


TERMO DE APROVAÇÃO


O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: Comparação entre fundação profunda, hélice contínua e fundação superficial radier, elaborado pelo(s) aluno(s) Ramon Pereira Lopes e Gerson Rodrigues da Silva foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.


Caratinga 5 de Dezembro de 2017



José Salvador
Prof. Orientador



José Nelson
Prof. Avaliador 1



Camila Silva
Prof. Examinador 2

FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

GERSON RODRIGUES DA SILVA

RAMON PEREIRA LOPES

**COMPARAÇÃO ENTRE FUNDAÇÃO PROFUNDA, HÉLICE CONTÍNUA E
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL RADIER**

CARATINGA

2017

GERSON RODRIGUES DA SILVA

RAMON PEREIRA LOPES

FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

**COMPARAÇÃO ENTRE FUNDAÇÃO PROFUNDA, HÉLICE CONTÍNUA E
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL RADIER**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Caratinga, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: FUNDAÇÃO

Orientador: José Salvador Alves

CARATINGA

2017



FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

FICHA DE APROVAÇÃO

O trabalho de conclusão de curso intitulado, **COMPARAÇÃO ENTRE FUNDAÇÃO PROFUNDA, HÉLICE CONTÍNUA E FUNDAÇÃO SUPERFICIAL RADIER**, elaborado pelos alunos GERSON RODRIGUES DA SILVA e RAMON PEREIRA LOPES, foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceita pelo curso de Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Caratinga, como requisito parcial de obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

Caratinga, 11 de dezembro 2017.

Prof. José Salvador Alves

Prof. José Nelson Vieira da Rocha

Prof. Camila Alves da Silva

AGRADECIMENTO

A Deus,

Que nos deu o dom da vida nos presenteou com a liberdade, nos abençoou com a Inteligência, nos deu a graça de lutarmos para a conquista de nossas realizações.

A Ele cabe o louvor e a glória. A nós só agradecer.

Ao Nosso Professor Orientador De TCC, José Salvador Alves, a minha esposa Jussara Pereira Rodrigues, e ao meu filho Guilherme Pereira Rodrigues, pela compreensão, apoio, afeto e reconhecimento em todos os momentos desta jornada.

Quero através nesse momento manifestar minha gratidão e carinho por tudo que fizeram por mim.

Agradeço suas ajudas naqueles momentos tão difíceis pelo qual passei. Precisei tanto de um apoio, de muito consolo e bastante conforto e foi justamente isto que recebi de vocês.

Agradeço suas palavras amigas

Agradeço suas compreensões

Agradeço ajuda espiritual

Agradeço o apoio Moral

Agradeço sua presença de grandes amigos

Agradeço por estarem comigo nesta caminhada.

A todos os colegas, professores, e demais funcionários.

GERSON RODRIGUES DA SILVA

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus que tem iluminado meu caminho e feito com que eu sempre consiga atingir meus objetivos.

A toda minha família meus irmãos e em especialmente a meus pais, Rosangela Lopes e Edson Pereira Gomes e minha namorada Romênia Santana da Silva por sempre estar em meu lado me dando apoio e ajuda.

Todos os meus amigos que passamos por muitas lutas juntos, muito sofrimento mas com ajuda de todos conseguimos vencer.

Cada professor desta instituição (FIC), que tive o prazer de estudar e aprender e em especial ao Professor Jose Nelson mesmo não sendo meu orientador sempre se dispôs a me ajudar.

Ao meu orientador Professor Jose Salvador Alves que muito me ajudou com sua vasta experiência seu conhecimento que me ajudaram muito a concluir meu trabalho.

Ao Engenheiro responsável pela obra estuda o Senhor Heyder José Dias Franco pois sem sua disponibilidade de me atender, passando os dados para estudo sua orientação não seria possível concluir este meu estudo.

RAMON PEREIRA LOPES

RESUMO

Apresenta-se, neste trabalho, um estudo acerca da fundação profunda do tipo hélice contínua e sua viabilidade de uma aplicação ou não em um novo projeto. Este estudo está elaborado em diferentes etapas, o primeiro passo foi a realização da revisão bibliográfica sobre as características e o processo executivo da estaca hélice contínua, dos equipamentos utilizados, das vantagens e desvantagens deste tipo de fundação e dos métodos tradicionais semi empíricos (Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978). E para fins de cálculo de capacidade de carga utilizamos a sondagem SPT que foram fornecidas pelo projeto anterior para fins de comparação, e uma elaboração do reconhecimento adequado do solo. Com o objetivo a execução de um projeto novo para assim fazermos um levantamento quantitativo do aço e do concreto para equiparar sua viabilidade de ser executado este novo projeto ou optar pelo antigo projeto executado na época, que foi uma fundação superficial radier.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de carga; projeto; quantitativo; fundação.

ABSTRACT

This paper presents a study about the deep foundation of the continuous ellipse type and its feasibility of an application or not in a new project. This study is elaborated in different stages, the first step was the bibliographical review on the characteristics and the executive process of the continuous propeller stake, the equipment used, the advantages and disadvantages of this type of foundation and the traditional semi-empirical methods (Aoki & Velloso, 1975; Décourt & Quaresma, 1978). And for the purposes of calculating load capacity we used the SPT survey that were offered by the previous project for comparison purposes, and an elaboration of the appropriate soil recognition. With the objective of executing a new project, we will do a quantitative survey of steel and concrete to compare its feasibility to execute this new project or to opt for the old project executed at the time that was a radier surface foundation.

KEY WORDS: Battery capacity; project; quantitative; foundation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Radier Liso	22
Figura 2 - Radier com pedestais ou em laje cogumelo	22
Figura 3 - Radier nervurado	23
Figura 4 - Radier em caixão	23
Figura 5 - Perfuração do terreno	26
Figura 6 - Concretagem	27
Figura 7 - Colocação da armadura.....	27
Figura 8 – Ilustração do ensaio SPT.....	31

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Número de pontos de sondagens de acordo com a área construída.....	30
Tabela 2- Classificação do tipo de solo.....	36
Tabela 3- Coeficiente de transformação F_1 e F_2 atualizados.....	38
Tabela 4 – Valores de C em função de solo (DÉCOURT & QUARESMA,1978.....	39
Tabela 5 – Dimensionamento dos Pilares.....	44
Tabela 6- Capacidade total de carga.....	52
Tabela 7- Aço, Sinapi 09/2017.....	53
Tabela 8- Concreto, sinapi 2017.....	53
Tabela 9- Formas, Sinapi 2017.....	54
Tabela 10 - Quantitativo de barras longitudinais da fundação hélice contínua.....	54
Tabela 11- Quantitativo de armadura transversal.....	55
Tabela 12- Quantitativo de aço para armadura longitudinal e transversal para radier.....	55
Tabela 13- Quantitativo de concreto fundação hélice contínua.....	56
Tabela 14- Quantitativo de Concreto do radier.....	57
Tabela 15- Quantitativo de concreto e custo para bloco de coroamento.....	57
Tabela 16 – Quantitativo de aço para os blocos de coroamento das estacas hélice contínua.....	59
Tabela 17 - Quantitativo de fôrmas para construção dos blocos de coroamento.....	59
Tabela 18 -Quantitativo de fôrma para construção do radier.....	60

Tabela 19 - Quantitativo de custo total da execução da hélice contínua	60
Tabela 20 – Levantamento do custo total de ambas fundações.....	63

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$P_{\text{últ}}$	Carga de ruptura, capacidade de carga ou carga última;
P_l	Parcela transmitida por atrito lateral;
P_p	Parcela transmitida pela ponta;
K_A	Coefficiente tabelado que varia em função do tipo de solo (Tabela 2.3);
α_A	Coefficiente tabelado que varia em função do tipo de solo (Tabela 2.3);
N_n	Número de golpes de SPT de cada camada;
L_n	Comprimento de cada camada;
D	Diâmetro da estaca; n número de camadas;
N_{pL}	Número de golpes SPT da camada de apoio da ponta da estaca;
L	Comprimento da estaca;
N	Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;
N_l	Média dos valores de N ao longo do fuste, exceto o da camada da ponta e do primeiro metro da superfície;
C	Coefficiente tabelado que depende do tipo de solo (Tabela 2.5);
α_D	Coefficiente que varia em função dos diversos tipos de estacas e para os diferentes tipos de solos (Tabela 2.6);
α_{Al}	coeficiente de correção do atrito lateral s_f , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última (Tabela 2.8);
A_p	Área da projeção da ponta da estaca sobre um plano perpendicular ao eixo da mesma;
P_{adm}	Tensão admissível a ser aplicada no topo da estaca (kPa);

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Contextualização	16
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	Objetivo geral	18
1.2.2	Objetivo específico	18
1.3	Estruturação do trabalho	18
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	Fundações	20
2.1.1	Topografia da área	20
2.1.2	Dados geológicos-geotécnicos	20
2.1.3	Dados da estrutura a construir	20
2.1.4	Dados sobre construções vizinhas	20
2.1.5	Requisitos de um projeto de fundações	21
2.2	Radier	21
2.3	Execução	23
2.4	Vantagens da utilização do uso do radier	24
2.4.1	Desvantagens do uso do radier	24
2.5	Hélice contínua	25
2.5.1	Estacas tipo hélice continua com escavação do solo	25
2.5.2	Execução	26
2.5.2.1	Perfuração:	26
2.5.2.2	Concretagem	26
2.5.2.3	Armadura	27

2.5.2.4	Controle da execução da estaca hélice contínua	28
2.5.2.5	Projeto.....	28
2.5.3	VANTAGENS E DESVANTAGENS DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	28
2.5.3.1	Vantagens.....	29
2.5.3.2	Desvantagens	29
2.6	Programa do trabalho para investigação do subsolo	30
2.7	Escolha do tipo de fundação.....	33
2.7.1	Os fatores que influenciam na escolha das fundações são:.....	33
2.7.2	Relativos á superestrutura.....	33
2.7.3	Aspectos técnicos dos tipos de fundações	33
2.7.4	Edificações na vizinhança	33
2.7.5	Custo	34
2.8	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	34
2.8.1	Métodos tradicionais para a previsão da capacidade de carga em estacas.....	35
2.8.1.1	Método de Aoki & Velloso (1975).....	35
2.8.1.2	Método de Décourt & Quaresma (1978)	38
2.9	Planejamento orçamentário	40
2.9.1	TIPOS DE ORÇAMENTO.....	40
2.9.1.1	Estimativa de custo	40
2.9.1.2	Orçamento preliminar.....	40
2.9.1.3	Custo direto.....	40
2.9.1.4	Custo indireto	41
3.	METODOLOGIA	41
4.	ANÁLISE E RESULTADOS	44

5. Conclusão.....	59
REFERÊNCIAS.....	62

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Na construção de um edifício um dos elementos mais importantes é a fundação. A fundação é a parte da construção que é responsável por transferir toda carga da construção e distribuí-la ao solo.

É fato que os sistemas de fundação concebidos para a edificação, apresentam influencias significativas no custo total do empreendimento, o que exige uma otimização na oferta de soluções para o dimensionamento deste elemento estrutural.

A engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos de fundação, que possuam alta produtividade, ausência de vibrações e ruídos na execução, elevada capacidade de carga e controle de qualidade durante a execução da estaca, entre outros aspectos. Dentro deste propósito surgiram no mercado recentemente e tiveram um grande desenvolvimento nos últimos anos, às estacas hélice contínua, sendo desde então uma estaca de enorme interesse comercial nos grandes centros urbanos do país (ALMEIDA NETO, 2002).

A utilização das estacas tipo hélice contínua tem conquistado cada vez mais adeptos, tanto os projetistas e consultores, como também os construtores e empreendedores de modo geral. O fato deve-se, principalmente, ao grande avanço tecnológico representado pelo seu processo de execução, que tem grandes vantagens em relação a outros tipos de fundação bastante difundidos no Brasil, tais como: não interferir nas edificações da vizinhança, não provocar vibração ou ruído típico dos equipamentos à percussão, possuir grande velocidade de execução, com média superior a 200m/dia, implicando em redução significativa do cronograma da obra, não ser afetada pelo nível do lençol freático (ALMEIDA NETO, 2002).

A norma NBR 6122/10 descreve esse tipo de estaca como de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um

trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada (VELLOSO; LOPES, 2010). Ou seja, a estaca hélice contínua possui três principais fases de execução: perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice do terreno e colocação da armação.

Suas principais desvantagens estão relacionadas ao porte do equipamento, o qual necessita de áreas planas e de fácil movimentação. Exige concreto usinado com bomba. Faz-se necessário, igualmente, um número mínimo de estacas, a fim de compensar o custo com a mobilização do aparelhamento.

E devido seu curto espaço de tempo disponibilizado para a elaboração de projetos impossibilita, muitas vezes, uma análise mais abrangente e diferenciada na implantação do sistema de fundação. A avaliação das diferentes situações de carregamento e diferentes características geotécnicas do solo implica em soluções específicas de fundação.

A execução da Estaca Hélice Contínua permite maior agilidade na conclusão do estaqueamento, tendo como principal característica o monitoramento eletrônico (controle de profundidade, velocidade de rotação e de descida do trado na perfuração, torque do equipamento, pressão de concretagem, velocidade de subida do trado e sobre consumo de concreto) e ausência de vibrações no solo local e vizinhos.

