essa resistência também tem influência na retração, e nas dilatações devido a variação da temperatura ambiente. A determinação dessa resistência é fundamental para o bom desempenho do radier.

Para uma execução correta do radier deve-se seguir os seguintes passos:

1. Preparar o solo realizando sua drenagem e compactação;
2. Deverá ser colocado quatro formas em todo seu contorno para a delimitação da área do radier;
3. Deverá ser colocada uma manta plástica, isolando o terreno do concreto;
4. É realizada a armação do radier, junto com os arranques dos pilares e escadas, para evitar cortes após o radier ser concretado;

5. Antes da concretagem deverão ser colocadas as instalações hidrossanitárias e os eletrodutos;
6. É realizada a concretagem do radier, após a secagem, a cor do concreto deverá ser homogênea e não possuir fraturas ou furos que permitam ver as armaduras.

Figura 9 - Método construtivo do radier



Fonte: Construindo Casas (2022).

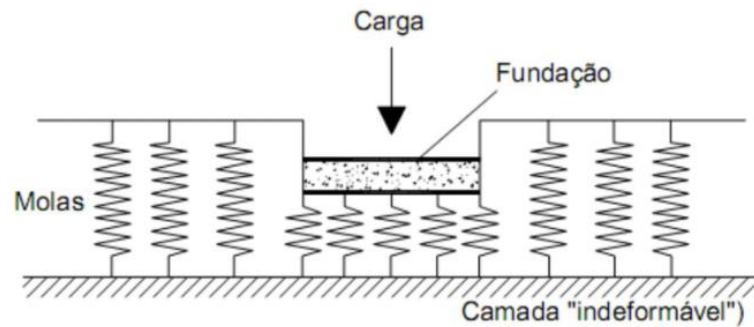
2.2.1.2 Dimensionamento do radier - Método da placa sobre solo de Winkler

De acordo com Johnson (1989), o modelo de Winkler pode ser comparado com o princípio de Arquimedes, retratado por uma placa sobre um fluido denso, em que a tensão de contato em um ponto é diretamente proporcional ao seu deslocamento.

Nesse método, Winkler representa o solo como um aglomerado de molas lineares e elásticas, por isso esse método também é chamado de modelo de molas. Segundo Antoniazzi (2011), "O solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas somente as deformações ocorridas na

região das fundações”. A figura 10 ilustra estas molas, onde o solo se deforma apenas na região onde a carga é aplicada.

Figura 10 - Método de Winkler



Fonte: Antoniazzi (2011).

De acordo com Velloso e Lopes (2011) na hipótese de Winkler, as pressões de contato são proporcionais aos recalques, desse modo:

$$q = k_v w \quad (1)$$

Onde:

q = Pressão de contato no radier (kN/m^2);

k_v = Coeficiente de reação vertical (m);

w = Recalque médio da fundação (kN/m^3).

Para a estimativa do recalque médio da fundação, Hachich (1992 apud DÉCOURT, 1998, p.257), concebe uma equação que relaciona o recalque médio com o número de golpes SPT, apresentada pela equação 2:

$$W = 270 \cdot \frac{q \cdot B^{0,7}}{N_{spt}} \quad (2)$$

Onde:

W – Recalque em cm;

B – Menor dimensão do radier (m);

q – Pressão de contato no radier (MPa);

Nspt – Número de golpes do ensaio SPT.

E a pressão de contato aplicada no solo é calculada pelo somatório de todas as reações verticais no radier dividido pela sua área de contato:

$$q = \frac{\sum V}{A} \quad (3)$$

Onde:

V – Reações verticais;

A – Área do radier.

Consultando bibliográficas sobre o assunto é possível encontrar tabelas que relacionam o tipo de solo com seu coeficiente de reação vertical (k_v).

Tabela 1 – Valores de K_v de acordo com o tipo de solo

Valores de K_v em (kgf/cm ³)	
Turfa leve – solo pantanoso	0,5 - 1,0
Turfa pesada – solo pantanoso	1,0 - 1,5
Areia fina de praia	1,0 - 1,5
Aterro de silte, de areia e cascalho	1,0 - 2,0
Argila molhada	2,0 - 3,0
Argila úmida	1,0 - 5,0
Argila seca	1,0 - 8,0
Argila seca endurecida	10
Silte compactado com areia e pedra	8,0 - 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 - 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 - 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 - 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 - 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 - 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 - 25,0

Fonte: Béton-Kalender (1962).

Além do coeficiente vertical do solo, Safe, Morrison (1993) propõe o cálculo do coeficiente de reação horizontal, a partir do coeficiente de reação vertical e do coeficiente de Poisson.

$$k_h = k_v \cdot \nu \quad (4)$$

Onde:

k_v – Coeficiente de reação vertical;

ν – Coeficiente de Poisson.

Tabela 2 - Coeficiente de Poisson

Natureza do solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Arenoso	0.29
Argiloso	0.40

Fonte: AltoQi (2022).

É possível observar na equação 5 a equação diferencial dos deslocamentos de uma placa delgada, para o assentamento sobre um sistema de molas (Velloso e Lopes, 2011).

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2 \partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + k_v w = 0 \quad (5)$$

A rigidez à flexão da placa (D) é calculada é dada por:

$$D = \frac{E_c t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6)$$

Onde:

t = Espessura da placa;

E_c = Módulo de Young do material da placa (ex: concreto);

ν = Coeficiente de Poisson do material da placa (ex: concreto).

As rotações e os esforços internos da placa são obtidos pelas equações:

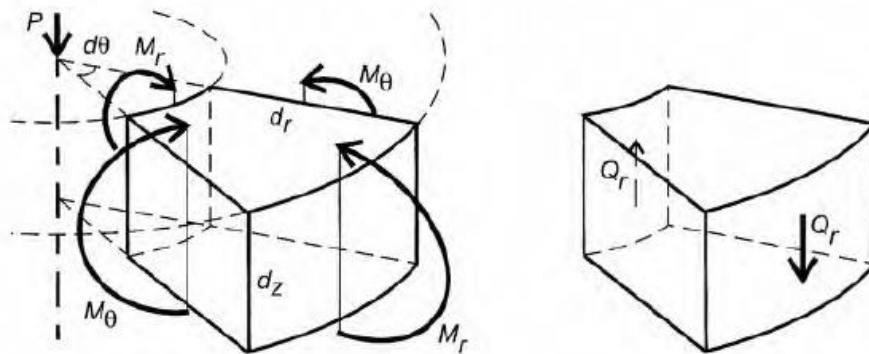
$$\theta = \frac{dw}{dr} \quad (7)$$

$$M_r = -D \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{\nu}{r} \cdot \frac{dw}{dr} \right) \quad (8)$$

$$M_\theta = -D \left(\nu \frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dw}{dr} \right) \quad (9)$$

$$Q_r = -D \left(\frac{d^3 w}{dr^3} + \frac{1}{r} \frac{d^2 w}{dr^2} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{dw}{dr} \right) \quad (10)$$

Figura 11 – Esforços internos em um elemento de placa

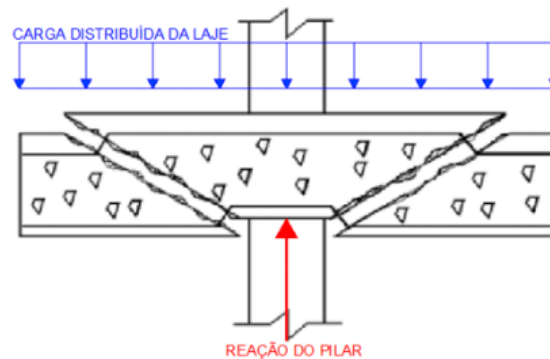


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Após o cálculo dos esforços internos no radier é possível realizar seu dimensionamento. O cálculo do radier pode ser comparado ao cálculo de uma laje convencional, tendo como distinção que o radier é lançado diretamente sobre o solo, não necessitando de outro tipo de fundação.

2.2.1.3 Punção no radier

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), a punção ocorre quando existe uma força agindo em uma pequena área de uma placa, provocando assim, sua perfuração. Este fenômeno é o que acontece em lajes que não possuem vigas, onde existe uma elevada força concentrada no pilar.

Figura 12 - Punção em laje lisa

Fonte: Melges (1995).

De acordo com Souza (2007), caracterizada pelo efeito de forças concentradas atuando sobre a laje, a punção é um efeito que pode causar a ruptura e ruína do elemento.

2.2.1.3.1 Critério de dimensionamento

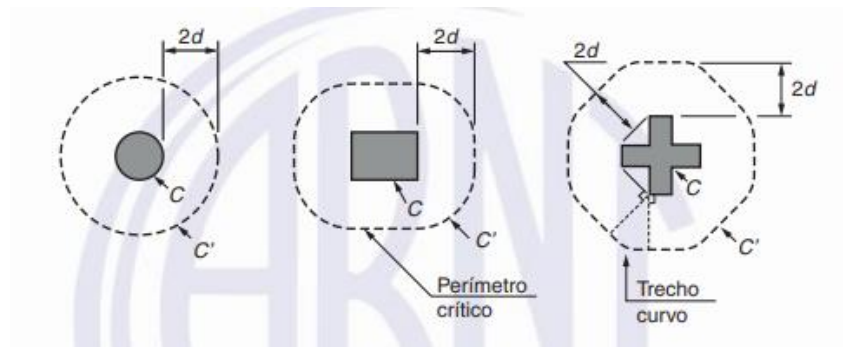
O critério de dimensionamento para lajes à punção procura evitar a ruptura repentina, dessa forma, assegurando, uma ruptura dúctil por flexão com o escoamento do aço.

A NBR 6118:2014 determina critérios para o dimensionamento de lajes para o efeito da punção, com base na verificação da tensão de cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas nas adjacências dos pilares.

A primeira superfície crítica (C), é realizada diretamente na face do pilar, onde pode ocorrer uma ruptura diagonal do concreto.

A segunda superfície crítica (C'), é realizada a uma distância de "2d" da face do pilar, sendo "d" a altura útil da laje, onde pode ocorrer ruptura por tração diagonal.

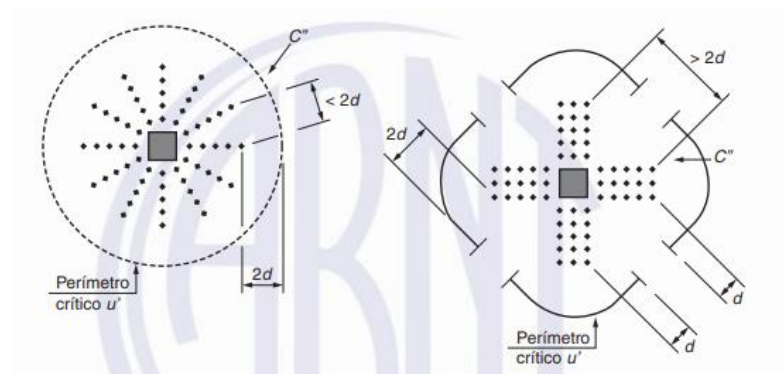
Figura 13 - Perímetros críticos C e C'



Fonte: ABNT – NBR 6118:2014

A terceira superfície crítica (C''), essa verificação é realizada apenas se houver a necessidade de armadura de punção na laje, armadura transversal, a superfície C'' é localizada a uma distância "2d" da última linha de armadura de punção, onde pode ocorrer uma ruptura por tração diagonal.

Figura 14 - Perímetro crítico C''



Fonte: ABNT – NBR 6118:2014

2.2.1.3.2 Tensões nas superfícies críticas

De acordo com a NBR 6118:2014, os cálculos das superfícies críticas podem ser calculados da seguinte forma:

(a) Tensão resistente da superfície crítica C

Essa tensão é calculada através da tensão de cisalhamento na superfície crítica C, essa tensão depende da resistência do concreto sob compressão diagonal.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (11)$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (12)$$

Onde:

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão (MPa)

α_v = Fator de correção da resistência do concreto (MPa);

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto (MPa).

- (b) Tensão resistente da superfície crítica C' – Trecho sem armadura de punção

Essa tensão é calculada através da superfície crítica localizada a “2d” da primeira superfície crítica. Essa verificação é feita em trechos sem armadura transversal, a tensão crítica é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (13)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (14)$$

Onde:

d = Altura útil da laje na superfície crítica C' (cm);

ρ = Taxa de armadura nas direções ortogonais, calculada com a largura igual à dimensão do pilar ou área carregada do pilar acrescida de “3d” para cada lado.

- (c) Tensão resistente da superfície crítica C' – Trecho com armadura de punção

Para lajes com armadura de punção a tensão resistente na superfície C' deverá ser calculada de acordo com a seguinte equação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha \cdot \frac{1}{u \cdot d} \quad (15)$$

Onde:

S_r = Espaçamento radial entre armadura de cisalhamento $< 0,75d$;

A_{sw} = Área de armadura de cisalhamento por cada;

f_{ywd} = Resistência de cálculo da armadura de cisalhamento;

α = Ângulo de inclinação entre eixo da armadura de punção e o plano;

u = Perímetro crítico C'.

(d) Tensão resistente da superfície crítica C''

Após a utilização da armadura de punção deverá ser feita a verificação da tensão resistente externa à armadura transversal, para isso utiliza-se a superfície crítica C'', sendo distante "2d" da última camada de armadura. Caso a tensão cisalhante ainda seja maior que a tensão resistente, deverá acrescentar mais uma camada de armadura até que $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (16)$$

2.2.1.4 Recalque no radier

Segundo Hachich (1992 apud DÉCOURT, 1998, p.257), para estimar o recalque da fundação, é fornecida uma relação entre o número de golpes no ensaio SPT com a dimensão da fundação, essa relação é pode ser observada na seguinte equação:

$$W = 27 \cdot \frac{q_s \cdot B^{0,7}}{N_{spt}} \quad (17)$$

Onde:

W – Recalque da fundação;

B – Menor dimensão em planta;

q_s – Pressão de contato no solo (MPa);

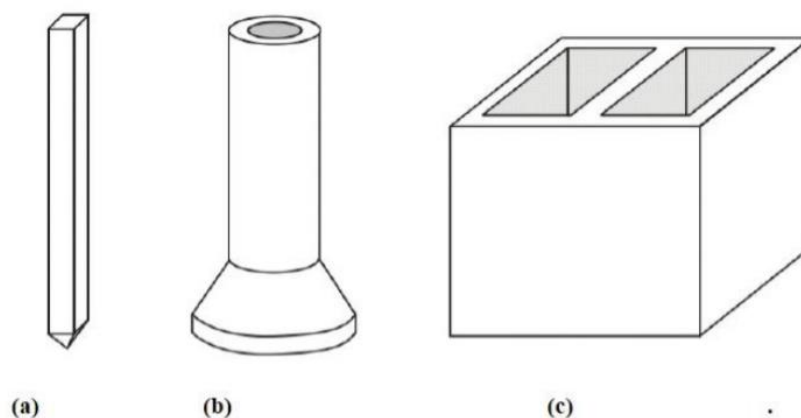
N_{spt} – Número de golpes do ensaio SPT.

2.3 Fundações profundas

De acordo com a NBR 6122:2019, fundação profunda é um elemento de fundação que transmite as cargas da estrutura ao terreno por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por sua base (resistência de ponta) ou pela combinação das duas, sendo que, sua base deverá estar apoiada à uma profundidade superior à oito vezes sua menor dimensão em planta e no mínimo três metros.

Existem 3 tipos de fundações profundas; tubulões, caixão e estacas. Para Velloso e Lopes (2010), a diferença entre eles está no processo executivo, pois nos tubulões e caixões há a necessidade da descida de um operador para fazer as escavações, já nas estacas não existe essa necessidade.

Figura 15 - Fundações profundas: (a) Estacas (b) Tubulação (c) Caixão



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.3.1 Estacas

Estacas são elementos de fundação profunda executados por equipamentos e ferramentas onde não há necessidade de descida de pessoas para sua execução (NBR 6122:2019). As estacas podem ser tanto moldadas in loco como pré-moldadas. Velloso (2010) diz que, as estacas podem ser classificadas em: estaca de madeira, de concreto, de aço e mistas. Além disto, podem ser classificadas como estacas de deslocamento e estacas de substituição.

As estacas de substituição são estacas que substituem o solo retirado, primeiro ocorre a retirada do solo com equipamento perfuratriz, posteriormente ocorre o preenchimento do fuste com concreto. Nessa classificação de estacas estão contidas todas as estacas escavadas em geral.

Nessa classificação estão as estacas:

- Estacas tipo Strauss;
- Estaca broca;
- Estacas escavadas sem revestimento ou com uso de lama;
- Estacas raiz;
- Estacas com revestimento metálico;
- Estacas hélice contínuas.