As fundações do tipo escavadas refletem uma tendência mundial, segundo van Impe apud ANJOS (2006), as estacas escavadas representam mais da metade da preferência no mundo. Seu uso tem se estendido, além de estaca de carga, à execução de paredes de estacas para contenção de encostas, pré-furos para estaqueamento com perfis metálicos ou estacas pré-moldadas de concreto, objetivando a transposição de camadas do solo com SPT mais elevado.

Na ocasião do projeto e execução da obra objetivo do estudo de caso, a utilização das estacas do tipo hélice contínua era mais restritas devido a pouca oferta de equipamentos e custo, mas elevados.

Depois com obras para a copa do mundo de 2014 e das olimpíadas de 2016, vários equipamentos foram importados, aumentando a sua disponibilidade e por consequência houve a diminuição do seu custo.

1.1 OBJETIVOS

Com base na revisão bibliográfica e no estudo de caso da obra de um edifício, pretendeu-se atingir os seguintes objetivos:

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral é avaliar as vantagens e desvantagens da utilização da fundação com estaca hélice contínua como outra opção para o projeto do estudo de caso que adotou a fundação em radier.

1.1.2 Objetivo específico

Os objetivos específicos correspondem à aplicação da metodologia proposta a uma construção de um novo projeto de fundação profunda do estilo hélice contínua.

- Fazer pesquisa bibliográfica dos diversos, tipos de fundação citados no trabalho, enfatizando suas características, vantagens e desvantagens da sua aplicação;
- Com base no ensaio de SPT, determinar a capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos;
- Elaborar um novo projeto de fundação adotando a hélice contínua como opção;
- Calcular os custos da execução da obra com estacas hélice contínua;
- Calcular os custos, atualizado da fundação executada em radier baseado nos dados do projeto original.

1.2 Estruturação do trabalho

Este trabalho foi dividido nos seguintes capítulos:

- Capítulo 1- Apresenta a motivação na escolha do tema, os objetivos e o escopo deste trabalho.

- Capítulo 2- Abrange a revisão bibliográfica sobre as características e o processo executivo da fundação superficial em radier e da fundação profunda com estacas tipo hélice contínua, dos equipamentos utilizados, assim como vantagens e desvantagens destes tipos de fundação, a investigação geotécnica baseada no SPT (Standard Penetration Test).
- Capítulo 3- Descreve a metodologia aplicada.
- Capítulo 4- Apresenta resultado de cálculos, viabilidade de custo, relatório de sondagem de reconhecimento com SPT e um novo projeto de fundação profunda hélice contínua.
- Capítulo 5- mostra as principais conclusões sobre o tema abordado.
- Capítulo 6- Referencias bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

São elementos que estruturais responsáveis por transmitir as cargas geradas pelas estruturas ao subleito. Estes elementos são classificados como superficiais ou diretas e profundas

Como descrito anteriormente, a fundação depende de diversos fatores que devem ser analisados pelo projetista. Ela precisa ser executada de modo, econômica, ter condições de execução, de acordo com o solo em questão e os recursos mecânicos e de mão de obra disponíveis no local.

Segundo VELLOSO (2004), para se projetar uma fundação a ser utilizadas são necessários diversos elementos como:

2.1.1 Topografia da área

- Levantamento topográfico;
- Dados sobre taludes e encostas no terreno;
- Dados sobre erosões.

2.1.2 Dados geológicos-geotécnicos

- Investigação do subsolo
- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos áreas e levantamentos areo-fotogramétricos.)

2.1.3 Dados da estrutura a construir

- Tipo e uso que terá a nova obra;
- Sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade etc.);
- Sistema construtivo (convencional ou pré-moldados);
- Cargas (ações nas fundações).

2.1.4 Dados sobre construções vizinhas

- Número de pavimentos, cargas média por pavimento;
- Tipo de estrutura e fundações;
- Desempenho das fundações;
- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

2.1.5 Requisitos de um projeto de fundações

Tradicionalmente devemos seguir alguns requisitos básico que um projeto de fundação deverá atender são:

- Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externas e internas.

Estas deformações devem estar aceitáveis de acordo com a NBR 8681.

2.2 Radier

A fundação do tipo radier são elementos contínuo que podem ser executados em concreto armado, protendido ou em concreto reforçado com fibras de aço.

Trata-se de uma laje que recebe cargas de todos os pilares. Por consumir um volume de concreto relativamente alto, é mais viável em obras com grande concentração de cargas. Deve resistir aos esforços diferenciados de cada pilar, além de suportar eventuais pressões o lençol freático. O concreto pode ser diminuído com o emprego de pro-tensão.

Segundo Velloso (2004), a utilização da fundação por radier vai ser adotada quando.

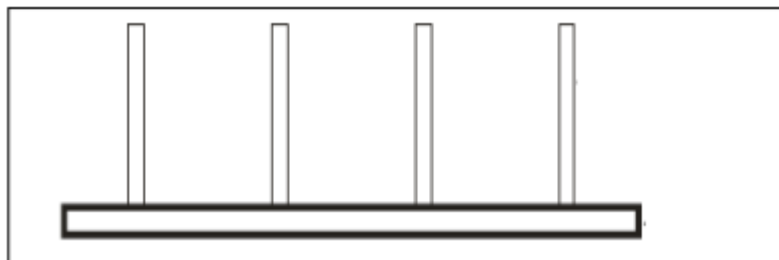
- Quando as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram (com cargas elevadas nos pilares);
- Se deseja uniformizar os recalques;

Segundo Doria (2007) especifica a forma ou sistema estrutural, os radiers são projetados tais tipo como.

- Radiers lisos;
- Radiers com pedetais ou cogumelos;
- Radiers nervurados;
- Radiers em caixão;
- Radiers parabólicos.

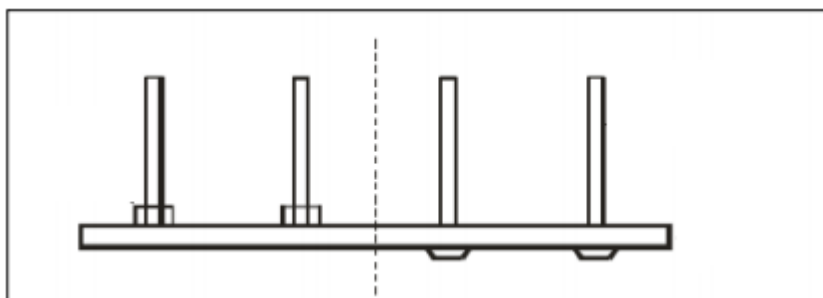
Os tipos estão listados de a ordem crescente e sua rigidez relativa.

Segundo Dória (2007), radier liso (Figura 1) caracteriza-se por ter a vantagem da grande facilidade de execução.

Figura 1 - Radier Liso

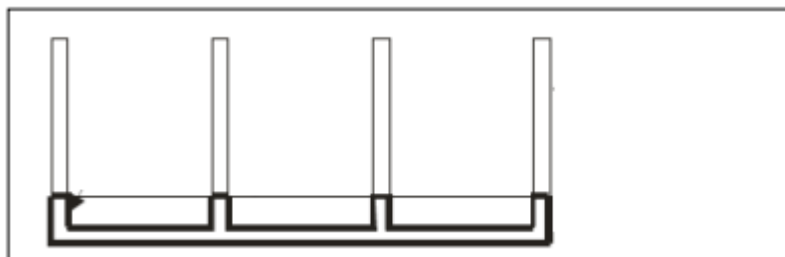
Fonte: Velloso (2004).

Radiers com pedetais ou cogumelos tem a vantagem de melhorar a resistência a flexão e o esforço cortante. Os pedetais podem ficar, tanto superiores a base, quanto inferior sendo que o segundo modo deixa a estrutura mais limpa.

Figura 2 - Radier com pedetais ou em laje cogumelo

Fonte: Velloso (2004).

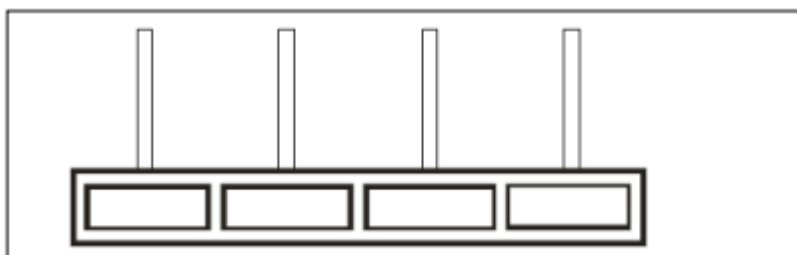
Radier nervurado a execução deste tipo pode ser tanto superior quanto inferior, sendo o último executado sobre a escavação. Já na superior, é necessário melhorar a superfície com agregado, de forma que o piso fique plano.

Figura 3 - Radier nervurado

Fonte: Velloso (2004).

Radier em caixão normalmente é utilizado quando é preciso uma estrutura de fundação mais rígida.

Como utilização do mesmo no edifício estudado.

Figura 4 - Radier em caixão

Fonte: Velloso (2004).

Segundo o American Concrete Institute A. C. I. (1996), o radier é uma laje continuamente suportada pelo solo com carga pelo projeto se adotada distribuída menor ou igual a 50% da capacidade de carga que suporta o solo.

2.3 Execução

Segundo Pordeus (2009) as etapas de construção de um radier armado são as seguintes:

- Serviços preliminares: execução de embasamento de tijolos furados, a fim de receber o aterro de nivelamento;

- Movimentações de terra: aterro de nivelamento ou apiloamento de substrato, se necessário;
- Impermeabilizações: pode ser usada lona plástica;
- Fundações: contempla as etapas de colocação de armadura, colocação de formas (bordas), esperas de instalações elétricas e hidrossanitárias e lançamento do concreto com fck especificado em projeto;

2.4 Vantagens da utilização do uso do radier

Segundo Moura (2000), o emprego de lajes assentadas sobre o solo, destinadas a apoiar residências, galpões e mesmo edifícios de grande porte, tem sido muito comum nos Estados Unidos e apresenta vantagens bastante atraentes:

- A laje já desempenha as funções de piso pronto, com excelente qualidade de acabamento, estando praticamente pronto para receber a pavimentação;
- O construtor está dispensado de fazer escavações, alicerces em alvenaria de pedra, baldrame e cintas, além do piso;
- Redução de mão-de-obra na execução;
- Execução muito prática, sendo assim tendo uma grande agilidade na execução, reduzindo a mão de obra, e podendo assim satisfazer o cliente;
- Economia, que é depois da qualidade e segurança, o ponto mais importante, ela pode reduzir o custo em até 30%, em comparação aos outros sistemas e fundações.

2.4.1 Desvantagens do uso do radier

As desvantagens da fundação em radier são que se for necessário aumentar a resistência do radier devido as cargas atuantes na laje, é preciso aumentar o volume de concreto, acaba se tornando uma fundação mais cara.

2.5 Hélice contínua

A norma NBR 6122 descreve esse tipo de estaca como de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. A armação sempre é colocada após a concretagem da estaca.

Segundo Velloso (2004), há uma discussão técnica quanto à classificação das estacas hélice contínua: se devem ser consideradas como estacas escavadas tradicionais (estacas de substituição), em cujo processo executivo há descompressão do solo, ou como estacas sem deslocamento. Segundo o processo executivo, se houver retirada de praticamente todo o solo no espaço onde será constituída a estaca, ela deve ser classificada como estaca de substituição (ou, na terminologia da NBR 6122, como estaca hélice contínua com escavação do solo).

2.5.1 Estacas tipo hélice contínua com escavação do solo

Este tipo de estaca é feito com um trado em hélice contínua de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central. A extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte do terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação.

Segundo Carlos A. Cintra (2011), os equipamentos mais comuns permitem executar estacas com diâmetros de 30 cm a 100 cm e comprimento de 15 m até 30 m.

2.5.2 Execução

2.5.2.1 Perfuração:

A perfuração consiste na introdução da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional transmitido por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior da hélice, até a cota de Projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento.

Figura 5 - Perfuração do terreno



Fonte: Maggi fundações.

2.5.2.2 Concretagem

Alcançada a profundidade desejada, o concreto é bombeado continuamente (sem interrupções) através do tubo central, ao mesmo tempo que a hélice é retirada, sem girar, ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. A velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que a pressão no concreto introduzido no furo seja mantida positiva (e acima de um valor mínimo desejado). A pressão do concreto deve garantir que ele preencha todos os vazios deixados pela extração de hélice.

A concretagem é levada até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca. Quando a cota de arrasamento fica muito baixa da superfície do terreno, é preciso cuidar da estabilidade de furo no trecho não concretado.

O concreto utilizado deve ser as mesmas características do concreto a ser utilizado nas estacas escavadas com fluidos estabelecidos, exceto quanto ao agregado máximo, que é o pedrisco.

Figura 6 - Concretagem

Fonte: Tnr do brasil.

2.5.2.3 Armadura

O processo executivo da estaca hélice continua impor que a colocação da armadura seja feita após o termino da concretagem. A gaiola de armadura é introduzida na estaca manualmente por operários ou com auxílio de um peso ou, ou ainda, com o auxílio de um vibrador.

As estacas submetidas apenas a esforços de compressão levam uma armadura no topo, em geral, com 4 m comprimento (abaixo da cota de arrasamento). No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, é possível introduzir uma armadura de maior comprimento (armaduras de 12 m e até 18 m já foram introduzidas em estacas executadas com concreto especiais). Na extremidade inferior, a gaiola de armadura deve ter as barras ligeiramente curvadas para formar um cone (para facilitar a introdução no concreto), e deve ter espaçadores tipo rolete.