Já as estacas de deslocamento são aquelas inseridas sem retirada prévia do solo, deslocando o solo horizontalmente. Nesse processo utiliza-se equipamentos a percussão. Nesse conjunto as estacas cravadas em geral. Velloso e Lopes (2010) comentam que as estacas cravadas em solos granulares causam uma densificação ou um aumento da compactidade desses solos a medida em que o volume da estaca, que é introduzido no terreno. Esse efeito é favorável do ponto de vista comportamental da estaca.

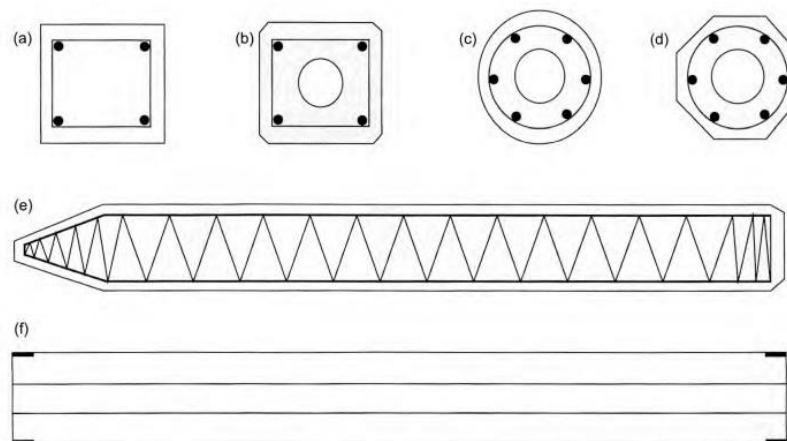
Nesta classificação estão as estacas:

- Estacas de madeira;
- Tipo Franki;
- Perfis de aço;
- Tubos de aço de ponta fechada;
- Microestacas injetadas;
- Estacas pré-moldadas de concreto.

2.3.1.1 Estacas pré-moldadas de concreto

Segundo Velloso e Lopes (2010), este tipo de estaca pode ser moldado tanto em terreno como também em usina e podem ser classificadas quanto a sua forma de produção, concreto vibrado, concreto centrifugado e extrusão; também podem ser classificadas de acordo com sua armadura, em concreto armado e concreto protendido. Estes tipos de estacas podem ser encontrados com diversas geometrias, as formas mais usuais podem ser observadas na figura 16.

Figura 16 – Estacas pré-moldadas de concreto: (a) à (d) seções mais usuais; (e) armadura típica para este tipo de estaca; (f) estaca com furo central e anel de emenda



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010), a grande vantagem para a utilização deste tipo de estaca está na qualidade do concreto, e no fato de que agentes agressivos presentes no solo não terem influência na cura do concreto. Outra vantagem é a segurança que as estacas pré-moldadas garantem na passagem através de camadas muito moles de solo. E a desvantagem deste tipo de estaca é que a mesma pode sofrer dificuldade de adaptação às variações do terreno.

2.3.1.1.1 Cravação das estacas pré-moldadas

A cravação destas estacas, geralmente, é feita através de equipamentos à percussão, equipamentos denominados bate-estacas. Este equipamento é formado

por uma esteira, martelo hidráulico ou de queda livre e uma torre, de acordo com a figura 17.

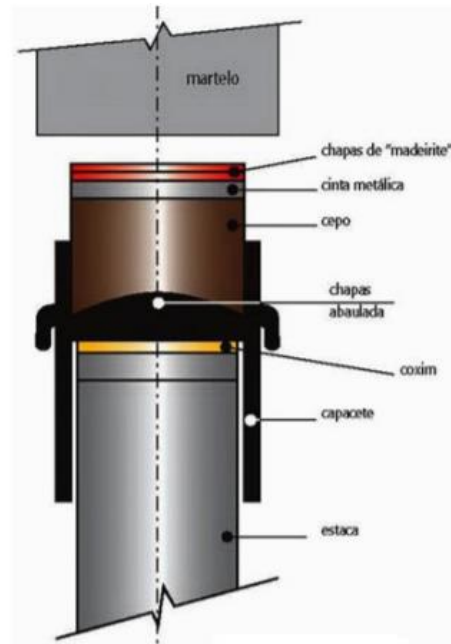
Figura 17 - Bate-estacas hidráulico



Fonte: Sotef Engenharia (2021).

A cravação à percussão consiste na aplicação de golpes de martelo ou pilão sobre a cabeça da estaca. Como as tensões na cabeça da estaca são diretamente proporcionais à altura de queda do martelo, para evitar danificar a cabeça da estaca, deve-se trabalhar com alturas de queda menores, não ultrapassando 1 metro (VELLOSO E LOPES, 2010). Para evitar danificar a estaca, o martelo nunca atinge diretamente o topo da estaca, é colocado um sistema de amortecimento conforme a figura 18 esse sistema possui uma peça metálica chamada de capacete, que se encaixa em duas placas de madeira.

Figura 18 - Sistema de amortecimento

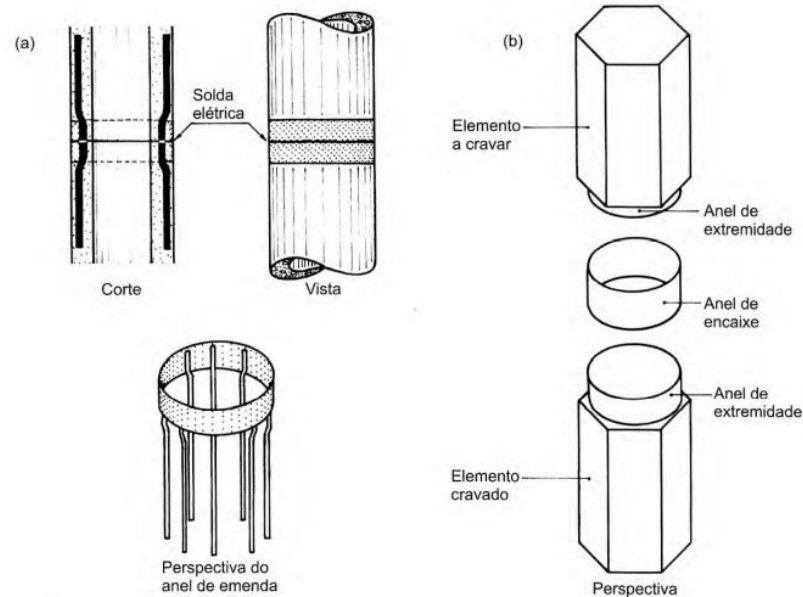


Fonte: Dutra e Rios (2013).

2.3.1.1.2 Emendas em estacas pré-moldadas

Dependendo da obra a profundidade de projeto pode ser superior ao comprimento da estaca, dessa forma, é necessário unir duas estacas, essa união é feita utilizando luvas ou anéis metálicos incorporados ao concreto. Essas emendas permitem transmitir compressão, tração e flexão. Estacas com previsão de compressão e que não atravessam os solos moles podem ser emendadas por uma luva de encaixe (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 19 - Emendas de estacas pré-moldadas



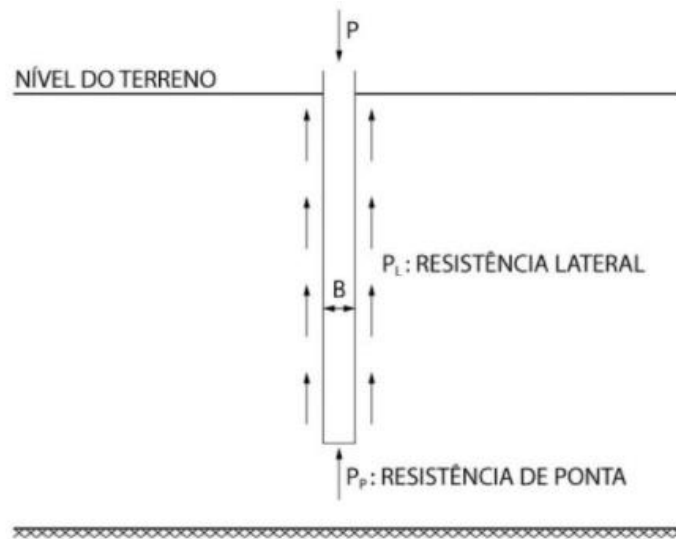
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.3.1.2 Capacidade de carga das estacas

De acordo com Velloso e Lopes (2011) para o correto dimensionamento de uma fundação ela deverá apresentar, simultaneamente, segurança tanto no estado limite último (ELU) quanto no estado limite de serviço (ELS); para isso, é necessária a verificação da segurança em relação à perda da capacidade de carga.

A capacidade de carga será determinada através dos métodos estáticos, toda a resistência ao cisalhamento estática do solo é obtida através de ensaios em laboratórios ou in situ. Os métodos estáticos podem ser separados em: racionais ou teóricos, são os que utilizam soluções teóricas para a capacidade de carga, e métodos semiempíricos, que se baseiam em ensaios realizados em campo como CPT e SPT (VELLOSO E LOPES, 2011).

Figura 20 - Resistências estacas



Fonte: Marinho (2021).

Os métodos estáticos são calculados através do equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca, sua resistência da ponta ou base e resistência do fuste. Na maioria dos casos, o peso próprio pode ser desprezado.

$$R = r_p + r_l \quad (18)$$

Onde:

R = Resistência total do solo;

r_p = Resistência da ponta;

r_l = Resistência lateral (fuste).

2.3.1.3 Método Aoki-Velloso

Atualmente existe uma grande variedade de métodos para previsão de capacidade de carga em estacas; no Brasil, existe uma hegemonia na utilização de métodos nacionais baseados nos ensaios SPT. Dessa forma, a utilização de métodos semiempíricos para cálculo de capacidade de carga é de grande importância para garantir confiabilidade no dimensionamento. Para a realização deste trabalho, será utilizado o método de Aoki-Velloso para calcular a previsão de capacidade de carga das estacas.

O método Aoki-Velloso é um método semiempírico desenvolvido através da comparação de resultados de provas de carga em estacas e utilizando o método de sondagem SPT. É um método que pode ser utilizado tanto com SPT como com CPT.

Neste método, a resistência da ponta (r_p) e a resistência lateral (r_l) podem ser obtidos através de equações, sendo representados pelas fórmulas:

$$r_p = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p \quad (19)$$

Onde:

K = Coeficiente tabelado em função do tipo de solo;

N = N_{spt} do solo na ponta da estaca;

A_p = Área da ponta;

F_1 = Fator de correlação tabelado em função do tipo da estaca.

$$r_l = \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U}{F_2} \cdot A_l \quad (20)$$

Onde:

α = Razão de atrito tabelado em função do tipo de solo;

K = Coeficiente tabelado em função do tipo de solo;

N_m = N_{spt} médio da camada;

U = Perímetro da estaca;

F_2 = Fator de correção tabelado em função do tipo de estaca;

A_l = Comprimento da estaca.

Os valores de K e α adotados por Aoki e Velloso podem ser obtidos através da tabela abaixo:

Tabela 3 - Coeficiente K e razão de atrito α

Tipos de Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Os valores de F_1 e F_2 variam de acordo com a estaca que será realizada, para a obtenção desses valores foi necessária uma análise de cerca de 100 resultados de provas de cargas em estacas. Os valores podem ser observados na tabela 4:

Tabela 4 - Fatos de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: adaptados Aoki e Velloso (1975).

2.3.2 Bloco de coroamento

Os blocos de coroamento são elementos de ligação entre a superestrutura e os elementos da fundação. Este elemento é constituído por um bloco rígido de concreto armado (REBELLO, 2008).

O cálculo da quantidade de estacas necessárias em um bloco para que a carga do pilar seja distribuída para o solo é expresso por:

$$N_e = \frac{Q_p}{Q_{adm}} \quad (21)$$

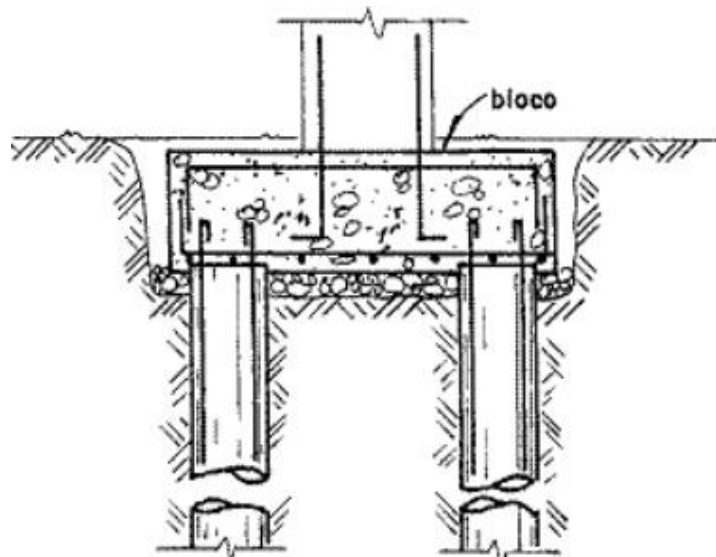
Onde:

N_e = Número de estacas;

Q_p = Carga do pilar;

Q_{adm} = Carga admissível da estaca.

Figura 21 - Bloco de coroamento



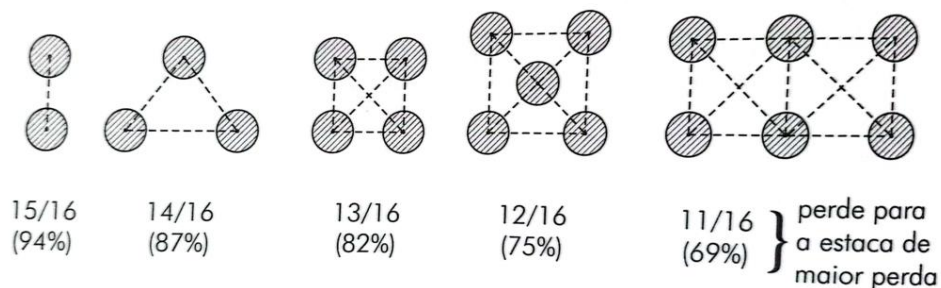
Fonte: Construção Civil Tips (2022).

2.3.2.1 Perda de eficiência do conjunto de estacas

Para um único bloco de coroamento podem-se agrupar diversas estacas, entretanto, quanto maior for o número de estacas agrupadas no mesmo bloco menor será a eficiência do grupo (REBELLO, 2008).

De acordo com Rebello (2008), cada estaca do grupo de estacas terá sua eficiência reduzida em $1/16$ para cada estaca vizinha que esteja no mesmo bloco de coroamento.

Figura 22 - Perda de eficiência das estacas



Fonte: Rebello (2008).

Rebello (2008) comenta que, um conjunto de muitas estacas leva a uma perda muito considerável de eficiência do conjunto, valendo mais a pena, utilizar menos estacas, mas com capacidades de cargas maiores. Tornando uma solução mais interessante para o ponto de vista técnico e econômico.

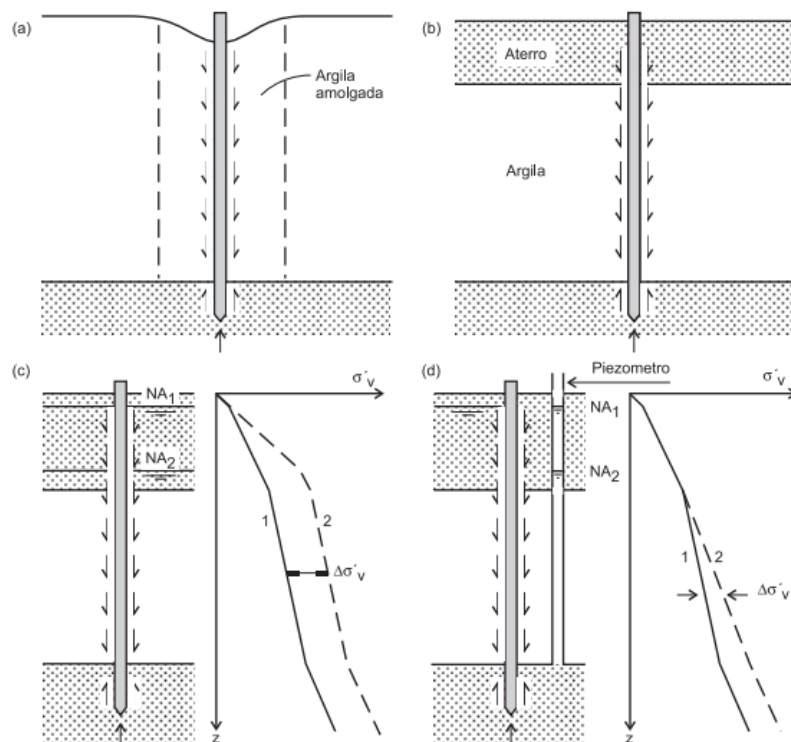
2.3.3 Atrito negativo

Segundo Cintra e Aoki (2010), em estacas implantadas em solos adensáveis, pode ocorrer um efeito chamado de atrito negativo, no qual o recalque de adensamento do solo supera o recalque da estaca. Como consequência, a camada adensável de solo, em vez de contribuir positivamente para o atrito lateral resistente (positivo), passa a gerar acréscimo na solicitação vertical na estaca.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o atrito negativo pode surgir de diversas formas, dentre elas:

- Adensamento de argila amolgada;
- Adensamento de argila por aterro;
- Rebaixamento do lençol freático;
- Alívio de poro pressões em lençol confinado.

Figura 23- Atrito negativo



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão descritos, sucintamente, os procedimentos necessários para a execução deste trabalho. Todos os passos serão listados de forma sintetizada, que podem ser observados no fluxograma abaixo:

Figura 24 - Fluxograma de pesquisa



Fonte: Autoria própria (2022).

3.1 Método de pesquisa

O presente trabalho trata-se de um estudo de caso quantitativo, sendo baseado em revisões bibliográficas, por meio de livros, normas técnicas (ABNT), teses, dissertações e internet, com o objetivo de ampliar os conhecimentos sobre fundações.

A revisão bibliográfica teve início com o estudo de cada um dos tipos de fundações, suas interações com o solo e seus métodos de dimensionamento.

Após um estudo mais aprofundado sobre fundações, o próximo passo foi analisar o laudo de sondagem do terreno; os principais pontos analisados foram o tipo de solo, o índice N_{spt} e o nível do lençol freático. Os laudos SPT podem ser observados na íntegra nos anexos A e B. Com base no laudo foi traçado o perfil estratigráfico do terreno (Figura 29).

Em seguida, foi observada a planta de cargas dos pilares; não foi necessário realizar nenhum método para descobrir essas cargas, pois as mesmas foram cedidas pelo projetista estrutural da obra para finalidade de pesquisa deste TCC.

Com base nas cargas dos pilares e análise da sondagem do terreno, iniciou-se uma investigação dos melhores tipos de fundações para aquele tipo de solo. Devido à baixa capacidade de carga do solo nas primeiras camadas, foi inviabilizado o uso de sapatas e blocos. Dessa forma, para estudo de fundação rasa foi escolhido o radier pois de acordo com REBELLO (2008), o radier por ser aplicado tanto aos solos muito resistentes como aos solos muito frágeis; e para fundação profunda foi escolhida a estaca pré-moldada, pois o solo estudado possui baixa resistência e de acordo com VELLOSO E LOPES (2010), as estacas pré-moldadas possuem como vantagem sua segurança na passagem através de camadas muito moles de solo, onde a concretagem in loco pode apresentar problemas. Desse modo, foi possível escolher as fundações mais adequadas para aquele tipo de solo.

Para previsão de capacidade das estacas foi utilizado o método de Aoki Velloso. De modo a simplificar o processo de dimensionamento, utilizou-se planilhas formuladas no software Excel 2019.

Para o dimensionamento do radier foi utilizado o método de placa sobre o solo de Winkler, os cálculos foram a partir do software Eberick, pois este software utiliza o método de Winkler para o cálculo de radiers.

Após o dimensionamento de ambas as fundações, foi realizado um levantamento do quantitativo de materiais que foram usados para cada uma das soluções propostas. Para as estacas, foi calculado o quantitativo de estacas e suas dimensões, para o radier, foi utilizada a lista de materiais disponibilizadas pelo software Eberick.

Foram elaborados orçamentos para as fundações propostas: estaca pré-moldada de concreto e radier liso. O orçamento do radier liso foi realizado com base nas composições de custos utilizando a tabela SINAPI da Caixa Econômica Federal, os preços retirados da tabela foram para o estado de Santa Catarina, na vigência de maio de 2022 e para o orçamento das estacas pré-moldadas foi realizada a média aritmética de três orçamentos de empresas da região.

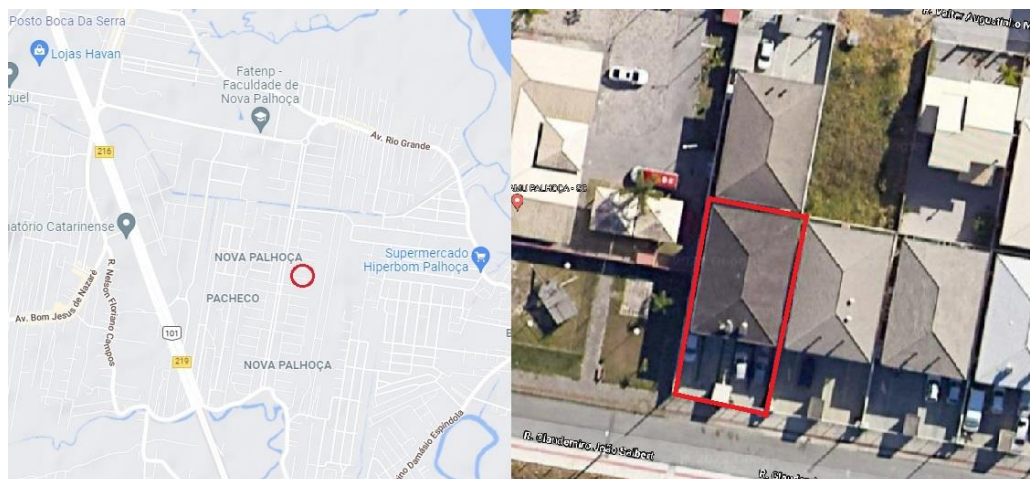
Após a realização dos orçamentos, foi feita uma análise comparativa para saber qual fundação tem a melhor viabilidade econômica para a obra estudada.

4 INFORMAÇÕES DA OBRA

4.1 Localização do terreno

Esse estudo de caso será realizado em uma residência multifamiliar na região da Grande Florianópolis, no município de Palhoça, Santa Catarina. A obra se localiza na Rua Claudemiro João Saibert, número 35, no bairro Nova Palhoça. O terreno possui uma área de 300 m², com 12 metros de fachada e 25 metros de profundidade.

Figura 25 - Localização do terreno

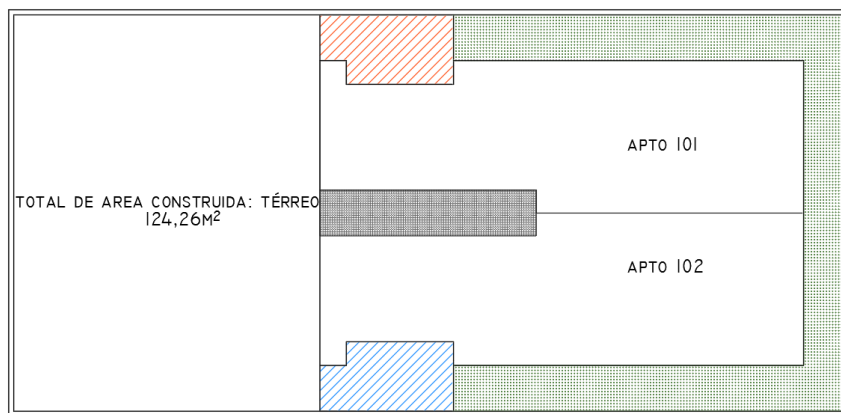


Fonte: Google Maps (2022).

4.2 Informações da sondagem

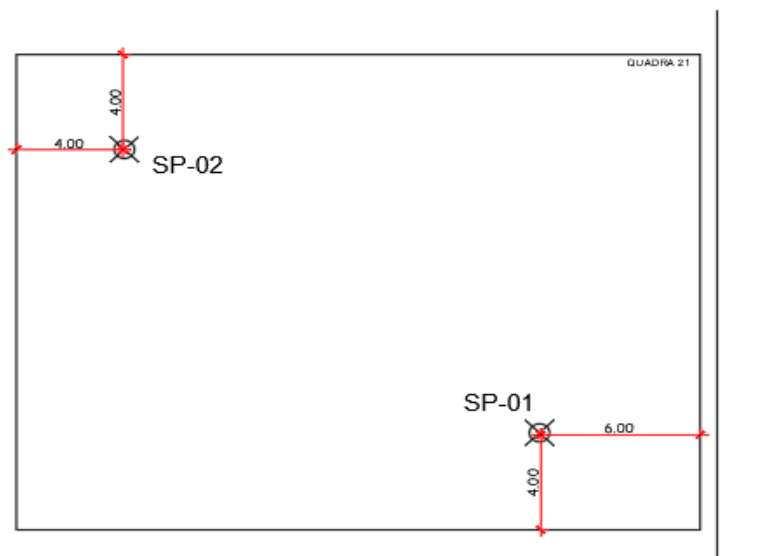
A sondagem SPT foi realizada pela empresa Furo & Solo Perfurações Ltda, a sondagem teve como objetivo: a identificação do solo, conhecer sua resistência e identificar o nível do lençol freático. De acordo com a NBR 8036:1983, para a realização dessa sondagem foram necessários apenas 2 furos, pois a área da projeção da planta do edifício não ultrapassa 200 m², perfazendo um total de 42,18 metros perfurados.

Figura 26 - Projeção da edificação



Fonte: +2 Arquitetura (2017).

Figura 27 - Locação dos furos de sondagem



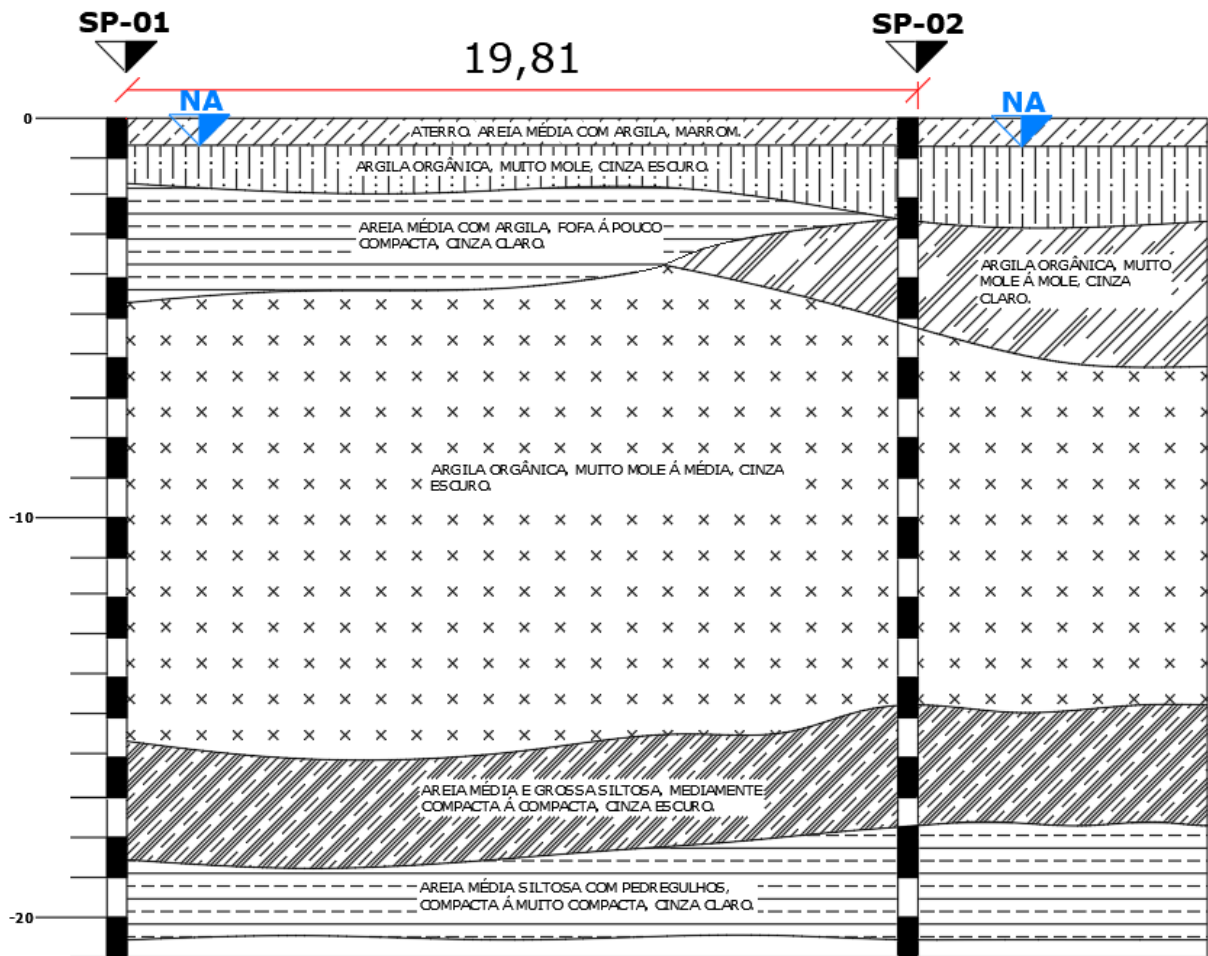
Fonte: Furo & Solo Perfurações Ltda (2017).

As sondagens foram realizadas de acordo com a NBR 6484:1980, sendo iniciadas com a utilização de um trado helicoidal. Para os ensaios de penetração dinâmica foi utilizado um amostrador padrão do tipo Terzaghi-Peck com diâmetro interno de 34,9 mm e diâmetro externo de 50,8 mm. Após o posicionamento do amostrador em cada uma das cotas de amostragem, foram marcados sobre as hastes de perfuração três segmentos de 15 cm cada, contados a partir do topo do tubo de revestimento. Para efetuar a cravação do amostrador, um martelo de 65 Kg foi erguido à uma altura de 75 cm, contados a partir do topo da cabeça de bater, e em seguida deixado cair livremente. Foram, então, anotados o número de golpes necessários à cravação de cada 15 cm do amostrador. A identificação e classificação das amostras foram realizadas segundo a NBR 7250:1982.

Por se tratar de uma região costeira, onde o ecossistema predominante é o mangue, foi esperado um índice N_{spt} baixo e o nível do lençol freático alto. É possível observar no Anexo A e Anexo B, os perfis de sondagem do terreno.

O solo é composto predominantemente por argila muito mole, areia média e material orgânico. O número de golpes se manteve muito baixo até a profundidade de 16 metros, onde foi possível observar um aumento de resistência. Nota-se também o elevado nível de água do terreno, onde na sondagem do Anexo A se encontrava à 68 centímetros e no Anexo B se encontrava aos 71 centímetros. O limite da sondagem se deu na profundidade de 21,56 metros. É possível observar no Anexo B, que da profundidade 6 metros até a profundidade de 14 metros, o amostrador desceu apenas com seu peso próprio sem a necessidade de golpes.

Figura 28 - Perfil do solo

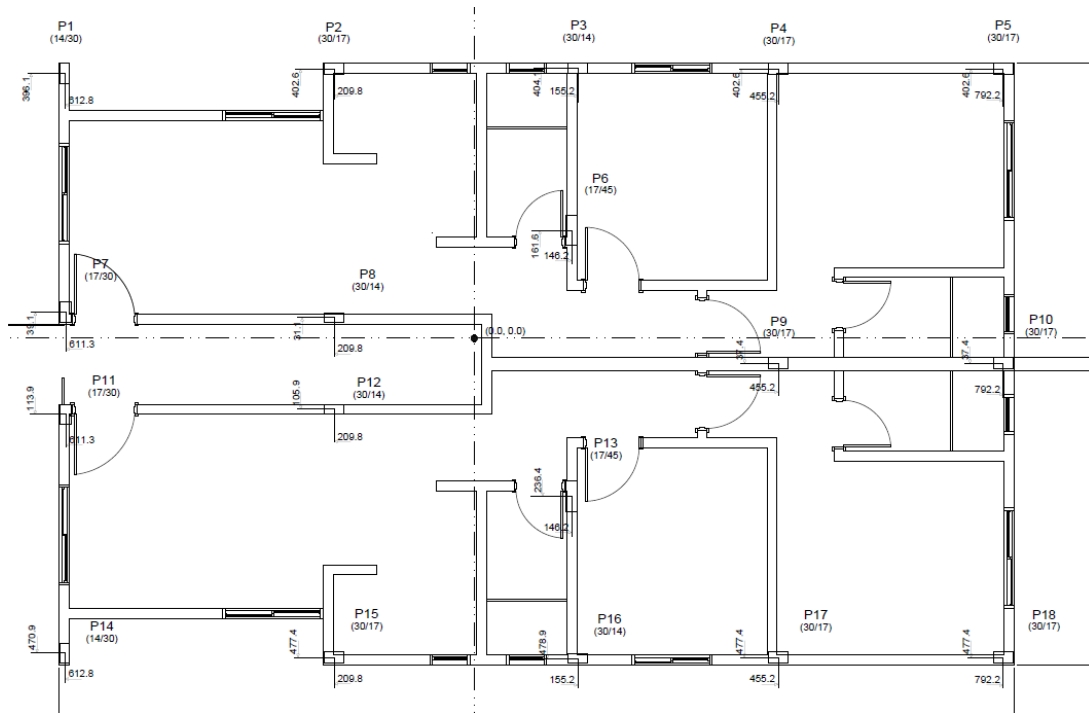


Fonte: Autoria própria (2022).