Figura 7 - Colocação da armadura

Fonte: Fundaçõesestacashelice.blogspot.com.br

2.5.2.4 Controle da execução da estaca hélice contínua

A execução dessas estacas pode ser monitoradas eletronicamente, por meio de um computador ligado a sensores instalados na máquina (um desses equipamentos, de origem francesa, é denominado Taracord CE). Como resultados da monitoração, são obtidos os seguintes elementos:

- Comprimento da estaca;
- Inclinação;
- Torque;
- Velocidade de rotação do trado;
- Pressão no concreto;
- Velocidade de extração do trado;
- Volume de concreto;
- Sobreconsumo do concreto

2.5.2.5 Projeto

Segundo Alonso (1997), quando submetidas apenas a compressão, as estacas geralmente trabalham com uma tensão (na seção total) entre 5 e 6 MPA. O autor recomenda observar uma sequência executiva que garanta que apenas se inicie a execução de uma estaca quando todas as outras situadas em um círculo de raio 5 vezes o seu diâmetro já tenham sido executadas há, pelo menos, 24 horas (a NBR 6122 permite até 12 horas).

2.5.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

No meio técnico da engenharia de fundações, nos últimos anos tem aumentado a preocupação com o uso de estacas que diminuam ou, se possível, eliminem as vibrações causadas durante sua execução.

2.5.3.1 Vantagens

As estacas hélice contínua apresentam (HACHICH, 1996):

- Alta produtividade, assim diminuindo o cronograma da obra com uma só equipe de trabalho;
- O processo de execução não provoca distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos utilizados por estacas cravadas;
- É grande a variedade de solos em que pode ser utilizada este tipo de estaca;
- Podem perfurar solos com SPT acima de 50 e a perfuração não gera detritos poluídos por lama bentonítica, eliminando os inconvenientes relacionados à disposição final do material resultante da escavação.

Outras vantagens apresentadas pela estaca hélice contínua (ALMEIDA NETO, 2002):

- Execução monitorada eletronicamente;
- Podem ser utilizadas na presença de nível de água;
- A injeção de concreto sob pressão garante uma melhor aderência no contato estaca-solo.

2.5.3.2 Desvantagens

Segundo Hachich (1996) e Almeida Neto (2002), as principais desvantagens deste tipo de estaca são:

- As áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação;
- Devido a sua alta produtividade e do alto volume de concreto demandado durante a execução das estacas, será necessária uma usina de concreto perto da obra;
- Necessidade de um equipamento para a limpeza do material gerado durante a escavação, a exemplo de uma pá-carregadeira;

- Necessidade de uma quantidade mínima de estacas para compensar o custo, normalmente elevado;

2.6 Programa do trabalho para investigação do subsolo

O reconhecimento do subsolo para efeito de instalação de uma infraestrutura, preliminarmente é feito mediante sondagens á percussão (SPT), em pontos escolhidos e distribuídos na área em estudo e conduzidos a uma profundidade que inclua todas as camadas do subsolo que poderão ser influenciadas pelos carregamentos suportados pela fundações (MORAES, 1976, p. 121).]

Segundo Moraes (1976), o número de furos de sondagem depende da área ocupada pela construção, isto é, de sua projeção, devendo ser previsto um mínimo de furos, conforme mostra a tabela 1 a seguir.

Tabela 1 - Número de pontos de sondagens de acordo com a área construída

Área construída (Projeção em m ²)	Número de furos (mínimo)
<200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
>2400	A critério

Fonte: Moraes, 1976.

Ensaio SPT – Standart Penetration Test

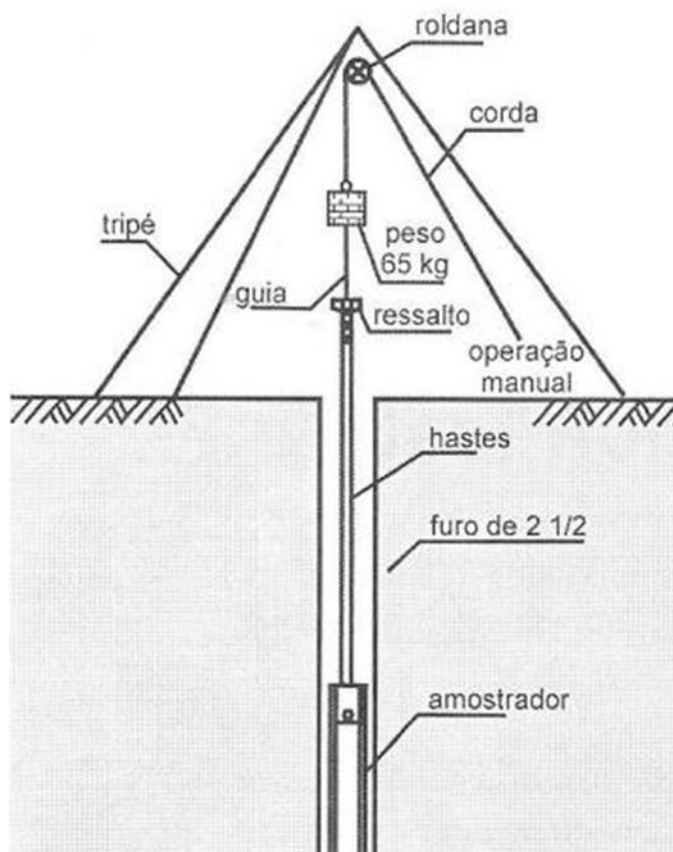
Para Haching et al. (1998), a sondagem á percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Ao realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

- O tipo de solo atravessado com a retirada de um amostra deformada a cada metro perfurado;
- A resistência (N) oferecida pelo solo á cravação do amostrador – padrão a cada metro perfurado;
- A posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando um trépano de lavagem com ferramenta de escavação. Amostra representativas dos solos são coletada metro a metro. O procedimento de ensaio consiste na cravação desde amostrador no fundo de uma escavação usando um peso de 65 Kg, caindo de uma altura de 750mm de acordo com a figura 8.

Figura 8 - Ilustração do ensaio SPT



Fonte: Além da inércia.

As vantagens deste ensaio com relação aos demais são: simplicidade no equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

O ensaio SPT tem sido usado inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes tipos de solos, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações em outras propriedades geotécnicas (SCHNAID, 2000).

Para a execução das sondas determina-se, em planta, na área a ser investigada, a posição dos pontos a serem adotados. Recomendações sobre a programação de sondagens são feitas na norma NBR 8036 (PINTO, 2002).

A profundidade a ser atingida em que estar de acordo com a Norma Brasileira (NBR6484) que fornece critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens. De primordial importância é a determinação do nível de água, quando ocorrer. Durante o processo de execução do processo da perfuração, e caso de ocorrência de água deve se interromper-se o trabalho e anota-se a profundidade atingida.

Hachich et al. (1998) destacam que as amostras coletadas a cada metro devem ser levadas ao laboratório para classificação tátil-visual mais esmerada.

Pinto (2002) retrata que a resistência a penetração é um índice intensamente empregado em projeto de fundação. A escolha do tipo de fundação para prédios comuns de 3 a 30 pavimentos e as definições de projeto, como tipo e comprimento de estas, etc., são baseadas só nos resultados de sondagens (SPT).

A interpretação dos resultados para fins de projetos geotécnicos pode ser obtida mediante duas abordagens:

Métodos indiretos: Nesta abordagem os resultados dos ensaios são utilizados na previsão de parâmetros constitutivos, representativos do comportamento do solo.

Métodos diretos: São através do resultado de SPT.

2.7 Escolha do tipo de fundação

A qualidade e o comportamento de uma fundação dependem de uma boa escolha, que melhor concilie os aspectos técnicos e econômicos de cada obra. Qualquer que seja a mal escolha do tipo da fundação pode acarretar em, custo elevado ou ate mesmo em colapso da estrutura.

O engenheiro de fundações, ao planejar e desenvolver o projeto, deve obter todas as informações possíveis, atinentes ao problema; estudar as 16 diferentes soluções e variantes; analisar os processos executivos; prever suas repercussões; estimar os seus custos e, então, decidir sobre as viabilidades técnica e econômica da sua execução.

2.7.1 Os fatores que influenciam na escolha das fundações são:

2.7.2 Relativos á superestrutura

- Tipo do material: concreto, aço, madeira etc.
- Função: edifício, galpões, residência, pontes etc.

Característica do solo

As investigações geotécnicas são primordiais e muito importantes para a definição do tipo de fundação mais adequado. Delas será levantado dados tais como cor solo, granulometria, camada existente do solo e o lençol freático.

2.7.3 Aspectos técnicos dos tipos de fundações

Muitas vezes surgem algumas limitações a certos tipos de fundações devido à capacidade de carga, equipamentos disponíveis, restrições técnicas, tais como: nível d'água, matacões, camadas muito resistentes, repercussão dos prováveis recalques, etc.

2.7.4 Edificações na vizinhança

Estudo da necessidade de proteção dos edifícios vizinhos, de acordo com o conhecimento do tipo de fundação utilizada; tolerância aos ruídos e as vibrações.

2.7.5 Custo

Após o levantamento técnico realizado pelo engenheiro, será realizado um comparativo entre as alternativas técnicas disponíveis no mercado, podendo acarretar maiores custos ou não.

Ponto relativo ao custo é o planejamento de início e execução, pois, algumas vezes, uma fundação mais cara, garante um retorno financeiro mais rápido.

2.8 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Pesquisadores, em todo o mundo, tentam correlacionar equações que possuem relações diretas com métodos práticos (provas de carga), que variam principalmente de acordo com o tipo de investigação geotécnica, assim como o solo encontrado em cada região, gerando assim, métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga. Os métodos tradicionais e específicos para as estacas hélice contínua são descritos a seguir.

De acordo com a definição dada pela Norma Brasileira NBR 6122/10, a carga admissível sobre uma estaca consiste na força aplicada sobre a estaca, de maneira a provocar recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento de fundação. Portanto, verifica-se que a capacidade de carga de uma estaca está diretamente relacionada às características do solo, haja vista que os esforços provenientes da estrutura são direcionados, pela fundação, a este.

Diante da afirmação acima, torna-se imprescindível o correto dimensionamento da capacidade de carga que um solo pode suportar quando submetidos aos esforços da fundação. Para isso, essa avaliação é feita com base em métodos, os quais se subdividem em métodos racionais, ou teóricos, e métodos semi-empíricos.

Os métodos racionais consistem em conceitos e modelos complexos que visam estabelecer a resistência de ponta e o atrito lateral de uma fundação. Segundo (VELLOSO; LOPES, 2011), “as primeiras fórmulas teóricas datam do início do século XX e foram instituídas por Verendeel, Bénabenq e outros”.

2.8.1 Métodos tradicionais para a previsão da capacidade de carga em estacas

Os métodos tradicionais mais utilizados no Brasil são os propostos por Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

2.8.1.1 Método de Aoki & Velloso (1975)

Os autores apresentaram um método para o cálculo da capacidade de carga última em estacas a partir dos dados obtidos com os resultados dos ensaios CPT. Posteriormente, as fórmulas foram adaptadas para o ensaio de SPT, que são os mais utilizados em nosso país. O método leva em consideração o tipo de solo e estaca analisados.

- Parcela do atrito lateral

$$P_A \sum_1^n \pi \cdot D \cdot K_A \cdot \alpha_A \cdot N_n \cdot L_n$$

Onde:

k_A e α_A = coeficientes tabelados que variam em função do tipo de solo;

N_n = número de golpes de SPT de cada camada;

L_n = comprimento de cada camada;

D = diâmetro da estaca;

n = número de camadas.

- Parcela da ponta

$$P = \frac{\pi \cdot D^2}{4} N_{PA} \cdot K_A$$

Onde:

K_A = coeficiente tabelado que varia em função do tipo de solo;

N_{PA} = número de golpes SPT da camada de apoio da ponta da estava;

Onde permitiu a obtenção dos valores apresentados na tabela 1 do livro projeto geotécnicos de (JOSÉ CARLOS A. CINTRA).

Tabela 2 - Classificação do tipo de solo

Tipo de Solo	K_A (KPA)	α_A (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia Siltosa-arenosa	700	2,4
Areia Argilosa	600	3,0
Areia argilosa-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0

Classificação do tipo de solo

Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenoso	330	3,0

Fonte: Aoiik e Velloso (1975)

Os autores consideraram os coeficientes F_1 e F_2 que foram definidos para ponderar as diferenças entre o comportamento do cone (modelo) e a estaca (protótipo). Estão definidos na Tabela 2.4 os valores dos coeficientes de transformação, F_1 e F_2 , em função do tipo de estaca.

A carga última, portanto, é obtida pela resistência de ponta (P_p) e pelo atrito lateral (P_l) divididos pelos coeficientes F_1 e F_2 , respectivamente, conforme expressão abaixo:

$$P_{\text{últ}} = \frac{P_p}{F_1} + \frac{P_l}{F_2}$$

Adotando-se fator de segurança igual a 2, a carga admissível (P_{adm}) é dada pela seguinte expressão:

$$P_{\text{adm}} = \frac{P_{\text{últ}}}{2}$$

Tabela 3 - Coeficiente de transformação F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldada	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	4,0

Fonte: adaptados de Aoiik e Velloso (1975).