4.3 Planta de cargas

A planta de cargas dos pilares foi cedida pelo projetista da obra e foram realizadas através do método da área de influência por meio do software Cypecad. É possível observar a locação dos pilares e a tabela de cargas dos pilares respectivamente na figura 30 e tabela 5. As unidades das cargas axiais dos pilares estão em toneladas e dos momentos nos pilares em toneladas metro.

Figura 29 – Locação dos pilares



Fonte: Prosper Projetos e Consultoria (2021).

Tabela 5 - Tabela de cargas em toneladas e toneladas por metro

P1 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	21,85	-0,01	0,46	0,01	1,18
P2 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	21,95	-0,49	0,62	-1,06	1,52
P3 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	17,49	0,15	0,07	0,5	0,18
P4 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	19,6	-0,4	0,64	-0,82	1,54
P5 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	16,6	0,22	0,36	0,73	0,89
P6 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	28,15	0,79	0,71	1,88	1,8
P7 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	17,17	-0,72	-0,19	-1,71	-0,48
P8 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	25,81	0,09	-0,19	0,39	-0,45
P9 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	55,69	0,18	0,01	0,63	0,02
P10 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	34,22	-0,21	0	-0,34	0
P11 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	17,2	-0,72	0,19	-1,7	0,46
P12 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	25,56	0,09	0,18	0,37	0,44
P13 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	28,16	0,74	-0,72	1,77	-1,83
P14 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	21,77	-0,01	-0,47	0,01	-1,18
P15 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	21,73	-0,48	-0,61	-1,02	-1,49
P16 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	17,21	0,13	-0,07	0,45	-0,16
P17 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	20,53	-0,38	-0,63	-0,8	-0,16
P18 : Hipótese	Axial	Mx	My	Qx	Qy
	16,59	0,22	-0,36	0,73	-0,89

Fonte: Prosper Projetos e Consultoria (2021).

5 DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DOS CUSTOS

5.1 Dimensionamento e orçamento do Radier Liso

5.1.1 Dimensionamento – Radier Liso

Para o dimensionamento do radier foi utilizado, como dito anteriormente, o modelo baseado na hipótese de Winkler. Dessa forma, faz-se necessário descobrir o coeficiente de recalque horizontal do solo (K_h) e o coeficiente de recalque vertical do solo (K_v), este que é necessário para determinar como os elementos se apoiam sobre o solo e simular a rigidez do solo para o cálculo do sistema de grelha.

Tabela 6 - Dimensionamento do coeficiente de reação vertical do solo

Pressão de contato no solo: (Eq.3) $q = \frac{\sum V}{A}$	35,77 kN/m ²
Estimativa de recalque: (Eq.2) $W = 270 \cdot \frac{q \cdot B^{0,7}}{N_{spt}}$	2,24 cm
Coeficiente de reação vertical: (Eq.1) $q = k_v \cdot w$	1,6 kgf/cm ³
Coeficiente de reação horizontal: (Eq.4) $k_h = k_v \cdot v$	0,64 kgf/cm ³

Fonte: Autoria Própria (2022).

Após os cálculos dos coeficientes, os mesmos foram inseridos no software Eberick. Devido à locação dos pilares laterais estarem no limite do terreno não foi possível criar uma borda com o radier para esses pilares, para os pilares frontais e posteriores foi realizada uma borda de 36,5 centímetros, gerando um radier de 15 metros de comprimento e 8,97 metros de largura. Para a espessura do radier, de início, foi adotada a espessura mínima de 16 cm para lajes lisas, de acordo com a NBR 6118:2014. Para este passo, não foi considerada nenhuma carga acidental pois as mesmas já estão calculadas na planta de cargas da edificação.

Figura 30 - Dados Eberick

Laje de fundação

Nome

Cargas

Grupo

Acidental kgf/m²

Revestimento kgf/m²

Extra kgf/m²

Temperatura e retração °C

Seção

Espessura cm Elevação cm

Solo

Laje apoiada no solo

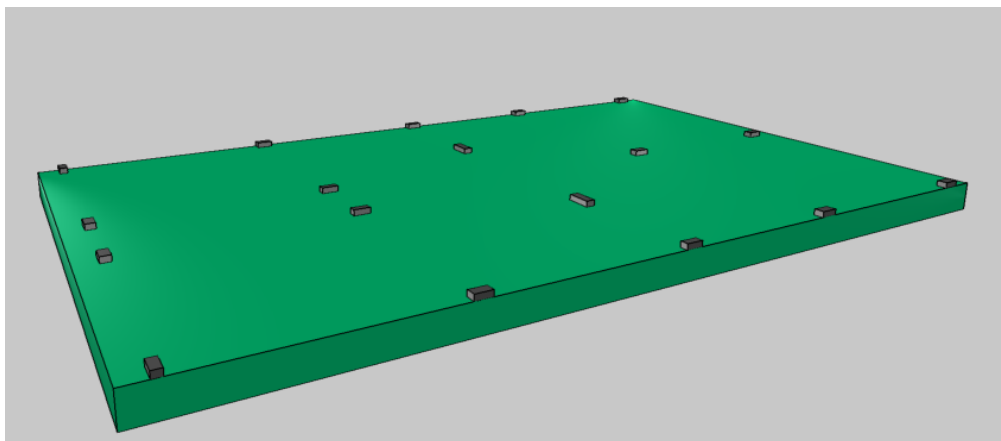
Coef. recalque vertical tf/m²

Coef. de deslocamento horizontal tf/m²

Fonte: Autoria Própria (2022).

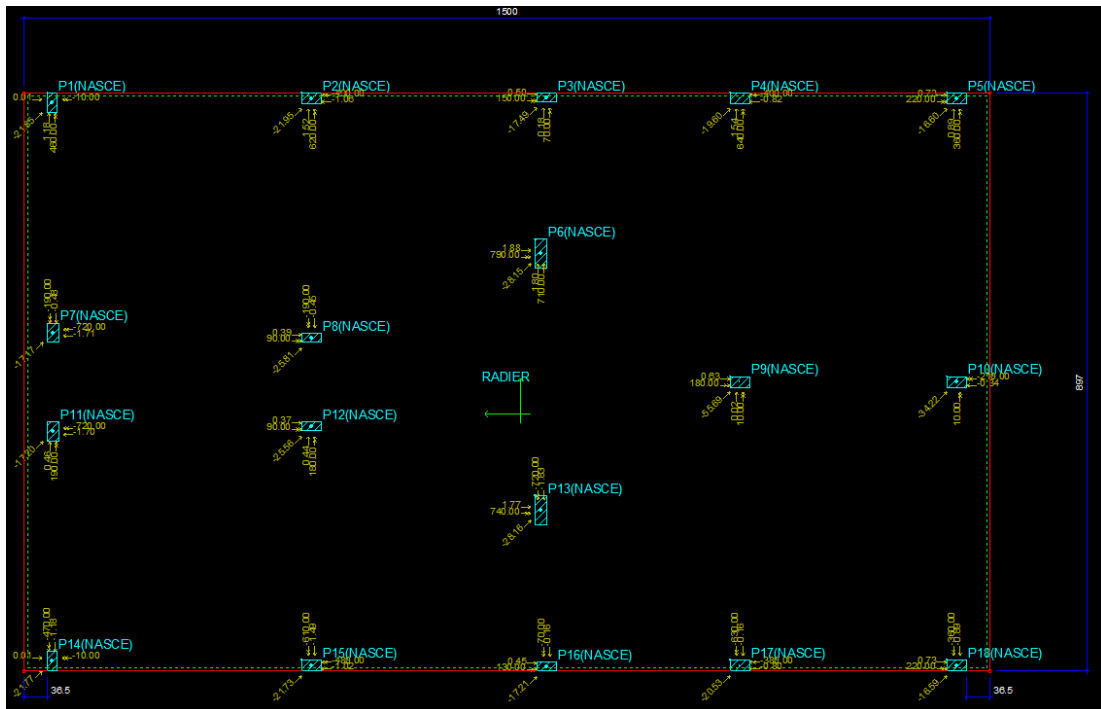
Como a planta de cargas na fundação já foi fornecida pelo projetista, não foi necessário realizar a modelagem da estrutura inteira, para isso foram inseridos pilares com alturas de 10 cm, altura mínima aceita pelo software, pois o mesmo só aceita que sejam inseridas cargas em pilares; foi utilizada altura mínima para que o peso próprio do pilar não interferisse nas cargas atuantes no radier. Após o lançamento dos pilares, foram inseridas todas as cargas em cada um deles.

Figura 31 - Radier com pilares



Fonte: Autoria Própria (2022).

Figura 32 - Cargas aplicadas nos pilares



Fonte: Autoria Própria (2022).

Após todos os dados estarem inseridos no software, processou-se a estrutura. Com a altura de 16 centímetros ocorreu erro no dimensionamento, pois de acordo com a NBR 6118:2014 o espaçamento entre barras era menor do que o espaçamento mínimo permitido, dificultando a passagem de concreto durante a concretagem do radier. Dessa forma, fez-se necessário o aumento de sua altura, o aumento foi feito gradativamente até que o radier atingisse a rigidez necessária para que o espaçamento fosse permitido. A espessura final do radier foi de 50 centímetros, com o uso do concreto C-30.

O programa detalhou tanto as armaduras inferiores e superiores, como também, as armaduras de punção necessárias.

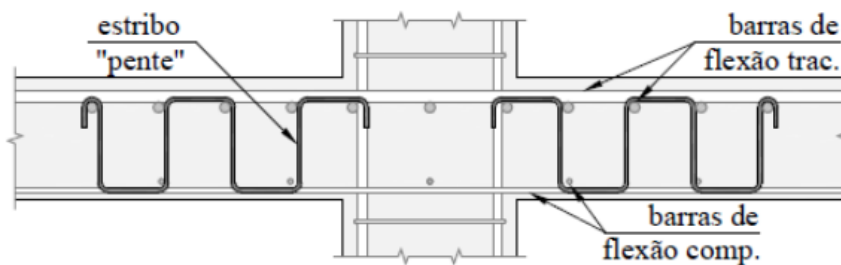
Para a armadura inferior, foi detalhada malha com diâmetro de 8 milímetros e com espaçamento de 10 centímetros, e devido os esforços no radier foram necessárias armaduras de reforço com diâmetros de 10 e 12 milímetros e com espaçamentos de 8, 14, 19 e 20 centímetros, tanto em ambas as direções do radier.

Para a armadura superior, foi necessária apenas uma malha com 6,3 milímetros de diâmetro e com 6 centímetros de espaçamento. Para facilitar a execução na obra, aumentou-se a distância do espaçamento para 15 centímetros,

para isto foi necessário aumentar o diâmetro da armadura para 10 milímetros, entretanto esta mudança gerou um custo final elevado em comparação à armadura com 6,3 milímetros e espaçamento de 6 centímetros, dessa forma, como o objetivo deste trabalho é analisar o menor custo entre dois tipos de fundações, optou-se por utilizar a disposição de armadura que gerou o menor custo.

Para as armaduras de punção, foram necessários estribos em formato de “pente” com 6,3 milímetros de diâmetro, 41,6 centímetros de altura e espaçamento de 12 centímetros de aço CA50.

Figura 33 - Estribos "pente"



Fonte: Ferreira (2010).

As plantas de armaduras do radier ser observadas no Apêndice 2.

5.1.2 Orçamento do Radier

Após a realização do dimensionamento, realizou-se o quantitativo de materiais. Para esta etapa, foi utilizada a lista de materiais disponibilizada pelo software Eberick. A tabela 7 apresenta o levantamento de materiais necessários para a execução do radier.

Tabela 7- Quantitativo de Materiais

QUANTITATIVO DE MATERIAS		
MATERIAL	QUANTID.	UNID.
Volume de concreto	67,3	m ³
Área de forma	24	m ²
Consumo de aço	38,1	kg/m ³
RESUMO DE AÇO POR BITOLA		

AÇO	DIÂMETO (mm)	PESO + 10% (kg)
CA50	6,3	1.245,80
	8,0	1.159,50
	10,0	19,1
	12,5	140,3

Fonte: Autoria Própria (2022).

Após o levantamento dos materiais para a execução da fundação radier, elaborou-se o levantamento de custos através das composições dos insumos, pertinentes aos preços de materiais e serviços provenientes das tabelas do SINAPI. A tabela 8 apresenta em detalhes os custos, com BDI, para cada serviço e material.

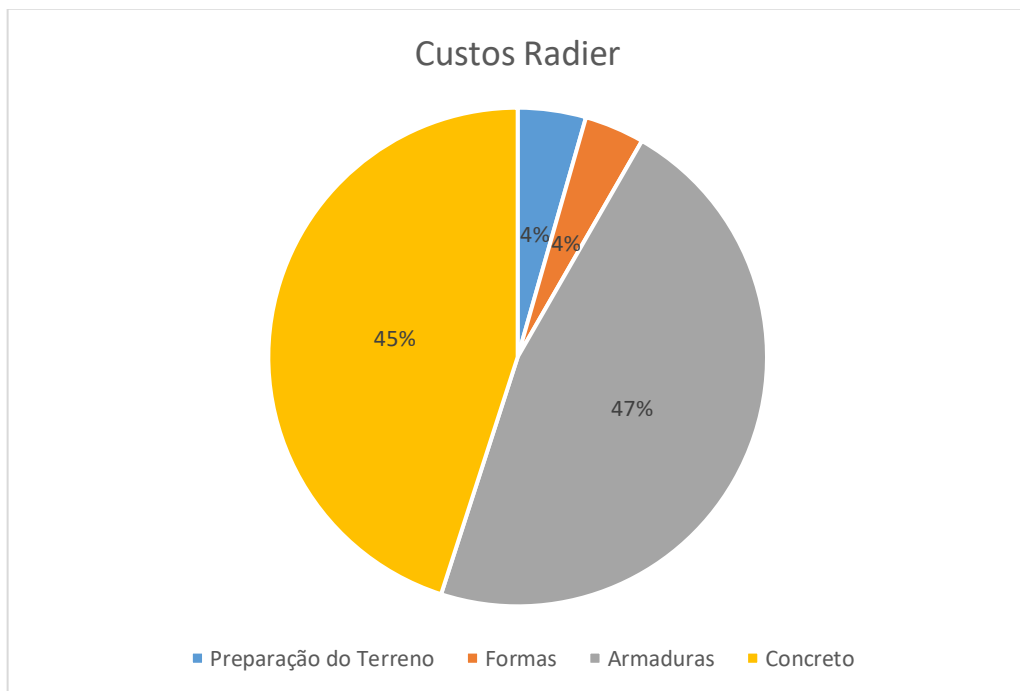
Tabela 8 – Insumos para a execução do radier

INSUMOS PARA A EXECUÇÃO DO RADIER					
CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANTIDADE	P. UNID. (R\$)	VALOR TOTAL (R\$)
101134	ESCAVAÇÃO HORIZONTAL, INCLUINDO CARGA, DESCARGA E TRANSPORTE EM SOLO DE 1A CATEGORIA COM TRATOR DE ESTEIRAS (100HP/LÂMINA: 2,19M3) E CAMINHÃ O BASCULANTE DE 10M3, DMT ATÉ 200M. AF_07/2020	M³	67,27	14,27	959,94
100322	LASTRO COM MATERIAL GRANULAR (PEDRA BRITADA N.3), APLICADO EM PISOS OU LAJES SOBRE SOLO, ESPESSURA DE *10 CM*. AF_07/2019	M³	13,45	122,67	1649,91
97083	COMPACTAÇÃO MECÂNICA DE SOLO PARA EXECUÇÃO DE RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, COM COMPACTADOR DE SOLOS A PERCUSSÃO. AF_09/2021	M²	134,55	3,25	437,29
97086	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2021	M²	24	125,75	3018
97087	CAMADA SEPARADORA PARA EXECUÇÃO DE RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, EM LONA PLÁSTICA. AF_09/2021	M²	134,55	2,86	384,81
92769	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1.245,80	14,61	18201,1
92770	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1.159,50	14,03	16267,8
92771	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	19,1	12,69	242,379
92772	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	140,3	10,82	1518,05
97096	CONCRETAGEM DE RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, FCK 30 MPA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_09/2021	M³	67,3	519,48	34961
CUSTO TOTAL					77640,31

Fonte: Autoria Própria (2022).

O custo para a execução deste radier com 134,55 m² e com 50 centímetros de espessura foi de R\$ 77640,31. Na figura 35, observa-se a interferência percentual dos principais serviços no custo total do radier.

Figura 34 - Interferência dos materiais no custo do radier



Fonte: Autoria Própria (2022).

De acordo com a Figura 35, observou-se um alto custo de aço e concreto no valor do radier, isto ocorre devido ao radier ser uma laje apoiada diretamente no solo, onde existem elevados esforços de punção e flexão, necessitando incorporar armaduras próximas aos pilares e elevar a sua altura para aumentar a sua rigidez.

5.2 Dimensionamento e orçamento das estacas pré-moldadas de concreto

5.2.1 Dimensionamento – Estacas pré-moldadas de concreto

Para o cálculo da capacidade de cargas das estacas utilizando o método de Aoki e Velloso, considerou-se o laudo de sondagem SP-02 (ANEXO B), pois o mesmo apresenta menor resistência em relação ao SP-01 (ANEXO A), e como SPT,

utilizou-se o valor de SPT final de cada metro. Para a realização dos cálculos foram utilizados os valores de correções F1 e F2 da estaca pré-moldada com geometria retangular e para valor do coeficiente “K” e razão de atrito “ α ” dos solos do tipo argila e areia siltosa. Para a cravação das estacas, recomenda-se cravá-las até atingir a nega, entretanto, para a realização deste trabalho, foi considerada como profundidade final a profundidade onde o solo já possui resistência para suportar a carga do pilar.

As dimensões, comprimentos e capacidade de carga máxima das estacas foram retirados do catálogo da empresa Protensul – Pré-Fabricados LTDA, da região de São José/SC.

Figura 35 - Características Técnicas das Estacas

Características Técnicas das Estacas					
seção (cm)	área (cm ²)	perímetro (cm)	peso (kg/m)	compr. padrão (m)	capac. carga máx. (ton.)
16 x 16	256	64	61	4-5-6-8-10-12	25
18 x 18	324	72	78	4-5-6-8-10-12	35
20 x 20	400	80	96	4-5-6-8-10-12	45
23 x 23	529	92	127	4-5-6-8-10-12	60
26 x 26	676	104	162	4-5-6-8-10-12	75
30 x 30	900	120	216	4-5-6-8-10-12	100
33 x 33	1089	132	272	4-5-6-8-10-12	110
35 x 35	1225	140	294	4-5-6-8-10-12	130
42 x 42	1764	168	424	6-8-10-12	180
45 x 45	2025	180	506	6-8-10-12	200

Fonte: Protensul – Pré-Fabricados LTDA (2022).

Iniciou-se os cálculos utilizando a menor seção disponível das estacas, 16x16 centímetros, os resultados podem ser observados na tabela 9.

Tabela 9 - Capacidade de carga estaca 16x16 cm

Tipo de estaca:	Pré-moldada cravada	Dimensão:	16	cm
F1 =	1,2	f _{ck} do concreto da estaca:	20	MPa
F2 =	2,4	Resistência da estaca:	60	ton.
		Coef. Segurança:	2,0	

Cota (m)	Prof. (m)	SPT	Solo	Aoki-Velloso					
				K (kN/m ²)	α (%)	Q _p (kN)	Q _a (kN)	Q _{total} (kN)	Q/CS (tn)
0	0	-	Argila	200	6,0%	0	0	0	0,0
-1	1	2	Argila	200	6,0%	9	6	15	0,7
-2	2	2	Argila	200	6,0%	9	13	21	1,1
-3	3	3	Argila	200	6,0%	13	22	35	1,8
-4	4	4	Argila	200	6,0%	17	35	52	2,6
-5	5	3	Argila	200	6,0%	13	45	58	2,9
-6	6	3	Argila	200	6,0%	13	54	67	3,4
-7	7	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-8	8	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-9	9	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-10	10	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-11	11	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-12	12	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-13	13	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-14	14	-	Argila	200	6,0%	0	54	54	2,7
-15	15	29	Areia siltosa	800	2,0%	495	178	673	33,7
-16	16	24	Areia siltosa	800	2,0%	410	281	690	34,5
-17	17	27	Areia siltosa	800	2,0%	461	396	857	42,8
-18	18	37	Areia siltosa	800	2,0%	631	554	1185	59,3
-19	19	43	Areia siltosa	800	2,0%	734	737	1471	73,5
-20	20	50	Areia siltosa	800	2,0%	853	950	1804	90,2

Fonte: Autoria Própria (2022).

De acordo com a tabela 9, para a estaca de 16x16 alcançou-se a resistência de 33,7 toneladas aos 15 metros de profundidade, entretanto, de acordo com o catálogo de características técnicas das estacas (Figura 36), a capacidade máxima para uma estaca de 16x16 centímetros é de 25 toneladas e seu comprimento máximo é de 12 metros, ou seja, para alcançar a profundidade de 15 metros, serão necessárias 2 estacas e uma emenda entre elas. Na tabela 10 é possível observar os pilares que abrangem estas estacas.

Tabela 10 - Pilares - Estacas 16x16 cm

Pilar	Carga Pilar(t)	Capac. de carga (t)	Dim. Estaca (cm)
P1	21,85	25	16x16
P2	21,95	25	16x16
P3	17,49	25	16x16
P4	19,60	25	16x16
P5	16,60	25	16x16
P7	17,17	25	16x16
P11	17,20	25	16x16
P14	21,77	25	16x16
P15	21,73	25	16x16
P16	17,21	25	16x16
P17	20,53	25	16x16
P18	16,59	25	16x16

Fonte: Autoria Própria (2022).

Definida a capacidade de carga com estacas com seção 16x16, observou-se que as estacas com a menor seção abrangeram 12 pilares dos 18 pilares da residência. Após a definição da capacidade de carga das estacas de menor seção realizou-se a capacidade de carga para a próxima seção de estacas, 18x18 centímetros. Os resultados podem ser observados na tabela 11.

Tabela 11 - Capacidade de carga estaca 18x18 cm

Dimensão:	18	cm
Tipo de estaca:	Pré-moldada cravada	
f _{ck} do concreto da estaca:	20	MPa
F1 =	1,2	
Resistência da estaca:	60	ton.
F2 =	2,4	
Coef. Segurança:	2,0	

Cota (m)	Prof. (m)	SPT	Solo	Aoki-Velloso					
				K (kN/m ²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotál (kN)	Q/CS (tn)
0	0	-	Argila	200	6,0%	0	0	0	0,0
-1	1	2	Argila	200	6,0%	11	7	18	0,9
-2	2	2	Argila	200	6,0%	11	14	25	1,3
-3	3	3	Argila	200	6,0%	16	25	41	2,1
-4	4	4	Argila	200	6,0%	22	40	61	3,1
-5	5	3	Argila	200	6,0%	16	50	67	3,3
-6	6	3	Argila	200	6,0%	16	61	77	3,9
-7	7	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-8	8	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-9	9	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-10	10	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-11	11	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-12	12	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-13	13	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-14	14	-	Argila	200	6,0%	0	61	61	3,1
-15	15	29	Areia siltosa	800	2,0%	626	200	827	41,3
-16	16	24	Areia siltosa	800	2,0%	518	316	834	41,7
-17	17	27	Areia siltosa	800	2,0%	583	445	1028	51,4
-18	18	37	Areia siltosa	800	2,0%	799	623	1422	71,1
-19	19	43	Areia siltosa	800	2,0%	929	829	1758	87,9
-20	20	50	Areia siltosa	800	2,0%	1080	1069	2149	107,5

Fonte: Autoria Própria (2022)

Definida a capacidade de carga com estaca de seção 18x18, observou-se que atingiu-se a capacidade de carga de 41,3 toneladas aos 15 metros de profundidade, entretanto, de acordo com o catálogo de característica das estacas (Figura 36), uma estaca com essa seção possui resistência máxima de 35 toneladas e seu comprimento máximo é de 12 metros, ou seja, como visto anteriormente, são necessárias 2 estacas e uma emenda para atingir essa profundidade. Na tabela 12 é possível observar os pilares que abrangem estas estacas

Tabela 12- Pilares - Estacas 18x18 cm

Pilar	Carga Pilar (t)	Capac. de carga (t)	Dim. Estaca (cm)
P6	28,15	35	18x18
P8	25,91	35	18x18
P10	34,22	35	18x18
P12	25,56	35	18x18

P13	28,16	35	18x18
------------	-------	----	-------

Fonte: Autoria Própria (2022)

Definida a capacidade de carga com estacas de seção 18x18, faltou apenas calcular a capacidade de carga da fundação para o pilar “P9” que possui uma carga de 55,69 toneladas. Para o cálculo de capacidade de carga para este pilar foi utilizada a próxima seção das estacas, 20x20 centímetros, todavia, a resistência máxima para estacas dessa seção é de 45 toneladas. Desse modo, foi definida a capacidade de carga para a próxima seção, 23x23 centímetros. Como se pode observar na tabela 13, foi necessária uma seção de 23x23 para atingir a capacidade de carga necessária para o pilar “P9”.

Tabela 13- Capacidade de carga estaca 23x23 cm

Tipo de estaca: Pré-moldada cravada	Dimensão: 23 cm
F1 = 1,2	f_{ck} do concreto da estaca: 20 MPa
F2 = 2,4	Resistência da estaca: 60 ton.
	Coef. Segurança: 2,0

Cota (m)	Prof. (m)	SPT	Solo	Aoki-Velloso					
				K (kN/m ²)	α (%)	Q _p (kN)	Q _a (kN)	Q _{total} (kN)	Q/CS (tn)
0	0	-	Argila	200	6,0%	0	0	0	0,0
-1	1	2	Argila	200	6,0%	18	9	27	1,3
-2	2	2	Argila	200	6,0%	18	18	36	1,8
-3	3	3	Argila	200	6,0%	26	32	59	2,9
-4	4	4	Argila	200	6,0%	35	51	86	4,3
-5	5	3	Argila	200	6,0%	26	64	91	4,5
-6	6	3	Argila	200	6,0%	26	78	105	5,2
-7	7	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-8	8	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-9	9	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-10	10	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-11	11	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-12	12	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-13	13	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-14	14	-	Argila	200	6,0%	0	78	78	3,9
-15	15	29	Areia siltosa	800	2,0%	1023	256	1279	63,9
-16	16	24	Areia siltosa	800	2,0%	846	403	1250	62,5
-17	17	27	Areia siltosa	800	2,0%	952	569	1521	76,1
-18	18	37	Areia siltosa	800	2,0%	1305	796	2101	105,0
-19	19	43	Areia siltosa	800	2,0%	1516	1060	2576	128,8
-20	20	50	Areia siltosa	800	2,0%	1763	1366	3130	156,5

Fonte: Autoria Própria (2022)

Definida a capacidade de carga para esta seção, observa-se que a fundação atingiu a capacidade de carga de 63,9 toneladas aos 15 metros de profundidade, porém, a capacidade de carga máxima para estacas com esta seção, 23x23, é de 60 toneladas e seu comprimento máximo é de 12 metros, desse modo, como as estacas de seções 16x16 e 18x18 foram utilizadas 2 estacas e uma emenda para atingir esta profundidade.

Tabela 14- Pilares - Estacas 23x23 cm

Pilar	Carga Pilar (t)	Capac. de carga (t)	Dim. Estaca (cm)
P9	55,69	60	23x23

Fonte: Aatoria Própria (2022)

5.2.2 Orçamento estacas pré-moldadas

Definida a capacidade de carga das estacas, foi realizado o quantitativo de materiais para a realização desta fundação. Para cada pilar foram necessárias duas estacas e uma emenda entre elas para atingir a profundidade necessária de 15 metros.

Tabela 15- Quantitativo de materiais - Estacas pré-moldadas

QUANTITATIVO DE MATERIAIS		
Seção (cm)	Quantidade (un)	Emenda (un)
16X16	24	12
18X18	10	5
23X23	2	1

Fonte: Aatoria Própria (2022)

Após o quantitativo de estacas e emendas que serão utilizadas, buscou-se 3 (três) empresas da região para a realização do orçamento, nesses orçamentos estão quantificados tanto o valor das estacas e emendas quanto da mão de obra e mobilização de equipamentos. Nas tabelas 16, 17 e 18 é possível observar o

orçamento de cada empresa. Para manter a privacidade das empresas, utilizou-se nomes fictícios, empresa “A”, empresa “B” e empresa “C”.

Tabela 16- Orçamento Empresa A

EMPRESA A											
Seção (cm)	Quantidade (un)	Estaca (m)	Profundi. (m)	Compr. Total (m)	Emenda (un)	PREÇOS UNITÁRIOS (R\$)			VALORES (R\$)		
						ESTACA (un.)	EMENDA (un.)	CRAVAÇÃO (R\$/m)	ESTACA	EMENDA	CRAVAÇÃO
16X16	24	8	15	180	12	62,4	142,5	18	11232	1710	3240
18X18	10	8	15	75	5	73,3	158,5	18	5497,5	792,5	1350
23x23	2	8	15	15	1	99,8	266,8	18	1497	266,8	270
Total parcial	36			270					18226,5	2769,3	4860
SUB TOTAL											25855,8
TAXA DE MOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO											3000
TOTAL GERAL											28855,8

Fonte: Aatoria Própria (2022)

Tabela 17- Orçamento Empresa B

EMPRESA B											
Seção (cm)	Quantidade (un)	Estaca (m)	Profundi. (m)	Comprim. Total (m)	Emenda (un)	PREÇOS UNITÁRIOS (R\$)			VALORES (R\$)		
						ESTACA (un.)	EMENDA (un.)	CRAVAÇÃO (R\$/m)	ESTACA	EMENDA	CRAVAÇÃO
16X16	24	8	15	180	12	54	120	21,12	9720	1440	3801,6
18X18	10	8	15	75	5	59	130	23,76	4425	650	1782
23x23	2	8	15	15	1	71	230	34,32	1065	230	514,8
Total parcial	36			270					15210	2320	6098,4
SUB TOTAL											23628,4
TAXA DE MOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO											3000
TOTAL GERAL											26628,4

Fonte: Aatoria Própria (2022)

Tabela 18- Orçamento Empresa C

EMPRESA C											
Seção (cm)	Quantidade (un)	Estaca (m)	Profundi. (m)	Comprim. Total (m)	Emenda (un)	PREÇOS UNITÁRIOS (R\$)			VALORES (R\$)		
						ESTACA (un.)	EMENDA (un.)	CRAVAÇÃO (R\$/m)	ESTACA	EMENDA	CRAVAÇÃO
16X16	24	8	15	180	12	62,4	142,5	22	11232	1710	3960
18X18	10	8	15	75	5	73,3	158,5	22	5497,5	792,5	1650
23x23	2	8	15	15	1	99,8	266,8	22	1497	266,8	330
Total parcial	36			270					18226,5	2769,3	5940
SUB TOTAL											26935,8
TAXA DE MOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO											2000
TOTAL GERAL											28935,8

Fonte: Aatoria Própria (2022)

Observou-se que as três empresas optaram por duas estacas de 8 metros, mas com profundidade de 15 metros de cravação, ou seja, a cravação será feita até 15 metros e o restante da estaca será arrasado.

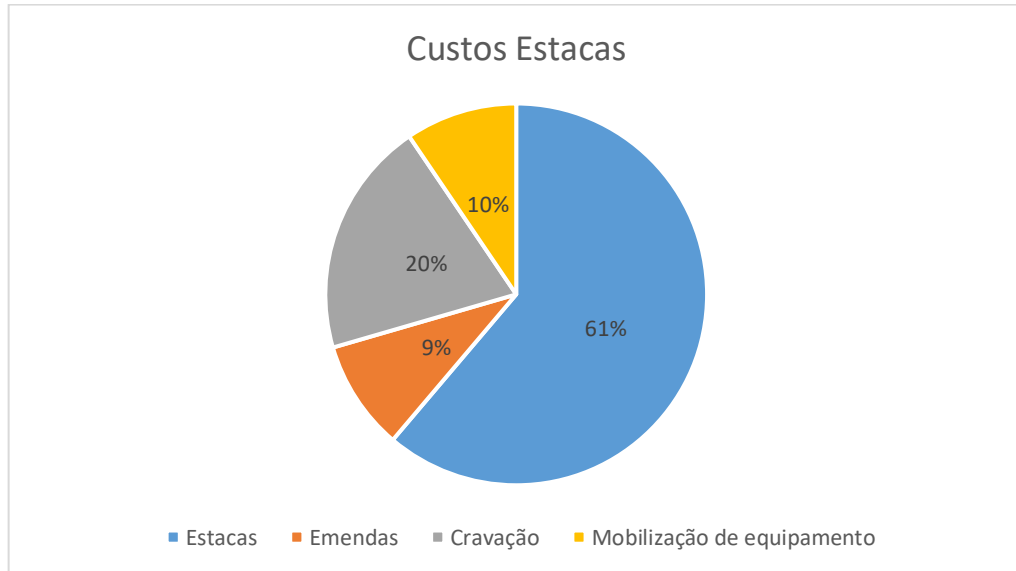
Para simplificar o orçamento, realizou-se a média aritmética dos valores unitários de cada item, estaca, emenda, cravação e taxa de mobilização do equipamento. Na tabela 19 é possível observar o valor médio para a execução da fundação do tipo estaca pré-moldada.