A primeira proposição destes autores foi $F_1=3,5$ e $F_2=7,0$, para as estacas escavadas com lama bentonítica, porém, os valores $F_1=3,0$ e $F_2=6,0$ consolidaram se e são utilizados até hoje (MAGALHÃES, 2005). Vale ressaltar que este método empírico foi proposto há mais de 30 anos, sendo desenvolvido em uma determinada área geotécnica, portanto, sua utilização em outras regiões requer bastante cuidado, com objetivo de se obter maior confiabilidade nos resultados.

Além disso, o método foi desenvolvido para ser utilizado no estudo de estacas Franki, pré-moldada, metálicas e escavadas.

2.8.1.2 Método de Décourt & Quaresma (1978)

Décourt & Quaresma (1978) apresentaram um método de previsão da carga última em estacas com base nos resultados do ensaio de SPT. Este método foi proposta inicialmente para avaliação de estacas de deslocamento, mas posteriormente foi adaptado para utilização em outros tipos de estacas. Mais recentemente foi adequado aos resultados do ensaio de SPT-T (sondagem à

percussão com medida de torque). A carga de ruptura é resultado da soma das parcelas de atrito lateral e de ponta da estaca.

- Parcela do atrito lateral

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \left(\frac{N_l}{3} + \right) \times 10 \text{ (KPA)}$$

Onde:

D= diâmetro da estaca (m);

L= comprimento da estaca (m);

N_l = média dos valores de N ao longo do fuste, exceto o da camada da ponta e do primeiro metro da superfície.

- Parcela da ponta

$$P_p = \frac{\pi \cdot D}{4} (C \cdot N_{PD})$$

Onde:

C = coeficiente tabelado que depende do tipo de solo,

N_{PD} = média do número de golpes do ensaio SPT na camada da ponta da estaca.

Tabela 4 - Valores de C em função do tipo de solo (DÉCOURT & QUARESMA, 1978)

Tipo de solo	Valores de C (KPA)
Argila	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Para este método, quando o número de golpes for inferior a 3, adotar-se-á 3 como valor mínimo, e 50 para o SPT que ultrapassar este valor.

2.9 Planejamento orçamentário

Em geral, um orçamento é determinado somando-se os custos diretos – mão-de-obra de operários, material, equipamento – e os custos indiretos – equipes de supervisão e apoio, despesas gerais de canteiro de obra, taxas, etc. – e por fim adicionando-se impostos e lucro para se chegar ao preço de venda (MATTOS, 2006, p. 22).

Orçamento de obra é a etapa em que se qualificam insumos, mão-de-obra e equipamentos necessários para a realização de serviços, bem como a análise dos respectivos custos para a realização de edificação (ÁVILA et al., 2003, p. 02).

O orçamento para a construção de uma casa em uma cidade é diferente do orçamento de uma casa igual em outra cidade. Não se pode falar em orçamento padronizado ou generalizado. Por mais que o orçamentista se baseie em algum trabalho anterior, é sempre necessário adaptá-lo a obra em questão (MATTOS, 2006, p. 25).

2.9.1 TIPOS DE ORÇAMENTO

2.9.1.1 *Estimativa de custo*

A estimativa de custo é uma avaliação expedita feita com base em custos históricos e comparação com projetos similares.

2.9.1.2 *Orçamento preliminar*

Segundo Mattos (2006), mais detalhado do que a estimativa de custo pressupõe o levantamento de quantidades e requer a pesquisa de preços dos principais insumos e serviços. Seu grau de incerteza é menor (MATTOS, 2006, p. 34).

2.9.1.3 *Custo direto*

Os custos diretos são aqueles diretamente associados aos serviços de campo. Representam o custo orçado dos serviços levantados (MATTOS, 2006, p. 29). A unidade básica é a composição de custos, os quais podem ser unitários, ou

seja, referenciados a uma unidade de serviço (quando ele é mensurável – ex.: kg de armação, m³ de concreto).

A empresa pode usar composições de custos próprios ou obtê-las em publicações especializadas, como a TCPO (Tabelas de composições de Preços para Orçamento), da editora PINI.

2.9.1.4 Custo indireto

Despesas ou custos indiretos. São custos específicos da administração central diretamente ligados a uma determinada obra, os custos indiretos são aqueles que não estão diretamente associados aos serviços de campo em si, mas que são requeridos para que tais serviços sejam feitos (MATTOS, 2006, p. 29).

3. METODOLOGIA

Este trabalho é de natureza aplicada, pois rege conhecimentos aplicados a solução de um problema específico. Do ponto de vista da abordagem, ela é quantitativa, visto que o objetivo é quantificar os resultados obtidos a fim de compará-los.

Em relação aos objetivos, a pesquisa é exploratória e explicativa, pois foram projetados os casos das fundações e após, mensurado o consumo de materiais e custos para por fim, haver uma análise destes resultados e explicá-los segundo sua ordem de grandeza.

Com característica neste ponto o edifício de objeto do estudo de caso residencial contendo 18 andares em uma área nobre da cidade de Ipatinga utilizando a fundação do tipo superficial radier.

Para a determinação da capacidade de carga, tensão admissível do solo, serão utilizados métodos teóricos geotécnicos, Aoki e Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978). Estabelecido na norma NBR 6122 (1996), com auxílio de planilhas eletrônicas do Microsoft Excel. É importante ressaltar que não fazem parte deste trabalho os ensaios laboratoriais, embora sua importância seja fundamental para a efetiva determinação das características do solo.

Numa etapa seguinte será determinada a capacidade de carga (Q_{adm}) da estaca Hélice Contínua resultante da interação estaca-solo com base no perfil geotécnico adotado.

A partir das cargas dos pilares, será quantificado o número mínimo de estacas por pilar necessário para atender as diferentes cargas solicitantes. Posteriormente o trabalho abrangerá o dimensionamento e detalhamento dos respectivos blocos de coroamento das estacas.

Após a conclusão destas etapas, análise e dimensionamento, será elaborado o projeto estrutural executivo de fundação, assim como um levantamento dos quantitativos, custo e posterior realização da análise técnica e econômica da solução adotada.

Utilizamos a tabela do (SINAPI, 09/2017), disponibilizada pela caixa econômica federal para podermos dimensionar os parâmetros de quantitativos, de

consumo necessárias para a composição dos principais serviços utilizados na construção civil.

Com os dados de consumo concreto, aço e formas para a fundação em radier, fornecidos pelo calculista da obra e utilizando as tabelas da (SINAPI, 09/2017) estimou-se o custo atualizado desta fundação.

Com base custos estimados para as duas opções de fundação, radier e Hélice contínua, fazer-se-á uma comparação e análise da alternativa mais interessante, sob o ponto de vista econômico.

4. ANÁLISE E RESULTADOS

Para o empreendimento em questão, inicialmente, foram realizados 3 furos de sondagens (SP 01, SP 02 e SP 03) antes da elaboração do projeto de melhoramento do solo. O apêndice (A) logo abaixo contempla uma planta de localização desses furos e os apêndice (B ate o E) apresentam o perfil geotécnicos e os resultados das sondagens dos respectivos furos.

A partir dos esquemas das tabelas 7 até a 8, onde constam as informações sobre as estacas e o perfil de sondagem mais próximo a serem utilizados, respectivamente, a capacidade de carga foi analisada para as estacas de cada apoio, através de métodos semi-empíricos tradicionais (Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978) e específicos Aoki e Velloso, 1975.

Esforços em relação aos eixos locais dos pilares, com isto pode-se dimensionar os diâmetros de cada pilar para obter a capacidade de cargas de todos os pilares. De acordo com (JOSE CARLOS A. CINTRA,2010).

Tabela 05 - Dimensionamento dos Pilares

Pilar	Hipótese	Esforços N (Ton.)	Esforços totais (kN)	Diâmetro (ø)
P2	Peso Próprio	111,43	1328	1 ø 60
	Cargas permanentes	8,55		
	Sobrecargas	12,80		
P3	Peso Próprio	141,00	1172	1 ø 90
	Cargas permanentes	14,47		
	Sobrecargas	21,68		
P4	Peso Próprio	128,88	1625	1 ø 80
	Cargas permanentes	13,47		
	Sobrecargas	20,19		

Dimensionamento dos Pilares

P5	Peso Próprio	98,21	1190	1 ø 60
	Cargas permanentes	8,31		
	Sobrecargas	12,47		
P7	Peso Próprio	72,67	868	1 ø 60
	Cargas permanentes	5,65		
	Sobrecargas	8,46		
P8	Peso Próprio	221,28	2790	2 ø 80
	Cargas permanentes	27,07		
	Sobrecargas	40,58		
P9	Peso Próprio	186,52	2513	2 ø 60
	Cargas permanentes	25,91		
	Sobrecargas	38,86		
P10	Peso Próprio	105,11	1284	1 ø 60
	Cargas permanentes	9,31		
	Sobrecargas	13,96		
P11	Peso Próprio	54,86	670	1 ø 40
	Cargas permanentes	4,85		
	Sobrecargas	7,26		
P 12	Peso Próprio	56,47	660	1 ø 40
	Cargas permanentes	3,84		
	Sobrecargas	5,70		
P13	Peso Próprio	95,10	1203	1 ø 60
	Cargas permanentes	10,11		
	Sobrecargas	15,10		
P14	Peso Próprio	133,10	1691	1 ø 80
	Cargas permanentes	14,42		
	Sobrecargas	21,55		
P15	Peso Próprio	187,35	2432	1 ø 90
	Cargas permanentes	22,00		
	Sobrecargas	32,98		
P16	Peso Próprio	76,25	858	1 ø 50

	Cargas permanentes	3,87		
	Sobrecargas	5,69		
P17	Peso Próprio	70,01	809	1 ø 50
	Cargas permanentes	4,41		
	Sobrecargas	6,50		
P18	Peso Próprio	87,63	1055	1 ø 50
	Cargas permanentes	7,21		
	Sobrecargas	10,71		
P 19	Peso Próprio	92,11	1040	1 ø 50
	Cargas permanentes	4,83		
	Sobrecargas	7,10		
P20	Peso Próprio	67,72	783	1 ø 40
	Cargas permanentes	4,28		
	Sobrecargas	6,31		
P21	Peso Próprio	83,32	1321	1 ø 50
	Cargas permanentes	7,03		
	Sobrecargas	10,42		
P22	Peso Próprio	105,00	1321	1 ø 60
	Cargas permanentes	10,88		
	Sobrecargas	16,32		
P 23	Peso Próprio	128,38	1627	1 ø 80
	Cargas permanentes	13,78		
	Sobrecargas	20,58		
P24	Peso Próprio	186,84	2417	1 ø 90
	Cargas permanentes	21,96		
	Sobrecargas	32,94		
P25	Peso Próprio	112,00	1353	1 ø 70
	Cargas permanentes	9,33		
	Sobrecargas	13,98		
P26	Peso Próprio	8,85	103	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,60		
	Sobrecargas	0,84		

Dimensionamento dos Pilares

P27	Peso Próprio	258,67	3340	2 ø 80
	Cargas permanentes	30,17		
	Sobrecargas	45,19		
P28	Peso Próprio	227,67	2983	2 ø 80
	Cargas permanentes	28,19		
	Sobrecargas	42,25		
P29	Peso Próprio	115,91	1400	1 ø 70
	Cargas permanentes	9,66		
	Sobrecargas	14,49		
P30	Peso Próprio	9,45	115,5	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,86		
	Sobrecargas	1,24		
P31	Peso Próprio	141,44	1711	1 ø 80
	Cargas permanentes	11,88		
	Sobrecargas	17,80		
P32	Peso Próprio	164,06	2076	1 ø 90
	Cargas permanentes	17,45		
	Sobrecargas	26,15		
P33	Peso Próprio	130,67	1578	1 ø 80
	Cargas permanentes	10,85		
	Sobrecargas	16,27		
Pa	Peso Próprio	2,67	30	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,13		
	Sobrecargas	0,19		
Pb	Peso Próprio	4,59	49	1 ø 40
	Cargas permanentes	0,11		
	Sobrecargas	0,17		
Pc	Peso Próprio	4,24	45	1 ø 40
	Cargas permanentes	0,10		
	Sobrecargas	0,15		
Pd	Peso Próprio	3,80	39	1 ø 40

	Cargas permanentes	0,04		
	Sobrecargas	0,06		
Pe	Peso Próprio	3,04	32	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,08		
	Sobrecargas	0,12		
Pf	Peso Próprio	5,61	66	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,39		
	Sobrecargas	0,59		
Pg	Peso Próprio	2,36	24	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,04		
	Sobrecargas	0,06		
Ph	Peso Próprio	2,35	23	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,00		
	Sobrecargas	0,01		
Pi	Peso Próprio	3,24	34	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,08		
	Sobrecargas	0,12		
Pj	Peso Próprio	3,13	32	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,02		
	Sobrecargas	0,04		
Pk	Peso Próprio	3,87	41	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,11		
	Sobrecargas	0,17		
Pl	Peso Próprio	2,99	31	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,01		
	Sobrecargas	0,01		
Pm	Peso Próprio	3,37	36	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,10		
	Sobrecargas	0,15		
Pn	Peso Próprio	2,37	24	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,04		
	Sobrecargas	0,05		

Dimensionamento dos Pilares

Po	Peso Próprio	4,29	47	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,16		
	Sobrecargas	0,24		
Pp	Peso Próprio	2,50	35	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,40		
	Sobrecargas	0,61		
Pr	Peso Próprio	7,72	95	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,73		
	Sobrecargas	1,09		
Os	Peso Próprio	4,46	53	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,33		
	Sobrecargas	0,50		
Pt	Peso Próprio	0,01	-2,4	1 ø 25
	Cargas permanentes	-0,15		
	Sobrecargas	-0,15		
Pu	Peso Próprio	6,45	82	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,71		
	Sobrecargas	1,02		
Pv	Peso Próprio	7,37	88	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,59		
	Sobrecargas	0,83		
Pw	Peso Próprio	5,81	68	1 ø 25
	Cargas permanentes	0,43		
	Sobrecargas	0,63		
Px	Peso Próprio	-7,23	-74	1 ø 25
	Cargas permanentes	-0,32		
	Sobrecargas	-0,48		

Fonte: o autor, 2017.

Através dos relatórios de sondagem é possível observar que no solo investigado predomina várias camadas de areia argilosa, argila arenosa, areia fina siltosa, argila siltosa, argila e por fim camada de areia fina argilosa.

Por fim verifica-se que as sonda dos furos SP 01 e SP 03 atingiram, respectivamente as profundidades de 15,45 m de acordo com relatório de sondagem fornecido pela construtora. Assim usou-se a sonda do furo SP 02 que atingiu uma profundidade de 30,45 m, para determinação da capacidade de carga das estacas utilizando os métodos semi empíricos de Decourt Quaresma e Aoki Velloso, cujos resultados estão representados nas tabelas 6.

Tabela 06 - Capacidade total de carga

ESTACA	CAPACIDADE	AOKI-VELOSO	DECOURT-QUARESMA
	ESTRUTURAL (KN)	(KN)	(KN)
250	300	464	789
400	800	866	1449
500	1300	1183	1961
600	1800	1543	2539
800	3200	2384	3876
900	4000	2865	4553

Fonte: o autor, 2017.

Após utilizar os métodos de cálculo para capacidade de carga seguintes, Aoki-Veloso e Decourt-Quaresma, optamos por assim utilizar o método de Aoki-Veloso, para o dimensionamento quantitativo do novo projeto de fundação profunda hélice contínua calculando assim as bitolas de aço e o concreto usinado, a fim de comparar com o quantitativo do projeto executado na ocasião, que é representado logo abaixo através das seguintes tabelas.

Tabela 07 - aço, sinapi 09/2017

Ø Barra (mm)	Preço mediano Kg (R\$)	Código
4,2	5,30	00034452

Aço, sinapi 09/2017

5	3,92	00034456
6,3	4,43	00034449
8	4,32	00000038
12,5	4,02	00034441
16	4,02	00034443
20	4,02	00034446

Fonte: Sinapi, 2017.

Tabela 08 – Concreto, sinapi 2017

Concreto (m ³)	Preço (R\$)	Código
Hélice contínua	363,67	00038464
Radier	285,00	00001524

Fonte: Sinapi, 2017.

Tabela 09 – Formas, Sinapi 2017

Formas (m ²)	Preço (R\$)	Código
Hélice contínua	25,92	00006188
Radier	25,92	00006188

Fonte: Sinapi, 2017.

Tabela 10 - Quantitativo de barras longitudinais da fundação hélice contínua

Ø Estacas (cm)	N° Estacas	Ø Barras (mm)	Quant. Barras/Estacas	Total de Barras	Metro/ Kg	Total (KG)	Preço unit./ KG R\$	Total R\$
-------------------	---------------	---------------------	--------------------------	--------------------	--------------	------------	---------------------------	-----------

Quantitativo de barras longitudinais da fundação hélice contínua

25	24	12,5	6	144	0,963	1664,06	4,02	6.686,064
40	5	12,5	6	30	0,963	346,68	4,02	1.392,930
50	5	12,5	8	40	0,963	462,24	4,02	1.857,240
60	8	12,5	12	96	0,963	1109,37	4,02	4.457,375
80	13	16,00	13	169	1,578	3200,18	4,02	12.867,457
90	4	16,00	16	64	1,578	1211,90	4,02	4.872,883
								R\$ 32.133,931

Fonte: o autor, 2017.

Obs. Para calcular o custo do aço, foi feita uma pesquisa de mercado.(Ferrobrás).

Tabela 11 - Quantitativo de armadura transversal

Ø Estacas (cm)	Nº Estacas	Ø Barras (mm)	Quant. Barras/ Estacas	Total Barras	Metro/Kg	Total (KG)	Preço Unt./ KG R\$	Total R\$
25	24	6,3	2	48	0,245	141,12	4,43	625,162
40	5	6,3	3	15	0,245	44,10	4,43	195,363
50	5	6,3	3	15	0,245	44,10	4,43	195,363
60	8	6,3	4	32	0,245	94,08	4,43	416,774
80	13	6,3	4	52	0,245	152,88	4,43	677,258
90	4	6,3	4	16	0,245	47,04	4,43	208,387
								R\$2.318,307

Fonte: o autor, 2017

Custo total da armadura da fundação hélice contínua é:

Armadura Longitudinal: R\$ 33.133,931

Armadura Transversal: R\$ 2.318,307

Total do Custo é: R\$35.452,238

Tabela 12 - Quantitativo de aço para armadura longitudinal e transversal para radier

Ø Barras (mm)	Preço unit./KG	Total em (KG)	Total do Custo R\$
5	3,92	796,95	3,124,044
6.63	4,43	739,91	3.277,801
8	4,43	8753,97	38.780,087
10	3,91	770,72	3.013,51
12.5	4,02	883,96	3.553,519
16	4.02	4929,80	19.817,796
20	4,02	2089,47	8.399,669
			R\$79.966,426

Fonte: o autor, 2017

Obs: O aço utilizado para fundação do tipo radier foi CA50 e CA60

Tabela 13 - Quantitativo de concreto fundação hélice contínua

Ø Estacas (cm)	Quant. Estacas	Vol. m³/ Estacas	Total em (m³)	Preço unit.(m³)	Custo Total R\$
25	24	1,83	43,92	363,67	15.972,386
40	5	4,70	23,50	363,67	8.546,245
50	5	7,36	36,80	363,67	13.830,056
60	8	10,60	84,80	363,67	30.839,216
80	13	18,84	244,92	363,67	89.077,056
90	4	23,85	95,40	363,67	34.694,118
					R\$192.959,077

Fonte: o autor, 2017.

Obs: O concreto utilizado para fundação hélice contínua, foi C20, porém neste concreto e utilizado brita zero, adicionando mais cimento, o concreto tem slump de 200 a 400 mm, com isto aumentou o custo do concreto utilizado para a fundação hélice contínua.

Tabela 14 - Quantitativo de Concreto do radier

Vol. Concreto (m ³)	Preço unit./ (m ³)	Total do Custo (R\$)
180,23	285,00	R\$ 51.365,55

Fonte: o autor, 2017.

Obs: Concreto utilizado para o radier foi C20, porém com um custo menor em relação ao concreto da fundação hélice, pois não adicionou nenhum tipo de aditivo e não aumentou o slump do concreto.

Tabela 15 - Quantitativo de concreto e custo para bloco de coroamento

COAMENTO DE PILARES	Ø DIAMETROS	VOL.M ³ / COROAMENTOS	PREÇO UNIT.(M ³)	CUSTO TOTAL R\$
P5	60	1,08	285,00	307,80
P7	60	1,01	285,00	287,85
P8	80	6,04	285,00	1721,40
P9	60	3,60	285,00	1026,00
Pa até Os	25	4,37	285,00	1245,45
P26	25	0,23	285,00	65,55

Quantitativo de concreto e custo para bloco de coroamento

Pu	25	0,25	285,00	71,25
Pv	25	0,23	285,00	65,55
Pw	25	0,39	285,00	111,15
P10	60	1,01	285,00	287,85
P11 e P12	40	0,82	285,00	233,70
P15 e P24	90	6,48	285,00	1846,80
P16	50	0,60	285,00	171,00
P19	50	0,95	285,00	207,75
P20	40	0,45	285,00	128,25
P21	50	0,70	285,00	199,50
P25	80	2,30	285,00	655,50
P27	80	6,40	285,00	1824,00
P28	80	6,40	285,00	1824,00
P29	80	2,30	285,00	655,50
P30	25	0,28	285,00	79,80
P32	80	3,73	285,00	1063,05
P33	80	2,30	285,00	655,50
Px	25	2,30	285,00	655,50
P2	60	2,30	285,00	1026,00
P31	80	3,60	285,00	1026,00
Pt	25	3,60	285,00	1026,00

Quantitativo de concreto e custo para bloco de coroamento

P13	60	3,20	285,00	912,00
P14	80	3,20	285,00	912,00
P22	60	3,20	285,00	912,00
P23	80	3,20	285,00	912,00
P17	50	3,60	285,00	1026,00
P18	50	3,60	285,00	1026,00
		80,02		R\$ 24.187,70

Fonte: o autor, 2017.

Obs: O Concreto utilizado para os blocos de coroamento, foi C20.

**Tabela 16 - Quantitativo de aço para os blocos de coroamento das estacas
hélice contínua**

Ø BARRA(mm)	PREÇO UNIT./KG	TOTAL EM(KG)	TOTAL DO CUSTO R\$
4.2	5,30	106,80	566,040
5	3,92	58,17	228,026
10	3,91	78,35	306,350
12.5	4,02	28,49	114,530
16	4,02	491,77	1.976,915
20	4,02	768,72	3.090,254
			R\$6.282,115

Fonte: o autor, 2017

Obs: A armadura utilizada para os Blocos de coroamento foi aço CA50 e CA60.

Tabela 17 - Quantitativo de fôrmas para construção dos blocos de coroamento

Quantidade em (M^2)	Preço Unit./R\$(M^2)	Total do Custo R\$
195	25,92	R\$5.054,400

Fonte: o autor, 2017

Tabela 18 - Quantitativo de fôrma para construção do radier.

Quantidade em (M^2)	Preço Unit./R\$(M^2)	Total do custo R\$
1092,40	25,92	R\$28.315,008

Fonte: o autor, 2017.

Tabela 19 - Quantitativo de custo total da execução da hélice contínua

Ø Estacas (cm)	Quant. Estacas	Profundidade das estacas (m)	Total em (m) Hélice contínua	Custo R\$(/m) Executado Hélice contínua	Preço total do serviço executado em R\$
25	24	30	720	30,00	21.600,00
40	5	30	150	45,60	6.840,00
50	5	30	150	55,20	8.280,00
60	8	30	240	68,40	16.416,00
80	13	30	390	90,00	35.100,00
90	4	30	120	114,00	13.680,00
					R\$101.916,00

Fonte: O autor, 2017.

Mobilização /desmobilização da perfuratriz: R\$10.000,00

Custo total da execução da hélice contínua: R\$111.916,00

5. CONCLUSÃO

Neste trabalho, realizou-se um estudo comparativo entre duas fundações distintas uma superficial do tipo radier executada no estudo de caso, com uma fundação que na época foi cogitada a sua utilização sendo esta fundação profunda hélice contínua.

No estudo de caso foi levantado durante a revisão bibliográfica vários métodos semi-empíricos para calcular a capacidade de carga onde duas apresentaram excelentes resultados (Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978), visto que para a obra analisada, as cargas admissíveis calculadas aproximaram-se da carga de trabalho, o que ratifica que o dimensionamento realizado para a estaca teste está de acordo com os cálculos através dos métodos semi-empíricos.

Os resultados obtidos permitem concluir que, as fundações superficiais representam a solução mais econômica para a obra analisada em relação a solução sugerida para comparação.

Os valores quantificados para o consumo do aço na opção da fundação em radier foi da ordem de 18964,8 Kg com o custo de 99.784,222 enquanto que na opção por fundação profunda hélice contínua, foram utilizados 10.050,050 Kg com custo de 40.734,353. Em termos percentuais o consumo do aço na opção radier é de 40% maior que da opção hélice contínua.

Contudo, continuando a análise do orçamento, têm-se como item de custo relevante o fornecimento do concreto, com valor total para hélice contínua sendo este valor em (m³) 609,34 m³ com o custo de R\$ 217.146,777 fato este devido o concreto especial que é utilizado concreto usinado em relação, já opção por radier é de 180,23 m³ com o custo de 51.365,55 sendo assim o consumo da hélice contínua e de 75% á mais do que a fundação tipo radier,

Quantidade de formas usadas serão dadas em (m²) sendo assim as formas utilizadas para hélice contínua e de 195 m², com valor de R\$ 5.054,400, já para fundação tipo radier foram utilizadas 1092,40 m² de formas com o custo de

R\$28.315,008 após estes levantamentos chegamos na seguinte porcentagem 82% mais cara do as formas utilizadas na fundação hélice contínua.

Considerando a agilidade na execução, observa-se que os serviços listados para a opção radier são inferiores a opção hélice contínua.

E em consideração a quantidade de forma a se utilizar na execução do projeto a fundação superficial e muito maior do que a fundação profunda.

Analisando as duas opções, como conjunto, nota-se que a opção da fundação hélice contínua, obteve custo total superior do que á fundação executada no projeto original que foi utilizado á fundação superficial.

Estes índices foram considerados importantes na escolha do método a ser utilizado.