Tabela 19- Orçamento Médio - Estacas pré-moldadas

ORÇAMENTO MÉDIO											
Seção (cm)	Quantidade (un)	Estaca (m)	Profundid. (m)	Comprim. Total (m)	Emenda (un)	PREÇOS UNITÁRIOS (R\$)			VALORES (R\$)		
						ESTACA (un.)	EMENDA (un.)	CRAVAÇÃO (R\$/m)	ESTACA	EMENDA	CRAVAÇÃO
16X16	24	8	15	180	12	59,60	135	20,37	10728	1620	3667,2
18X18	10	8	15	75	5	68,53	149,00	21,25	5140	745,00	1594,00
23x23	2	8	15	15	1	90,20	254,53	24,77	1353	254,53	371,60
Total parcial	36			270					17221	2619,53	5632,8
SUB TOTAL											25473,33
TAXA DE MOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO											2666,67
TOTAL GERAL											28140,00

Fonte: Autoria Própria (2022)

A média de custo para a execução da fundação utilizando estacas pré-moldadas de concreto foi de R\$ 28140,00. Na figura 37, observa-se a interferência percentual dos principais serviços no custo total para execução das estacas.

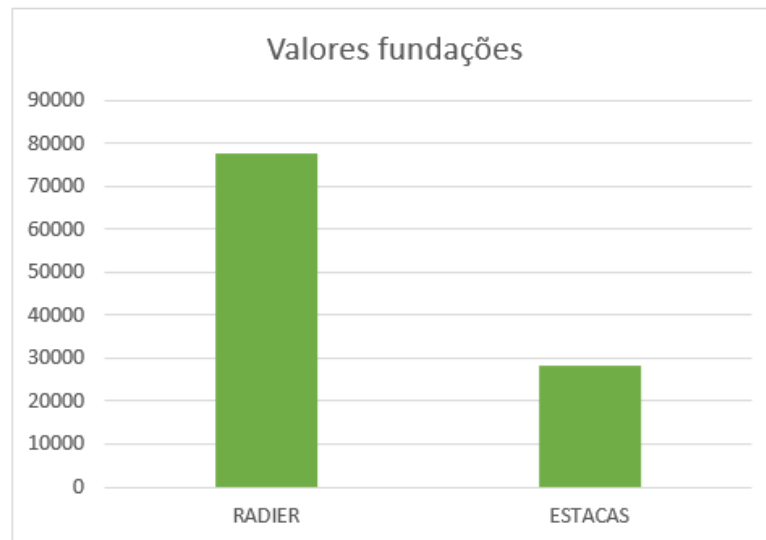
Figura 36 - Interferência dos materiais no custo das estacas

Fonte: Autoria Própria (2022)

De acordo com a Figura 37, constatou-se que o custo dos materiais, estacas e emendas, tem maior influência para o custo deste tipo de fundação, sendo 70% do custo total, e sobrando apenas 20% para a mão de obra e 10% para a mobilização de equipamento até o local da obra.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para análise dos resultados, após o dimensionamento e orçamento de ambas as fundações, realizou-se um gráfico comparativo com seus valores totais.

Figura 37 - Valores fundações

Fonte: Autoria Própria (2022).

Observa-se na figura 38, que o valor para a execução da fundação do tipo radier foi de aproximadamente 2,75 vezes maior que a execução das estacas pré-moldadas de concreto. De acordo com a figura 35, é possível observar um consumo muito alto de concreto e aço para a execução do radier, motivo se deu à baixíssima resistência do solo, o que gerou o aumento de sua altura e na quantidade de aço necessária para aumentar a sua rigidez do radier. Analisando as estacas pré-moldadas, observou-se que mais de 65% das estacas possuem a menor seção disponível, o que gerou uma grande economia para este tipo de fundação.

7 CONCLUSÃO

Analisando o conteúdo apresentado, compreende-se que os objetivos foram alcançados. Inicialmente utilizou-se a sondagem SPT para descobrir os parâmetros do solo; definido os parâmetros, foram escolhidos dois tipos de fundações: a estaca pré-moldada de concreto e o radier, para posteriormente realizar seus dimensionamentos e orçamentos.

Após o dimensionamento do radier através das hipóteses de Winkler, observou-se sua altura muito elevada, dado o porte da obra, o que gerou um elevado consumo de concreto. Devido a geometria do radier, estudos adicionais de tensões no solo podem ser necessários.

Através da realização deste estudo, é possível concluir que para esta obra a execução das estacas pré-moldadas de concreto se torna mais viável, gerando uma economia de R\$ 49.500,31, demonstrando uma diferença percentual de 64% em relação à fundação radier.

Adota-se então como solução de fundação para a obra em questão a fundação do tipo estaca pré-moldada de concreto, tendo como vantagem, além de ser economicamente mais viável para esta obra e ter uma melhor qualidade do concreto utilizado nas estacas podendo ser inspecionado antes da cravação, possui um tempo de execução menor comparada com a execução do radier.

O estudo apresentou limitações, pois não foram considerados os blocos de coroamento para a execução das estacas o que aumentaria os custos das estacas pré-moldadas de concreto, dessa forma, sugere-se para trabalhos futuros a mesma comparação entre estas fundações, entretanto, incluindo os blocos de coroamento nos orçamentos. Também como sugestão, a comparação de outros tipos de fundações para este mesmo terreno.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Interação solo-estrutura (ISE)**. Notas de aula disciplina ECC 840 – Análise Estrutural I – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria, 2007.

ALVA, G. M. S. **Interação solo-estrutura (ISE)**. Notas de aula disciplina ECC 840 – Análise Estrutural I – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria, 2007.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações**. 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ARVALHO, Mauricio Dutra de. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL DO TIPO SAPATA ISOLADA E RADIER LISO EM OBRA DE EDIFICAÇÃO**. 2015. 91 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Santa Rita - Fasar, Conselheiro Lafaiete, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Abnt, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: Abnt, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de Sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios. Rio de Janeiro: Abnt, 1983.

BABAN, Tharwat M.. **Shallow Foundations: Discussions and Problem Solving**. United Kingdom: Wiley-Blackwell, 2016.

BÉTON-KALENDER. **Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer**. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1962.

BOWLES, J. E.. **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. New York: McGraw-Hill, 2001.

CHAVES, Rafael Ferreira; MOREIRA, Maria de Lourdes Teixeira. COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE DUAS OPÇÕES DE FUNDAÇÕES PARA EDIFÍCIO RESIDENCIAL LOCALIZADO EM TERESINA, PIAUÍ. In: CONGRESSO TÉCNICO CIENTÍFICO DA ENGENHARIA E DA AGRONOMIA CONTECC'2016, 73., 2016, Foz do Iguaçu. **Proceedings [...]**. Foz do Iguaçu: Contecc, 2016. p. 2-3.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 57., 2015, Bonito. **Armaduras de Cisalhamento para o Aumento da Resistência à Punção em Lajes Lisas**. Bonito: Ibracon, 2015. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Marcos-De-Oliveira-7/publication/307925565_Shear_Reinforcement_to_Improve_Punching_Shear_Strength_of_Flat_Slabs/links/57d1e3c708ae601b39a20cce/Shear-Reinforcement-to-Improve-Punching-Shear-Strength-of-Flat-Slabs.pdf. Acesso em: 07 jun. 2022.

CUNHA, Vanessa C. da; ROLIM NETO, Carlos. Atrito Negativo: Causas e Danos revisão bibliográfica. **Revista Acta Scientia**, Cabedelo, v. 2, n. 2, p. 45-45, dez. 2020.

DESCONHECIDO. **Bloco de coroamento das estadas**. Disponível em: <https://construcaociviltips.blogspot.com/2011/07/blocos-de-coroamento-das-estacas.html>. Acesso em: 05 fev. 2022.

DESCONHECIDO. **Cravação de estacas pré moldadas**. Disponível em: <https://sotef.com.br/servico/cravacao-estacas-pre-moldadas/>. Acesso em: 28 dez. 2021.

DÓRIA, Luís Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 1997. 108f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 1997.

DUTRA, Luis Henrique; RIOS, Roberto Domingos. Estacas pré-fabricadas de concreto: avaliação do reforço para tensões geradas na cravação. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS, 9., 2013, João Pessoa. **Anais [...]**. João Pessoa: Cinpar, 2013. p. 3-3.

FERNANDES, J.A;PERIA, L.C.S. Características do ambiente. In: SCHAEFFER-NOVELLI, Y. (Ed.). **Manguezal: ecossistema entre a terra e o mar**. São Paulo: Caribben Ecological Research, 1995. Cap.3, p.13-15.

FERREIRA, M. P; **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 275p, 2010.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Waldemar Hachich**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

HAMAKAREEM, Madeh Izat. **What is Mat Foundation? Functions, Uses, and Construction**. Disponível em: <https://theconstructor.org/geotechnical/mat-foundation-construction/37768/>. Acesso em: 20 dez. 2021.

JOHNSON, Laurence D. **Design and construction of mat foundations**. 1989. 354f. US Army Corps of Engineers - Geotechnical laboratory, Department of the Army, Vicksburg, Mississippi, 1989.

JOPPERT, Ivan Jr.. **Fundações e Contensões de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI, 2007. 221 p.

KAESTNER, Camile Luana. **Dimensionamento de laje de fundação tipo radier**. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360037896274-Dimensionamento-de-laje-de-fundação-tipo-radier>. Acesso em: 25 jan. 2022.

MARINHO, Filipe *et al.* **Cálculo de estacas por Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma**. 2019. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/calculo-estacas-capacidade-carga/>. Acesso em: 15 jan. 2022.

MOID. **MAT FOUNDATION, ITS TYPES AND ADVANTAGES**. 2019. Disponível em: <https://www.civilclick.com/mat-foundation/>. Acesso em: 20 dez. 2021.

MOTTA NETO, Paulo Roberto Gouveia da. **Análise e dimensionamento de fundação tipo radier - Estudo de caso**. 2019. 79 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. São Carlos, 2004. 148 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia da EESC-USP.

PRUDÊNCIO, Tiago. **Análise viabilidade econômica de diferentes tipos de fundação em casas populares**. 2011. 57 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2011.

PEREIRA, Caio. **Fundações rasas ou superficiais**. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-rasas>. Acesso em: 16 jan. 2022.

POTTER, Reinaldo Oscar *et al* (org.). **Solos do Estado de Santa Catarina**. 46. ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004.

REBELLO, Yopanan C. P.. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 7. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.

RETONDO, Lucas (ed.). **Tipos de Fundações: Radier, saiba tudo que precisa aqui!** Disponível em: <https://construindocasas.com.br/blog/construcao/radier/>. Acesso em: 08 maio 2022.

SANTOS, Felipe Amaro da Silva. **Estudo de caso do tipo de fundação direta mais viável para casa popular e um edifício de acordo com os parâmetros do solo da região de Delmiro Gouveia.** 2017. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

SILVA, Francielle Sampaio de Andrade. **FUNDAÇÃO PROFUNDA: estudo de caso em edifício residencial na orla da graciosa em Palmas - TO.** 2017. 74 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, 2017.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ANEXOS

ANEXO A – Perfil de Sondagem SP-01

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-01										01/01			
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) Queda 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40					50
0,68 m	①	02	02							0,00 - 0,39 m: ATERRO. AREIA MÉDIA COM ARGILA, MARROM.			
	②	02	03							0,39 - 1,74 m: ARGILA ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO.			
	③	03	04							1,74 - 4,63 m: AREIA MÉDIA COM ARGILA, FOFA À POUCA COMPACTA, CINZA CLARO.			
	④	05	05										
	⑤	03	04										
	⑥	02	02										
	⑦	02	02							4,63 - 15,43 m: ARGILA ORGÂNICA, MUITO MOLE À MÉDIA, CINZA ESCURO.			
	⑧	01/P	-										
	⑨	01/P	-										
	⑩	02	02										
	⑪	02	02										
	⑫	02	02							15,43 - 18,62 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, CINZA ESCURO.			
	⑬	03	03										
	⑭	04	05										
	⑮	06	10										
	⑯	15	20							18,62 - 21,56 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, CINZA CLARO.			
	⑰	18	24										
	⑱	21	29										
	⑲	30	40							LIMITE DA SONDAÇÃO: 21,56 m CONFORME NBR - 6484.			
	⑳	31	46										
	㉑	37	51										
CLIENTE: LUCIANA DE LIMA										SONDADOR: MOZART			
OBRA/LOCAL: LOTEAMENTO NOVA PALHOÇA - PALHOÇA/SC.													
DATA INÍCIO: 03/02/17						DATA TÉRMINO: 03/02/17							
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA:		1:100					
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA							
10		00		FUGA D'ÁGUA COM:		-		INICIAL:					
10		00		USO BENTONITE:		1,00 - 21,56 m		01 HORA:					
10		00		MOTIVO DO TÉRMINO:		camadas resistentes.		24 HORAS: 0,68 m					
CONVENÇÕES:						RESP. TÉCN.: Engº Civil JULIANO GLUZ							
SO: Solo Orgânico AT: Aterro						CREA: SC 087575-3							
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração													

**FURO & SOLO
PERFURAÇÕES**

ANEXO B – Perfil de Sondagem SP-02

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-02										01/01			
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) Queda 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40					50
0,71 m	①	02	02							0,00 - 0,21 m: ATERRO. ARGILA ORGÂNICA, MARROM.			
	②	02	02							0,21 - 2,64 m: ARGILA ORGÂNICA, MUITO MOLE, CINZA ESCURO.			
	③	02	03							2,64 - 5,87 m: ARGILA ORGÂNICA, MUITO MOLE À MOLE, CINZA CLARO.			
	④	03	04										
	⑤	03	03										
	⑥	03	03										
	⑦	01/P	-							5,87 - 14,84 m: ARGILA ORGÂNICA, MUITO MOLE À MOLE, CINZA ESCURO.			
	⑧	01/P	-										
	⑨	01/P	-										
	⑩	01/P	-										
	⑪	01/P	-										
	⑫	01/P	-										
	⑬	01/P	-										
	⑭	01/P	-										
	⑮	22	29							14,84 - 17,89 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, CINZA ESCURO.			
	⑯	17	24							17,89 - 20,62 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADA.			
	⑰	22	27										
	⑱	31	37										
	⑲	30	43										
	⑳	37	50										
	㉑	-	-										
LIMITE DA SONDAÇÃO: 20,62 m CONFORME NBR - 6484.													
CLIENTE: LUCIANA DE LIMA						SONDADOR: MOZART							
OBRA/LOCAL: LOTEAMENTO NOVA PALHOÇA - PALHOÇA/SC.													
DATA INÍCIO: 02/02/17						DATA TÉRMINO: 02/02/17							
LAVAGEM POR TEMPO			AVANÇO TRADO: 1,80 m			ESCALA: 1:100			FURO & SOLO PERFURAÇÕES				
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m			NÍVEIS D'ÁGUA						
10		00		FUGA D'ÁGUA COM: -			INICIAL:						
10		00		USO BENTONITE: 1,00 - 20,62 m			01 HORA:						
10		00		MOTIVO DO TÉRMINO: camadas resistentes.			24 HORAS: 0,71 m						
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração						RESP. TÊC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3							

APÊNDICE

APÊNDICE 1 - Cálculo de capacidade de carga das estacas

Capacidade de Carga - Aoki e Velloso

$$N_{spt} := 2 \quad 01 \text{ metro}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$d := 16 \quad cm$$

$$D := 0.16 \quad m$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pré - moldada}$$

Resistência de ponta:

$$A_p := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \quad cm^2$$

$$R_p := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot A_p)}{F1} = 8.533 \quad kN$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$N_m := \frac{(2)}{1} = 2$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \quad cm$$

$$A_l := 1 \quad m$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$R_l := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot A_l}{F2} = 6.4 \quad kN$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 7.467 \quad kN$$

$$N_{spt} := 2 \quad 02 \text{ metros}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$d := 16 \quad cm$$

$$D := 0.16 \quad m$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pré - moldada}$$

Resistência de ponta:

$$Ap := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \quad cm^2$$

$$Rp := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot Ap)}{F1} = 8.533 \quad kN$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2)}{2} = 2$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 2 \text{ m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$Rl := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 12.8 \text{ kN}$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 10.667 \text{ kN}$$

$$Nspt := 2 \quad 03 \text{ metros}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d := 16 \text{ cm}$$

$$D := 0.16 \text{ m}$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pré - moldada}$$