Por tanto chegamos na seguinte avaliação que não seria viável a aplicação deste novo projeto. Avaliando o lado econômico que foi um dos nossos objetivos específico durante â elaboração do estudo de caso, concluímos que o projeto atual realizado por uma fundação profunda do tipo hélice contínua apresenta maior valor girando em entorno de R\$ 83.470,750 mais caro do que o projeto executado que foi no projeto original onde foi realizado uma fundação do tipo radier.

Sugestões para Trabalhos Futuros

A partir da análise da aplicação á engenharia de construção civil, se verificou as seguintes possibilidades para a realização de trabalhos futuros:

Como base nos quantitativos levantados durante á análise de resultado entre a fundação superficial do tipo radier e entre a fundação profunda hélice contínua fica para um trabalho futuro os seguintes processos:

- Tempo de execução de cada fundação estuda;
- Mão de obra de cada fundação estudada.

Tabela 20 - Levantamento Quantitativo De Custo Totalizados Das Fundações.

Fundação	Aço(kg)	Aço(R\$)	Concreto(m³)	Concreto(R\$)	Formas(m²)	Formas(R\$)	Total (R\$)
Radier	18.964,8	99.784,222	180,23	51.365,55	1.092,40	28.315,00	179.464,772
Hélice Contínua	8517,71	40.734,353	609,30	217.146,777	195,00	5.054,40	262.935,53

REFERÊNCIAS

ABNT (1996). Projeto e execução de fundações: NBR-6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

NBR 6484 – Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1980.

NBR 8681: Ação e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

NBR 8036 – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios: Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

ALMEIDA NETO, J. A. (2002). Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. 187 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP. São Paulo.

ALONSO, Urbano Rodrigues. Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1998. 142 p.

AVILA, Antônio Victorino; LIBRELOTTO, Liziane Ilha; LOPES, Oscar Ciro Lopes. Orçamento de obras. Construção civil. Florianópolis, 2003.

ANJOS, G. J. M. (2006). Estudo do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais. 340 p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, UnB. Brasília

CINTRA, JOSE CARLOS A. Fundações por estacas: projeto geotécnicos/ José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki.—São Paulo: Oficina de Texto, 2010.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. Fundações diretas: projeto geotécnicos/ José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albique.—São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

DÉCOURT, L. & QUARESMA FILHO, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, 1: p. 45-53

LUÍS EDUARDO SANTOS DÓRIA. Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier, 2007.

HACHICH, Waldemar et. al. Fundações - Teoria e prática. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 771 p.

HACHICH, W.R.; TAROZZO, H. (1996). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Editora PINI.

MAGALHÃES, P. H. L. (2005). Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga. 269 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, UnB. Brasília.

MATTOS, Aldo Dória. Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos. São Paulo, 2006.

MAGGI FUNDAÇÕES. Dicas de leitura, disponível em: www.maggifundacoes.com.br. Acesso em: 07 de dezembro de 2017.

Moraes, M.C. (1976). Estruturas de Fundações. Ed. Mc. Graw-Hill. 264p.

MOURA, J.R.B. Estruturas de Concreto Protendido, 2000. Curso Introductório da Universidade de Fortaleza – UNIFOR.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 2.ed São Paulo:Oficina de Textos,2002. 353 p.il.

PORDEUS, Victor Costa. Viabilidade econômica da utilização dos radiers na construção de habitações de pequeno porte. 2009. 124 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2009.

SCHNAID, Fernando. Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SINAPI – Índices da Construção Civil. Disponível em: . Acesso em 09 dez.2017.

TNR DO BRASIL CONSTRUTORA LTDA. Dica de leitura, disponível em: www.tnrdo brasil.com.br. Acesso em: 07 de Dezembro de 2017.

VELLOSO, DIRCEU DE ALENCAR. Fundações, volume 2: fundações profundas/ Dirceu de Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes.- Nova Ed.- São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELLOSO, DIRCEU DE ALENCAR. Fundações, volume 1: fundações superficiais/ Dirceu de Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes.—Nova Ed.—São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

APÊNDICES

APÊNDICE A - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol

LTDA - SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce contínua D= 250

mm

Área Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m ²)	solo	U (m)	rl (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	0,785	20,00	15,70	15,70	0,049	88,20	103,90	52	34
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	0,785	23,33	18,32	34,02	0,049	33,32	67,34	34	34
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	0,785	36,67	28,78	62,80	0,049	41,16	103,96	52	59
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	0,785	33,33	26,17	88,97	0,049	52,92	141,89	71	82
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	0,785	23,33	18,32	107,28	0,049	60,76	168,04	84	98
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	0,785	20,00	15,70	122,98	0,049	62,72	185,70	93	110
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	23,33	18,32	141,30	0,049	47,04	188,34	94	120
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	36,67	28,78	170,08	0,049	29,40	199,48	100	138
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	30,00	23,55	193,63	0,049	17,64	211,27	106	153
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	0,785	43,33	34,02	227,65	0,049	19,60	247,25	124	180
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	0,785	46,67	36,63	264,28	0,049	21,56	285,84	143	209
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	80,00	62,80	327,08	0,049	17,64	344,72	172	256
13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	40,00	31,40	358,48	0,049	17,64	376,12	188	280

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	0,785	43,33	34,02	392,50	0,049	27,44	419,94	210	309
15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	0,785	26,67	20,93	413,43	0,049	39,20	452,63	226	328
16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	0,785	36,67	28,78	442,22	0,049	182,93	625,15	313	386
17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	0,785	50,00	39,25	481,47	0,049	202,53	684,00	342	421
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	0,785	46,67	36,63	518,10	0,049	215,60	733,70	367	452
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	0,785	40,00	31,40	549,50	0,049	156,80	706,30	353	462
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	0,785	56,67	44,48	593,98	0,049	91,47	685,45	343	480
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	76,67	60,18	654,17	0,049	11,76	665,93	333	506
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	76,67	60,18	714,35	0,049	17,64	731,99	366	554
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	76,67	60,18	774,53	0,049	23,52	798,05	399	602
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	0,785	76,67	60,18	834,72	0,049	23,52	858,24	429	648
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	0,785	76,67	60,18	894,90	0,049	44,10	939,00	470	699
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	0,785	76,67	60,18	955,08	0,049	225,40	1180,48	590	791
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	0,785	76,67	60,18	1015,27	0,049	264,60	1279,87	640	847
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	0,785	76,67	60,18	1075,45	0,049	343,00	1418,45	709	913
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	0,785	76,67	60,18	1135,63	0,049	392,00	1527,63	764	972
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	0,785	76,67	60,18	1195,82	0,049	382,20	1578,02	789	1015

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE B - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA -

SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce Contínua D= 400 mm

Área Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m ²)	solo	U (m)	ri (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	1,257	20,00	25,14	25,14	0,126	226,80	251,94	126	76
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	1,257	23,33	29,33	54,47	0,126	85,68	140,15	70	63
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	1,257	36,67	46,09	100,56	0,126	105,84	206,40	103	104
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	1,257	33,33	41,90	142,46	0,126	136,08	278,54	139	144
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	1,257	23,33	29,33	171,79	0,126	156,24	328,03	164	171
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	1,257	20,00	25,14	196,93	0,126	161,28	358,21	179	192
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	23,33	29,33	226,26	0,126	120,96	347,22	174	204
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	36,67	46,09	272,35	0,126	75,60	347,95	174	228
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	30,00	37,71	310,06	0,126	45,36	355,42	178	250
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	1,257	43,33	54,47	364,53	0,126	50,40	414,93	207	293
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	1,257	46,67	58,66	423,19	0,126	55,44	478,63	239	339
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	80,00	100,56	523,75	0,126	45,36	569,11	285	414
13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	40,00	50,28	574,03	0,126	45,36	619,39	310	453
14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	1,257	43,33	54,47	628,50	0,126	70,56	699,06	350	501

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	1,257	26,67	33,52	662,02	0,126	100,80	762,82	381	534
16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	1,257	36,67	46,09	708,11	0,126	470,40	1178,51	589	662
17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	1,257	50,00	62,85	770,96	0,126	520,80	1291,76	646	723
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	1,257	46,67	58,66	829,62	0,126	554,40	1384,02	692	777
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	1,257	40,00	50,28	879,90	0,126	403,20	1283,10	642	778
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	1,257	56,67	71,23	951,13	0,126	235,20	1186,33	593	790
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	76,67	96,37	1047,50	0,126	30,24	1077,74	539	813
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	76,67	96,37	1143,87	0,126	45,36	1189,23	595	891
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	76,67	96,37	1240,24	0,126	60,48	1300,72	650	969
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,257	76,67	96,37	1336,61	0,126	60,48	1397,09	699	1043
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	1,257	76,67	96,37	1432,98	0,126	113,40	1546,38	773	1131
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	1,257	76,67	96,37	1529,35	0,126	579,60	2108,95	1054	1321
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	1,257	76,67	96,37	1625,72	0,126	680,40	2306,12	1153	1421
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	1,257	76,67	96,37	1722,09	0,126	882,00	2604,09	1302	1545
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	1,257	76,67	96,37	1818,46	0,126	1008,00	2826,46	1413	1651
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	1,257	76,67	96,37	1914,83	0,126	982,80	2897,63	1449	1719

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE C - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol

LTDA - SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce Contínua D= 500

mm

Área

Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m ²)	solo	U (m)	ri (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	1,571	20,00	31,42	31,42	0,196	352,80	384,22	192	112
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	1,571	23,33	36,66	68,08	0,196	133,28	201,36	101	86
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	1,571	36,67	57,60	125,68	0,196	164,64	290,32	145	138
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	1,571	33,33	52,37	178,05	0,196	211,68	389,73	195	190
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	1,571	23,33	36,66	214,70	0,196	243,04	457,74	229	226
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	1,571	20,00	31,42	246,12	0,196	250,88	497,00	249	252
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	23,33	36,66	282,78	0,196	188,16	470,94	235	265
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	36,67	57,60	340,38	0,196	117,60	457,98	229	291
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	30,00	47,13	387,51	0,196	70,56	458,07	229	316
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	1,571	43,33	68,08	455,59	0,196	78,40	533,99	267	370
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	1,571	46,67	73,31	528,90	0,196	86,24	615,14	308	428
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	80,00	125,68	654,58	0,196	70,56	725,14	363	521

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	40,00	62,84	717,42	0,196	70,56	787,98	394	570
------	---	---	------	-----	----------------	-------	-------	-------	--------	-------	-------	--------	-----	-----

CONTINUA

14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	1,571	43,33	68,08	785,50	0,196	109,76	895,26	448	632
15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	1,571	26,67	41,89	827,39	0,196	156,80	984,19	492	676
16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	1,571	36,67	57,60	885,00	0,196	731,73	1616,73	808	864
17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	1,571	50,00	78,55	963,55	0,196	810,13	1773,68	887	944
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	1,571	46,67	73,31	1036,86	0,196	862,40	1899,26	950	1013
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	1,571	40,00	62,84	1099,70	0,196	627,20	1726,90	863	1003
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	1,571	56,67	89,02	1188,72	0,196	365,87	1554,59	777	1006
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	76,67	120,44	1309,17	0,196	47,04	1356,21	678	1019
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	76,67	120,44	1429,61	0,196	70,56	1500,17	750	1117
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	76,67	120,44	1550,05	0,196	94,08	1644,13	822	1216
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,571	76,67	120,44	1670,50	0,196	94,08	1764,58	882	1309
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	1,571	76,67	120,44	1790,94	0,196	176,40	1967,34	984	1422
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	1,571	76,67	120,44	1911,38	0,196	901,60	2812,98	1406	1696
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	1,571	76,67	120,44	2031,83	0,196	1058,40	3090,23	1545	1828
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	1,571	76,67	120,44	2152,27	0,196	1372,00	3524,27	1762	1999
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	1,571	76,67	120,44	2272,71	0,196	1568,00	3840,71	1920	2140
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	1,571	76,67	120,44	2393,16	0,196	1528,80	3921,96	1961	2223

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE D - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol

LTDA - SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce Contínua D= 600

mm

Área

Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m2)	solo	U (m)	rl (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	1,885	20,00	37,70	37,70	0,283	509,40	547,10	274	156
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	1,885	23,33	43,98	81,68	0,283	192,44	274,12	137	111
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	1,885	36,67	69,12	150,80	0,283	237,72	388,52	194	175
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	1,885	33,33	62,83	213,63	0,283	305,64	519,27	260	241
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	1,885	23,33	43,98	257,62	0,283	350,92	608,54	304	286
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	1,885	20,00	37,70	295,32	0,283	362,24	657,56	329	318
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	23,33	43,98	339,30	0,283	271,68	610,98	305	329
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	36,67	69,12	408,42	0,283	169,80	578,22	289	357
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	30,00	56,55	464,97	0,283	101,88	566,85	283	383
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	1,885	43,33	81,68	546,65	0,283	113,20	659,85	330	449
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	1,885	46,67	87,97	634,62	0,283	124,52	759,14	380	519
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	80,00	150,80	785,42	0,283	101,88	887,30	444	630
13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	40,00	75,40	860,82	0,283	101,88	962,70	481	688
14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	1,885	43,33	81,68	942,50	0,283	158,48	1100,98	550	765
15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	1,885	26,67	50,27	992,77	0,283	226,40	1219,17	610	820

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	1,885	36,67	69,12	1061,88	0,283	1056,53	2118,42	1059	1081
17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	1,885	50,00	94,25	1156,13	0,283	1169,73	2325,87	1163	1182
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	1,885	46,67	87,97	1244,10	0,283	1245,20	2489,30	1245	1268
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	1,885	40,00	75,40	1319,50	0,283	905,60	2225,10	1113	1241
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	1,885	56,67	106,82	1426,32	0,283	528,27	1954,58	977	1229
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	76,67	144,52	1570,83	0,283	67,92	1638,75	819	1225
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	76,67	144,52	1715,35	0,283	101,88	1817,23	909	1345
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	76,67	144,52	1859,87	0,283	135,84	1995,71	998	1465
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	1,885	76,67	144,52	2004,38	0,283	135,84	2140,22	1070	1576
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	1,885	76,67	144,52	2148,90	0,283	254,70	2403,60	1202	1717
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	1,885	76,67	144,52	2293,42	0,283	1301,80	3595,22	1798	2090
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	1,885	76,67	144,52	2437,93	0,283	1528,20	3966,13	1983	2257
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	1,885	76,67	144,52	2582,45	0,283	1981,00	4563,45	2282	2482
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	1,885	76,67	144,52	2726,97	0,283	2264,00	4990,97	2495	2664
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	1,885	76,67	144,52	2871,48	0,283	2207,40	5078,88	2539	2761

Fonte: o autor, 2017.

APÊNDICE E - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol

LTDA - SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce Contínua D= 800

mm

Área

Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m ²)	solo	U (m)	rl (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	2,513	20,00	50,26	50,26	0,503	905,40	955,66	478	265
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	2,513	23,33	58,64	108,90	0,503	342,04	450,94	225	169
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	2,513	36,67	92,14	201,04	0,503	422,52	623,56	312	260
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	2,513	33,33	83,77	284,81	0,503	543,24	828,05	414	355
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	2,513	23,33	58,64	343,44	0,503	623,72	967,16	484	420
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	2,513	20,00	50,26	393,70	0,503	643,84	1037,54	519	464
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	23,33	58,64	452,34	0,503	482,88	935,22	468	469
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	36,67	92,14	544,48	0,503	301,80	846,28	423	494
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	30,00	75,39	619,87	0,503	181,08	800,95	400	522
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	2,513	43,33	108,90	728,77	0,503	201,20	929,97	465	611
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	2,513	46,67	117,27	846,04	0,503	221,32	1067,36	534	706
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	80,00	201,04	1047,08	0,503	181,08	1228,16	614	851
13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	40,00	100,52	1147,60	0,503	181,08	1328,68	664	928
14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	2,513	43,33	108,90	1256,50	0,503	281,68	1538,18	769	1037
15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	2,513	26,67	67,01	1323,51	0,503	402,40	1725,91	863	1119

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	2,513	36,67	92,14	1415,66	0,503	1877,87	3293,52	1647	1558
17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	2,513	50,00	125,65	1541,31	0,503	2079,07	3620,37	1810	1705
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	2,513	46,67	117,27	1658,58	0,503	2213,20	3871,78	1936	1829
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	2,513	40,00	100,52	1759,10	0,503	1609,60	3368,70	1684	1756
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	2,513	56,67	142,40	1901,50	0,503	938,93	2840,44	1420	1697
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	76,67	192,66	2094,17	0,503	120,72	2214,89	1107	1641
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	76,67	192,66	2286,83	0,503	181,08	2467,91	1234	1804
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	76,67	192,66	2479,49	0,503	241,44	2720,93	1360	1968
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	2,513	76,67	192,66	2672,16	0,503	241,44	2913,60	1457	2116
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	2,513	76,67	192,66	2864,82	0,503	452,70	3317,52	1659	2317
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	2,513	76,67	192,66	3057,48	0,503	2313,80	5371,28	2686	2930
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	2,513	76,67	192,66	3250,15	0,503	2716,20	5966,35	2983	3179
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	2,513	76,67	192,66	3442,81	0,503	3521,00	6963,81	3482	3529
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	2,513	76,67	192,66	3635,47	0,503	4024,00	7659,47	3830	3803
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	2,513	76,67	192,66	3828,14	0,503	3923,40	7751,54	3876	3926

Fonte: o autor, 2017.

APÊNDICE F - Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA

- SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Helíce Contínua D= 900 mm

Área

Ponta= 0,38

Perímetro= 1,256

Profund.	N(SPT)	N (corr)	N(médio)	C (KN/m ²)	Solo	U (m)	rl (KPa)	PI (KN)	Placum (KN)	Área	Pp (KN)	PR (KN)	Padm1. (KN)	Padm2. (KN)
1,0	5	3	4,50	400	AREIA SILTOSA	2,827	20,00	56,54	56,54	0,636	1144,80	1201,34	601	330
2,0	4	4	5,67	120	ARGILA	2,827	23,33	65,96	122,50	0,636	432,48	554,98	277	202
3,0	8	8	7,00	120	ARGILA	2,827	36,67	103,66	226,16	0,636	534,24	760,40	380	308
4,0	9	7	9,00	120	ARGILA	2,827	33,33	94,23	320,39	0,636	686,88	1007,27	504	418
5,0	10	4	10,33	120	ARGILA	2,827	23,33	65,96	386,36	0,636	788,64	1175,00	587	494
6,0	12	3	10,67	120	ARGILA SILTOSA	2,827	20,00	56,54	442,90	0,636	814,08	1256,98	628	544
7,0	10	4	8,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	23,33	65,96	508,86	0,636	610,56	1119,42	560	544
8,0	2	8	5,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	36,67	103,66	612,52	0,636	381,60	994,12	497	567
9,0	3	6	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	30,00	84,81	697,33	0,636	228,96	926,29	463	594
10,0	4	10	3,33	120	ARGILA SILTOSA	2,827	43,33	122,50	819,83	0,636	254,40	1074,23	537	694
11,0	3	11	3,67	120	ARGILA SILTOSA	2,827	46,67	131,93	951,76	0,636	279,84	1231,60	616	802
12,0	4	21	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	80,00	226,16	1177,92	0,636	228,96	1406,88	703	963
13,0	2	9	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	40,00	113,08	1291,00	0,636	228,96	1519,96	760	1050
14,0	3	10	4,67	120	ARGILA SILTOSA	2,827	43,33	122,50	1413,50	0,636	356,16	1769,66	885	1176
15,0	9	5	6,67	120	ARGILA SILTOSA	2,827	26,67	75,39	1488,89	0,636	508,80	1997,69	999	1272
16,0	8	8	9,33	400	AREIA ARGILOSA	2,827	36,67	103,66	1592,54	0,636	2374,40	3966,94	1983	1819

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (DÉCOURT - QUARESMA)

17,0	11	12	10,33	400	AREIA ARGILOSA	2,827	50,00	141,35	1733,89	0,636	2628,80	4362,69	2181	1991
18,0	12	11	11,00	400	AREIA ARGILOSA	2,827	46,67	131,93	1865,82	0,636	2798,40	4664,22	2332	2135
19,0	10	9	8,00	400	AREIA ARGILOSA	2,827	40,00	113,08	1978,90	0,636	2035,20	4014,10	2007	2031
20,0	2	14	4,67	400	AREIA ARGILOSA	2,827	56,67	160,20	2139,10	0,636	1187,20	3326,30	1663	1942
21,0	2	20	2,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	76,67	216,74	2355,83	0,636	152,64	2508,47	1254	1850
22,0	4	20	3,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	76,67	216,74	2572,57	0,636	228,96	2801,53	1401	2036
23,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	76,67	216,74	2789,31	0,636	305,28	3094,59	1547	2222
24,0	4	20	4,00	120	ARGILA SILTOSA	2,827	76,67	216,74	3006,04	0,636	305,28	3311,32	1656	2389
25,0	11	20	7,50	120	ARGILA SILTOSA	2,827	76,67	216,74	3222,78	0,636	572,40	3795,18	1898	2622
26,0	12	20	11,50	400	AREIA ARGILOSA	2,827	76,67	216,74	3439,52	0,636	2925,60	6365,12	3183	3377
27,0	15	20	13,50	400	AREIA ARGILOSA	2,827	76,67	216,74	3656,25	0,636	3434,40	7090,65	3545	3671
28,0	20	20	17,50	400	AREIA ARGILOSA	2,827	76,67	216,74	3872,99	0,636	4452,00	8324,99	4162	4092
29,0	20	20	20,00	400	AREIA ARGILOSA	2,827	76,67	216,74	4089,73	0,636	5088,00	9177,73	4589	4418
30,0	19	20	19,50	400	AREIA ARGILOSA	2,827	76,67	216,74	4306,46	0,636	4960,80	9267,26	4634	4553

Fonte o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE G – Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA- SP-02

Cota terreno= -

1,10m

Estaca Hélice 250 mm

Área

Ponta= 0,38

F1 = 3,00

Perímetro= 1,256

F2 = 3,80

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	0,785	11,57	11,57	0,049	58,80	70	35
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	0,785	9,92	21,48	0,049	18,51	40	20
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	0,785	19,83	41,32	0,049	22,87	64	32
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	0,785	22,31	63,63	0,049	29,40	93	47
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	0,785	24,79	88,42	0,049	33,76	122	61
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	21,81	110,23	0,049	38,33	149	74
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	18,18	128,41	0,049	28,75	157	79
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	3,64	132,05	0,049	17,97	150	75
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	5,45	137,50	0,049	10,78	148	74
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	7,27	144,77	0,049	11,98	157	78
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	5,45	150,22	0,049	13,18	163	82
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	7,27	157,50	0,049	10,78	168	84
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	3,64	161,13	0,049	10,78	172	86
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	5,45	166,59	0,049	8,98	176	88
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	16,36	182,95	0,049	21,56	205	102

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	0,785	29,75	212,69	0,049	83,30	296	148
17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	0,785	40,90	253,60	0,049	93,10	347	173
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	0,785	44,62	298,22	0,049	112,70	411	205
19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	0,785	37,18	335,40	0,049	107,80	443	222
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	0,785	7,44	342,84	0,049	58,80	402	201
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	3,64	346,47	0,049	7,19	354	177
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	7,27	353,75	0,049	10,78	365	182
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	7,27	361,02	0,049	14,37	375	188
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	7,27	368,29	0,049	14,37	383	191
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	0,785	20,00	388,29	0,049	26,95	415	208
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	0,785	39,66	427,95	0,049	150,27	578	289
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	0,785	49,58	477,53	0,049	176,40	654	327
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	0,785	66,11	543,63	0,049	228,67	772	386
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	0,785	66,11	609,74	0,049	261,33	871	436

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE H – Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA - SP-01
Cota terreno= -
1,10m

Área Ponta= 0,38

F1 = 3,00

Perímetro= 1,256

F2 = 3,80

Estaca Hélice 400 mm

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	1,257	18,52	18,52	0,126	151,20	169,72	84,86
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	1,257	15,88	34,40	0,126	47,60	82,00	41,00
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	1,257	31,76	66,16	0,126	58,80	124,96	62,48
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	1,257	35,73	101,88	0,126	75,60	177,48	88,74
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	1,257	39,69	141,58	0,126	86,80	228,38	114,19
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	34,93	176,51	0,126	98,56	275,07	137,53
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	29,11	205,62	0,126	73,92	279,54	139,77
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	5,82	211,44	0,126	46,20	257,64	128,82
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	8,73	220,17	0,126	27,72	247,89	123,95
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	11,64	231,82	0,126	30,80	262,62	131,31
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	8,73	240,55	0,126	33,88	274,43	137,22
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	11,64	252,19	0,126	27,72	279,91	139,96
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	5,82	258,02	0,126	27,72	285,74	142,87
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	8,73	266,75	0,126	23,10	289,85	144,92
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	26,20	292,95	0,126	55,44	348,39	174,19
16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,257	47,63	340,58	0,126	214,20	554,78	277,39
17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,257	65,50	406,08	0,126	239,40	645,48	322,74
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,257	71,45	477,53	0,126	289,80	767,33	383,66

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,257	59,54	537,07	0,126	277,20	814,27	407,13
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,257	11,91	548,98	0,126	151,20	700,18	350,09
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	5,82	554,80	0,126	18,48	573,28	286,64
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	11,64	566,44	0,126	27,72	594,16	297,08
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	11,64	578,09	0,126	36,96	615,05	307,52
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	11,64	589,73	0,126	36,96	626,69	313,35
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,257	32,02	621,75	0,126	69,30	691,05	345,53
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,257	63,51	685,26	0,126	386,40	1071,66	535,83
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,257	79,39	764,65	0,126	453,60	1218,25	609,13
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,257	105,85	870,51	0,126	588,00	1458,51	729,25
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,257	105,85	976,36	0,126	672,00	1648,36	824,18

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE I - Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA - SP-02
Cota terreno= -
1,10m

Área
Ponta= 0,38 F1 3,00
Perímetro= 1,256 F2 3,80

Estaca Hélice 500 mm

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	Solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	1,571	23,15	23,15	0,196	235,20	258	129
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	1,571	19,84	43,00	0,196	74,04	117	59
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	1,571	39,69	82,68	0,196	91,47	174	87
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	1,571	44,65	127,33	0,196	117,60	245	122
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	1,571	49,61	176,94	0,196	135,02	312	156
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	43,66	220,60	0,196	153,32	374	187
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	36,38	256,98	0,196	114,99	372	186
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	7,28	264,26	0,196	71,87	336	168
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	10,91	275,17	0,196	43,12	318	159
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	14,55	289,73	0,196	47,91	338	169
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	10,91	300,64	0,196	52,70	353	177
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	14,55	315,19	0,196	43,12	358	179
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	7,28	322,47	0,196	43,12	366	183
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	10,91	333,38	0,196	35,93	369	185
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	32,74	366,13	0,196	86,24	452	226
16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,571	59,53	425,66	0,196	333,20	759	379
17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,571	81,86	507,52	0,196	372,40	880	440
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,571	89,30	596,81	0,196	450,80	1048	524