Resistência de ponta:

$$Ap := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \text{ cm}^2$$

$$Rp := \frac{(Nspt \cdot K \cdot Ap)}{F1} = 8.533 \text{ kN}$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 2)}{3} = 2$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 3 \text{ m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$Rl := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 19.2 \text{ kN}$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 13.867 \text{ kN}$$

$$N_{spt} := 3 \quad 04 \text{ metros}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \frac{kN}{m^2}$$

$$d := 16 \text{ cm}$$

$$D := 0.16 \text{ m}$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pré - moldada}$$

Resistência de ponta:

$$A_p := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \quad \text{cm}^2$$

$$R_p := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot A_p)}{F1} = 12.8 \quad \text{kN}$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 2 + 3)}{4} = 2.25$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \quad \text{cm}$$

$$A_l := 4 \quad \text{m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$R_l := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot A_l}{F2} = 28.8 \quad \text{kN}$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(R_l + R_p)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 20.8 \quad \text{kN}$$

$$N_{spt} := 3 \quad 05 \text{ metros}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$d := 16 \quad cm$$

$$D := 0.16 \quad m$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pré-moldada}$$

Resistência de ponta:

$$A_p := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \quad cm^2$$

$$R_p := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot A_p)}{F1} = 12.8 \quad kN$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \quad \frac{kN}{m^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 2 + 3 + 3)}{5} = 2.4$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \quad cm$$

$$Al := 5 \quad m$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$R_l := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 38.4 \quad kN$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$\bar{R} := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 25.6 \quad \text{kN}$$

$$N_{spt} := 3 \quad 06 \text{ metros}$$

Argila orgânica:

$$K := 200 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d := 16 \quad \text{cm}$$

$$D := 0.16 \quad \text{m}$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca Pr\c{e} - moldada}$$

Resist\ec{e}ncia de ponta:

$$A_p := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \quad \text{cm}^2$$

$$R_p := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot A_p)}{F1} = 12.8 \quad \text{kN}$$

Resist\ec{e}ncia Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \quad \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 2 + 3 + 3 + 3)}{6} = 2.5$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 6 \text{ m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$Rl := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 48 \text{ kN}$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 30.4 \text{ kN}$$

$$Nspt := 0 \quad 07 \text{ _at\c{e}}_14 \text{ metros}$$

Argila org\u00e2nica:

$$K := 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d := 16 \text{ cm}$$

$$D := 0.16 \text{ m}$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.2 \quad \text{Estaca_Pr\c{e}-moldada}$$

Resist\u00eancia de ponta:

$$Ap := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \text{ cm}^2$$

$$Rp := \frac{(Nspt \cdot K \cdot Ap)}{F1} = 0 \text{ kN}$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 2 + 3 + 3 + 3 + 0)}{7} = 2.143$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 7 \text{ m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.4$$

$$Rl := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 48 \text{ kN}$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$R := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 24 \text{ kN}$$

$$N_{spt} := 29 \text{ 15 metros}$$

$$K := 800 \frac{kN}{m^2}$$

$$d := 16 \text{ cm}$$

$$D := 0.18 \text{ m}$$

$$F1 := 1 + \frac{D}{0.8} = 1.225 \text{ Estaca Pr\u00e9-moldada}$$

Resistência de ponta:

$$A_p := \frac{(d \cdot d)}{10000} = 0.026 \text{ cm}^2$$

$$R_p := \frac{(N_{spt} \cdot K \cdot A_p)}{F_1} = 484.833 \text{ kN}$$

Resistência Lateral:

Argila orgânica:

$$\alpha := 0.06$$

$$K := 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_m := \frac{(2 + 2 + 3 + 4 + 3 + 3 + 0)}{14} = 1.214$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 14 \text{ m}$$

$$F_2 := F_1 \cdot 2 = 2.45$$

$$R_{l1} := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F_2} = 53.29 \text{ kN}$$

Areia Siltosa:

$$\alpha := 0.02$$

$$K := 800 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_m := \frac{29}{1} = 29$$

$$U := d \cdot \frac{4}{100} = 0.64 \text{ cm}$$

$$Al := 1 \text{ m}$$

$$F2 := F1 \cdot 2 = 2.45$$

$$Rl_2 := \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m \cdot U) \cdot Al}{F2} = 121.208 \quad kN$$

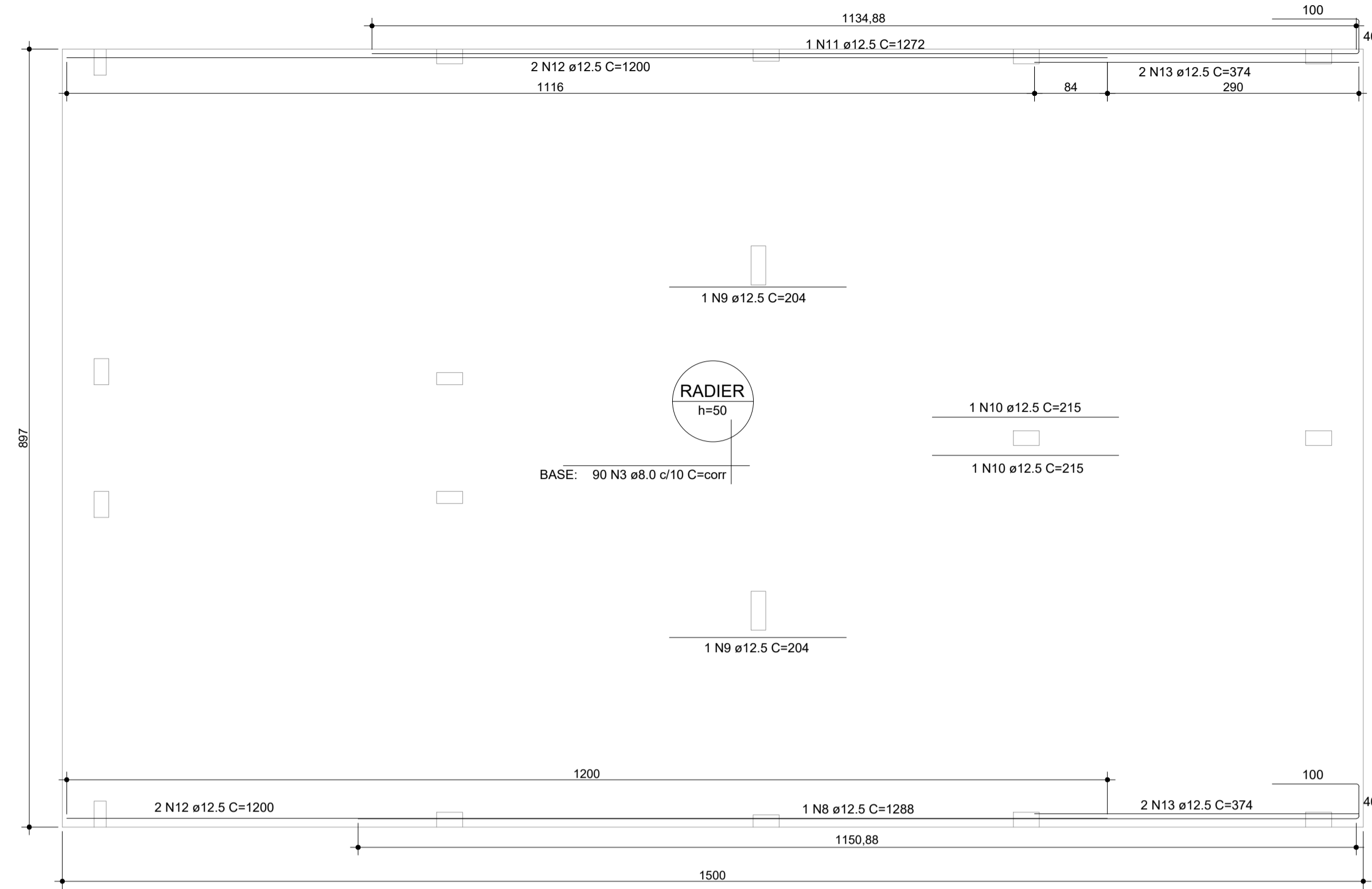
$$Rl := Rl_1 + Rl_2 = 174.498 \quad kN$$

Para 15 metros de profundidade a capacidade de carga da estaca é:

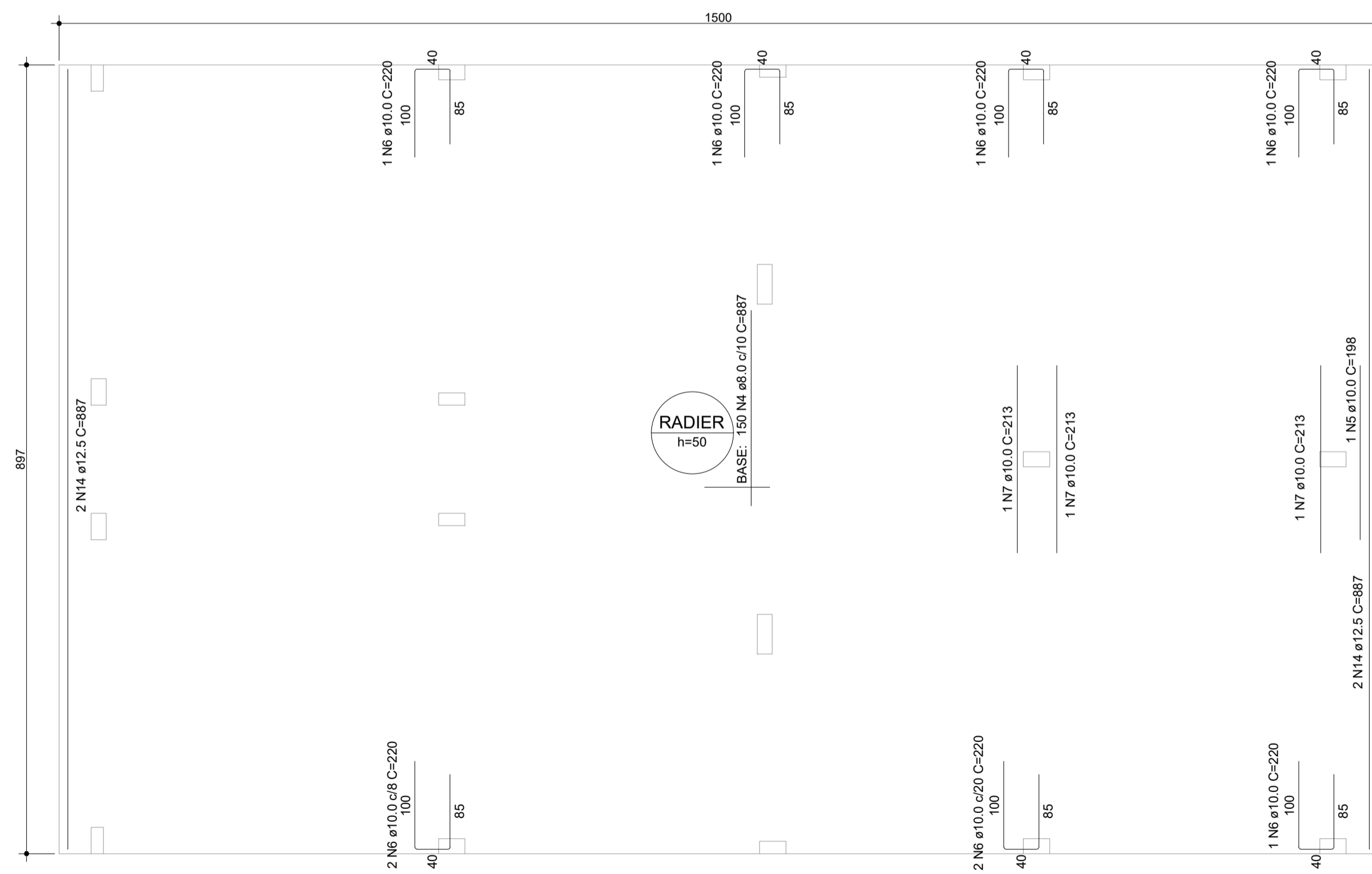
$$\text{Coef. Seguran\c{c}a} := 2$$

$$\bar{R} := \frac{(Rl + Rp)}{\text{Coef. Seguran\c{c}a}} = 329.665 \quad kN$$

APÊNDICE 2 - Projeto executivo Radier

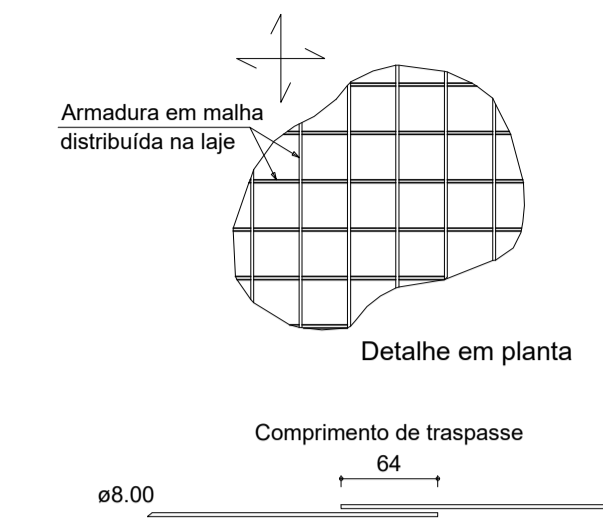


ARMADURA INFERIOR - EIXO X
ESCALA 1:50

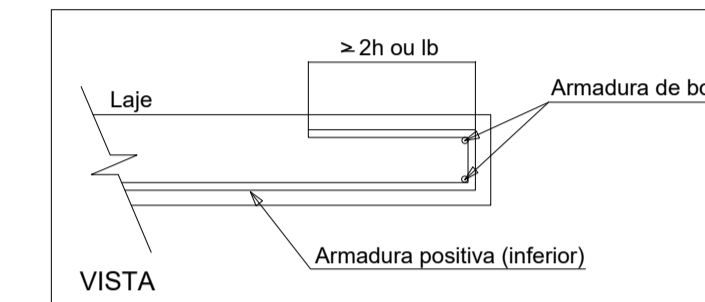


ARMADURA INFERIOR - EIXO Y
ESCALA 1:50

DETALHE DA ARMADURA DE MALHA BASE

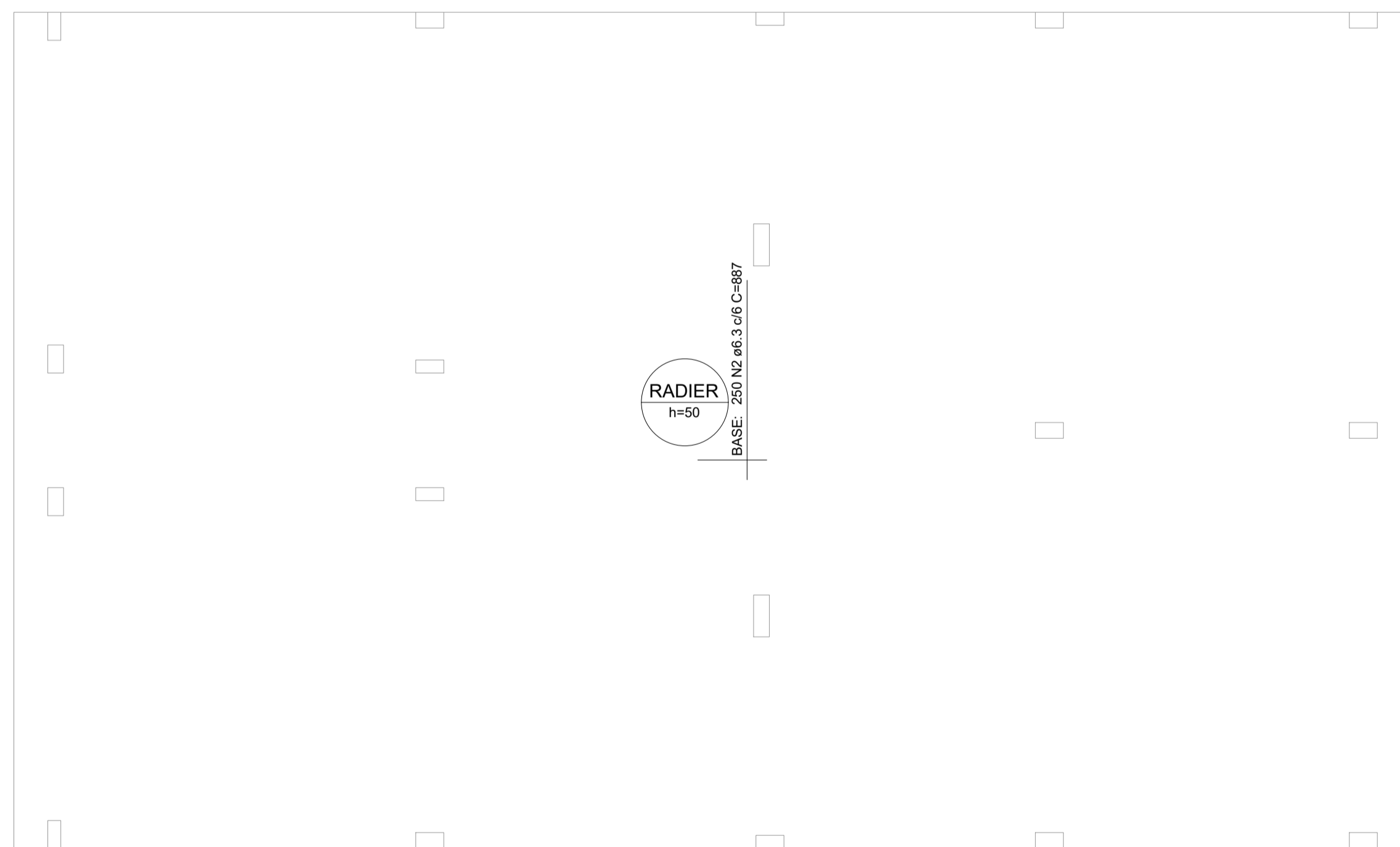


DETALHE DA ARMADURA DE BORDO LIVRE DA LAJE



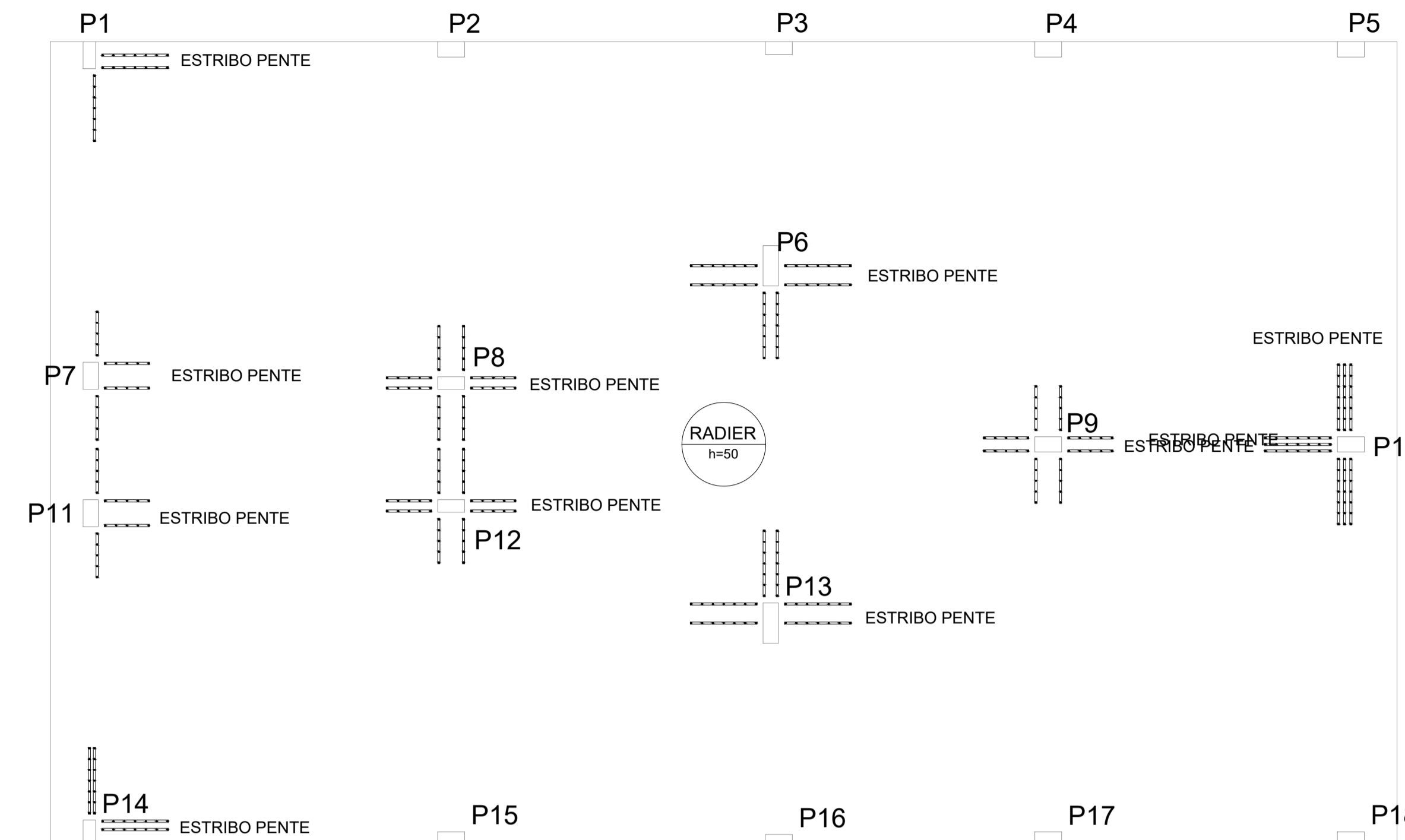
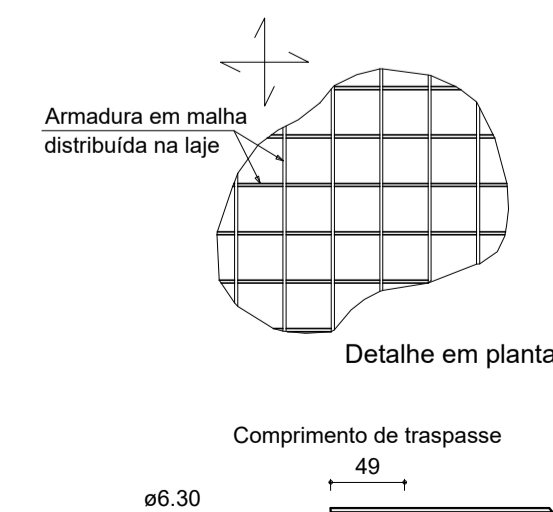


ARMADURA SUPERIOR - EIXO X
ESCALA 1:50



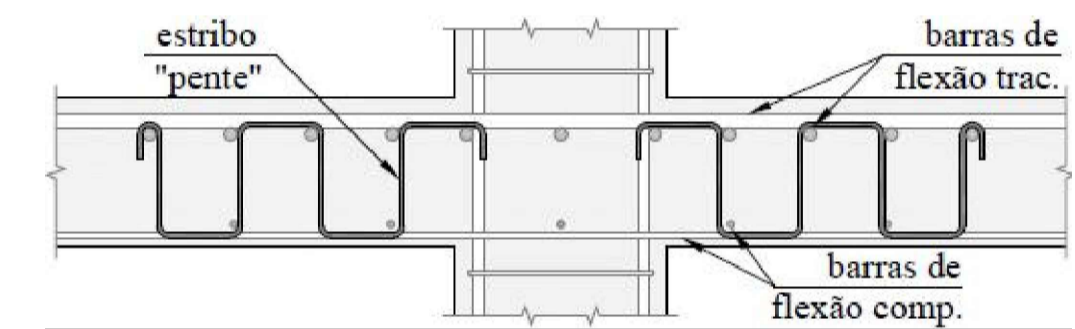
ARMADURA SUPERIOR - EIXO Y
ESCALA 1:50

DETALHE DA ARMADURA DE MALHA BASE

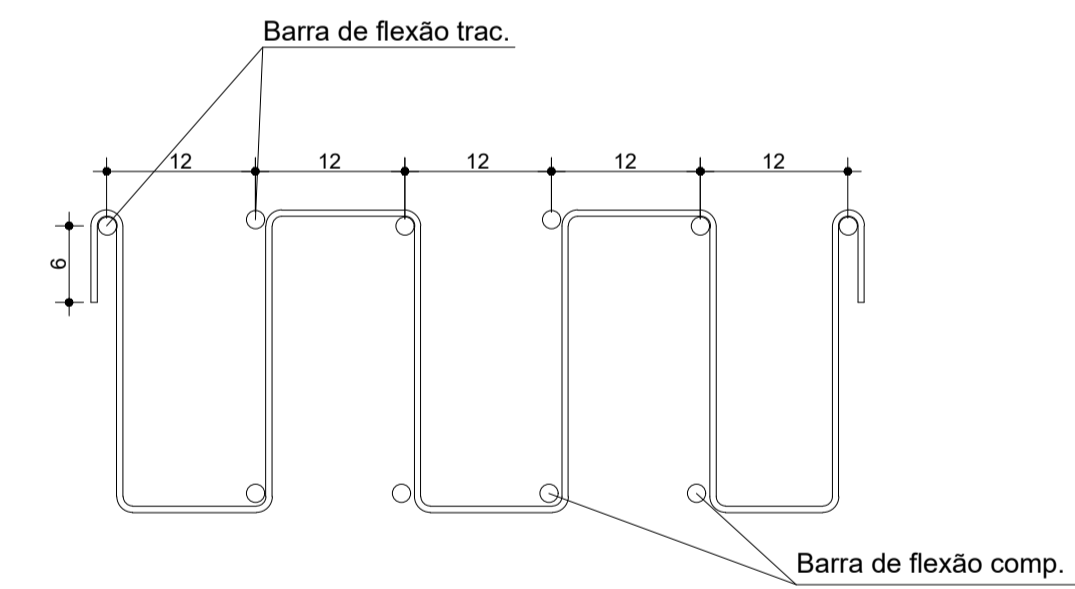


ARMADURA DE PUNÇÃO
ESCALA 1:50

Pilar	Fsd (tf)	Msdh (kgf.m)	Esforços de Punção						Situação do pilar
			Taxa As _x Taxa As _y (%)	Tsd C' Tsd C'' Tsd C' cap (kgf/cm²)	Trd2 C' Trd1 C' Trd3 C' Trd1 C' cap (kgf/cm²)	Asw punção (cm²)			
P1	-9.2	638.9 1906.1	0.038 0.032 0.034	3.3 3.6 3.6 1.6	50.9 2.2 3.7 2.2	0.9	Ok		
P6	-39.0	0.0 64.5	0.114 0.114 0.114	7.3 2.3 2.3 0.0	50.9 3.3 0.0 3.3	1.9	Ok		
P7	-23.7	130.6 90.8	0.076 0.057 0.066	6.1 2.1 2.1 0.0	50.9 2.7 0.0 2.7	1.2	Ok		
P8	-36.0	776.1 268.9	0.114 0.114 0.114	10.9 1.3 1.3 0.0	50.9 3.3 0.0 3.3	2.5	Ok		
P9	-77.7	864.1 62.6	0.114 0.114 0.114	19.9 2.8 2.8 0.0	50.9 3.3 0.0 3.3	2.5	Ok		
P10	-47.6	1939.0 77.0	0.057 0.077 0.066	13.8 4.5 4.5 2.5	50.9 2.7 5.1 2.7	2.8	Ok		
P11	-23.7	266.9 436.4	0.076 0.057 0.066	6.9 2.1 2.1 0.0	50.9 2.7 0.0 2.7	1.2	Ok		
P12	-35.6	923.1 265.6	0.114 0.114 0.114	11.0 1.3 1.3 0.0	50.9 3.3 0.0 3.3	2.5	Ok		
P13	-39.0	0.0 1027.9	0.114 0.114 0.114	8.8 2.4 2.4 0.0	50.9 3.3 0.0 3.3	1.9	Ok		
P14	-11.3	703.9 1777.5	0.038 0.032 0.034	8.6 4.3 4.3 1.9	50.9 2.2 4.4 2.2	1.2	Ok		



DETALHE I - ESTRIBO PENTE
SEM ESCALA



DETALHE II - ESTRIBO PENTE
SEM ESCALA

APÊNDICE 3 - Projeto executivo estacas

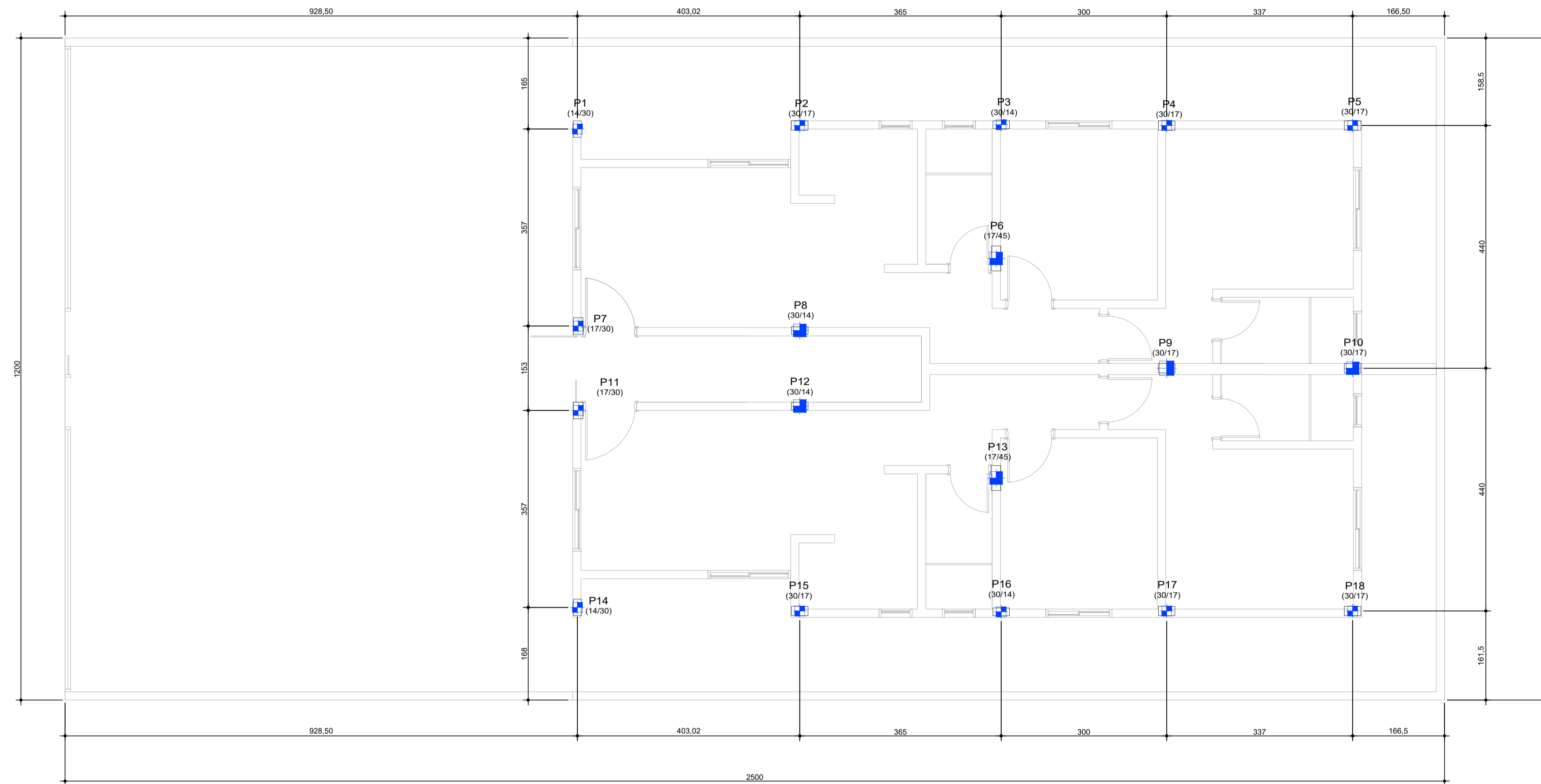


Tabela de estacas

2 23 X 23		Concreto quadrada: L = 16.0 cm
10x 18 X 18		Concreto quadrada: L = 18.0 cm
24 16 X 16		Concreto quadrada: L = 16.0 cm

NOTAS IMPORTANTES:

*Deverá ser realizada prova de carga em 1 estaca de cada 50 cravadas para comprovação da capacidade de projeto.

*Deverá ser preenchido relatório contendo os dados de cravação das estacas tais como data, seção da estaca, comprimento de cravação, luvas utilizadas, nega atingida.

*A capacidade de carga (para validação da quantidade de estacas), assim como a profundidade de execução das mesmas, deverá ser confirmada pelo fornecedor do material.

Tabela: Pilar/Estaca

Pilar	Dimensão (cm)	Estaca (cm)
P1	14x30	16x16
P2	30x17	16x16
P3	30x14	16x16
P4	30x17	16x16
P5	30x17	16x16
P6	17x45	18x18
P7	17x30	16x16
P8	30x14	18x18
P9	30x17	23x23
P10	30x17	18x18
P11	17x30	16x16
P12	30x14	18x18
P13	17x45	18x18
P14	14x30	16x16
P15	30x17	16x16
P16	30x14	16x16
P17	30x17	16x16
P18	30x17	16x16

LOCAÇÃO ESTACAS
ESCALA 1:50