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,571	74,42	671,23	0,196	431,20	1102	551
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,571	14,88	686,11	0,196	235,20	921	461
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	7,28	693,39	0,196	28,75	722	361
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	14,55	707,94	0,196	43,12	751	376
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	14,55	722,49	0,196	57,49	780	390
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	14,55	737,05	0,196	57,49	795	397
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,571	40,02	777,07	0,196	107,80	885	442
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,571	79,38	856,44	0,196	601,07	1458	729
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,571	99,22	955,66	0,196	705,60	1661	831
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,571	132,29	1087,96	0,196	914,67	2003	1001
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,571	132,29	1220,25	0,196	1045,33	2266	1133

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE J - Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA - SP-02
Cota terreno= -
1,10m

Área Ponta= 0,38

F1 = 3,0

Perímetro= 1,256

F2 = 3,80

Estaca Hélice 600 mm

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	Solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	1,885	27,78	27,78	0,283	339,60	367	184
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	1,885	23,81	51,59	0,283	106,91	159	79
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	1,885	47,62	99,21	0,283	132,07	231	116
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	1,885	53,57	152,78	0,283	169,80	323	161
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	1,885	59,53	212,31	0,283	194,96	407	204
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	52,38	264,69	0,283	221,37	486	243
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	43,65	308,35	0,283	166,03	474	237
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	8,73	317,08	0,283	103,77	421	210
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	13,10	330,17	0,283	62,26	392	196
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	17,46	347,63	0,283	69,18	417	208
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	13,10	360,73	0,283	76,10	437	218
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	17,46	378,19	0,283	62,26	440	220
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	8,73	386,92	0,283	62,26	449	225
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	13,10	400,02	0,283	51,88	452	226
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	39,29	439,30	0,283	124,52	564	282
16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,885	71,43	510,74	0,283	481,10	992	496
17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,885	98,22	608,95	0,283	537,70	1147	573
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,885	107,15	716,10	0,283	650,90	1367	684

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,885	89,29	805,39	0,283	622,60	1428	714
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	1,885	17,86	823,25	0,283	339,60	1163	581
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	8,73	831,98	0,283	41,51	873	437
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	17,46	849,44	0,283	62,26	912	456
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	17,46	866,90	0,283	83,01	950	475
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	17,46	884,36	0,283	83,01	967	484
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	1,885	48,02	932,38	0,283	155,65	1088	544
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,885	95,24	1027,62	0,283	867,87	1895	948
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,885	119,05	1146,68	0,283	1018,80	2165	1083
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,885	158,74	1305,41	0,283	1320,67	2626	1313
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	1,885	158,74	1464,15	0,283	1509,33	2973	1487

Fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE K - Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA - SP-02
Cota terreno= -
1,10m

Área Ponta= 0,38

F1 = 3

Perímetro= 1,256

F2 = 3,8

Estaca Hélice 800 mm

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	Solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	2,513	37,03	37,03	0,503	603,60	641	320
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	2,513	31,74	68,78	0,503	190,02	259	129
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	2,513	63,49	132,26	0,503	234,73	367	183
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	2,513	71,42	203,69	0,503	301,80	505	253
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	2,513	79,36	283,04	0,503	346,51	630	315
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	69,83	352,88	0,503	393,46	746	373
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	58,20	411,07	0,503	295,09	706	353
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	11,64	422,71	0,503	184,43	607	304
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	17,46	440,17	0,503	110,66	551	275
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	23,28	463,45	0,503	122,96	586	293
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	17,46	480,91	0,503	135,25	616	308
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	23,28	504,19	0,503	110,66	615	307
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	11,64	515,83	0,503	110,66	626	313
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	17,46	533,29	0,503	92,22	626	313
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	52,38	585,66	0,503	221,32	807	403
16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,513	95,23	680,89	0,503	855,10	1536	768

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,513	130,94	811,83	0,503	955,70	1768	884
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,513	142,84	954,68	0,503	1156,90	2112	1056
19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,513	119,04	1073,71	0,503	1106,60	2180	1090
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,513	23,81	1097,52	0,503	603,60	1701	851
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	11,64	1109,16	0,503	73,77	1183	591
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	23,28	1132,44	0,503	110,66	1243	622
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	23,28	1155,72	0,503	147,55	1303	652
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	23,28	1178,99	0,503	147,55	1327	663
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,513	64,02	1243,01	0,503	276,65	1520	760
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,513	126,97	1369,98	0,503	1542,53	2913	1456
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,513	158,72	1528,70	0,503	1810,80	3339	1670
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,513	211,62	1740,32	0,503	2347,33	4088	2044
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,513	211,62	1951,94	0,503	2682,67	4635	2317

fonte: o autor, 2017.

CONTINUA

APÊNDICE L - Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

Sondagem Engenharia Projesol LTDA - SP-02
Cota terreno= -
1,10m

Área Ponta= 0,38

F1 = 3

Perímetro= 1,256

F2 = 3,8

Estaca Hélice 900 mm

Profund.	N(SPT)	N(médio)	K (MPa)	α (%)	Solo	U (m)	PI x U (KN)	Placum (KN)	Área (m ²)	Pp x Ap (KN)	Prup (KN)	Padm. (KN)
1,0	5	4,50	0,80	1,4	AREIA SILTOSA	2,827	41,66	41,66	0,636	763,20	804,86	402
2,0	4	5,67	0,20	6,0	ARGILA	2,827	35,71	77,37	0,503	190,02	267,39	134
3,0	8	7,00	0,20	6,0	ARGILA	2,827	71,42	148,79	0,636	296,80	445,59	223
4,0	9	9,00	0,20	6,0	ARGILA	2,827	80,35	229,14	0,636	381,60	610,74	305
5,0	10	10,33	0,20	6,0	ARGILA	2,827	89,27	318,41	0,636	438,13	756,54	378
6,0	12	10,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	78,56	396,97	0,636	497,49	894,46	447
7,0	10	8,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	65,47	462,44	0,636	373,12	835,56	418
8,0	2	5,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	13,09	475,53	0,636	233,20	708,73	354
9,0	3	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	19,64	495,17	0,636	139,92	635,09	318
10,0	4	3,33	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	26,19	521,36	0,636	155,47	676,82	338
11,0	3	3,67	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	19,64	541,00	0,636	171,01	712,01	356
12,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	26,19	567,19	0,636	139,92	707,11	354
13,0	2	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	13,09	580,28	0,636	139,92	720,20	360
14,0	3	2,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	19,64	599,92	0,636	116,60	716,52	358
15,0	9	6,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	58,92	658,84	0,636	279,84	938,68	469

CONTINUA

Método de Capacidade de Carga (AOKI - VELLOSO)

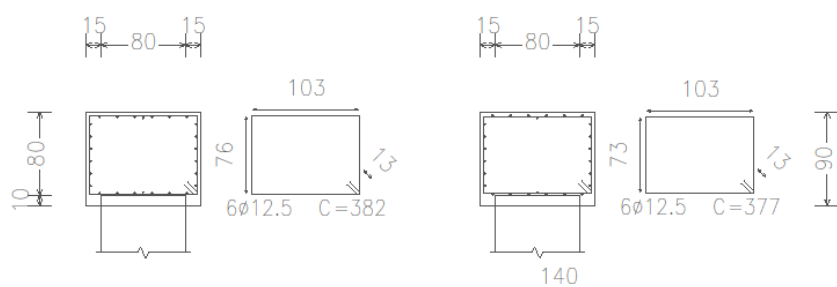
16,0	8	8,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,827	107,13	765,97	0,636	1081,20	1847,17	924
17,0	11	9,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,827	147,30	913,27	0,636	1208,40	2121,67	1061
18,0	12	11,50	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,827	160,69	1073,96	0,636	1462,80	2536,76	1268
19,0	10	11,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,827	133,91	1207,87	0,636	1399,20	2607,07	1304
20,0	2	6,00	0,60	3,0	AREIA ARGILOSA	2,827	26,78	1234,66	0,636	763,20	1997,86	999
21,0	2	2,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	13,09	1247,75	0,636	93,28	1341,03	671
22,0	4	3,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	26,19	1273,94	0,636	139,92	1413,86	707
23,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	26,19	1300,12	0,636	186,56	1486,68	743
24,0	4	4,00	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	26,19	1326,31	0,636	186,56	1512,87	756
25,0	11	7,50	0,22	4,0	ARGILA SILTOSA	2,827	72,01	1398,32	0,636	349,80	1748,12	874
26,0	12	11,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,827	142,84	1541,16	0,636	1950,40	3491,56	1746
27,0	15	13,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,827	178,55	1719,71	0,636	2289,60	4009,31	2005
28,0	20	17,50	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,827	238,06	1957,77	0,636	2968,00	4925,77	2463
29,0	20	20,00	0,80	2,0	AREIA ARGILOSA	2,827	238,06	2195,84	0,636	3392,00	5587,84	2794

Fonte: o autor, 2017.

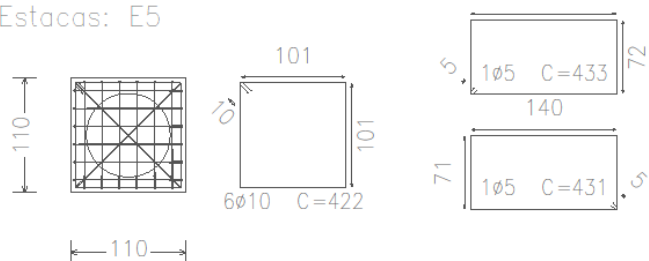
CONTINUA

APÊNDICE M – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P4, P25, P29 e P33

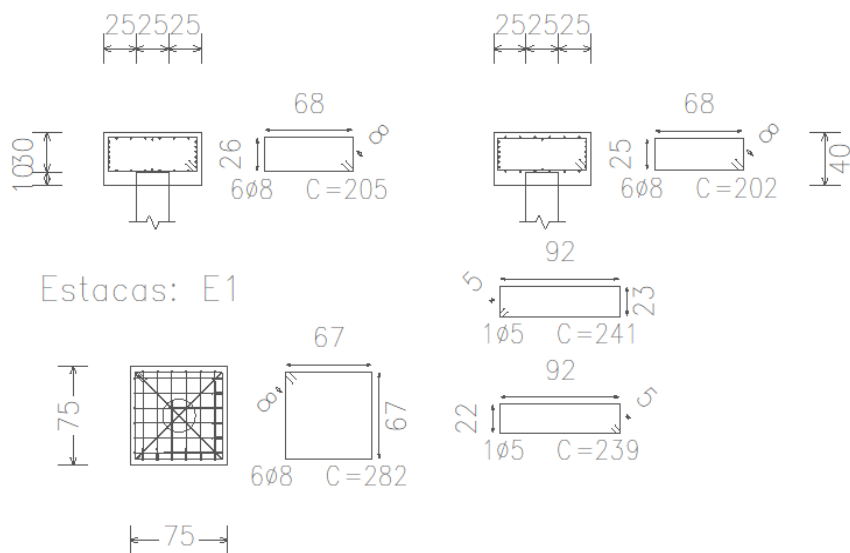


Estacas: E5

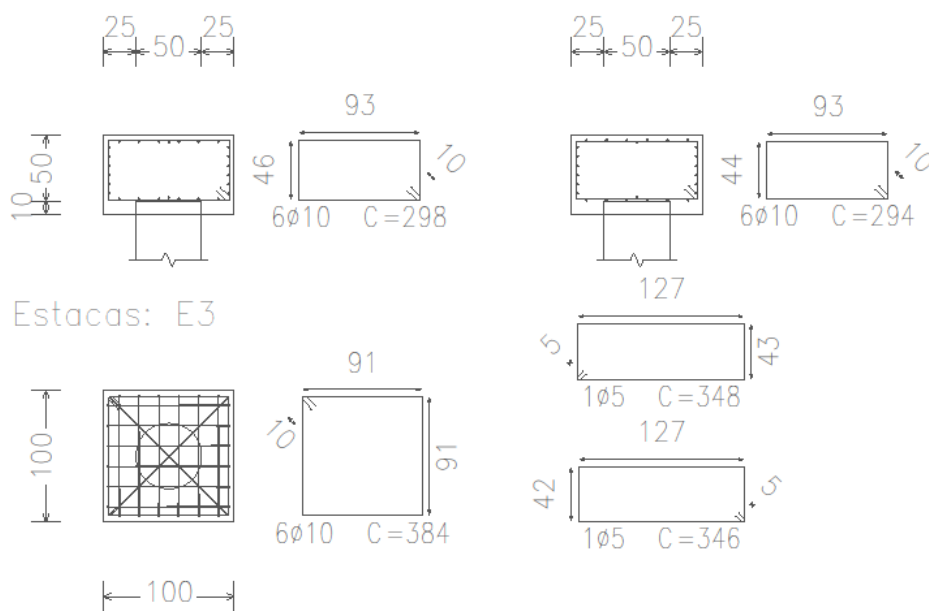


APÊNDICE N – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

Pa, Pb, Pc, Pd, Pe, Pf, Pg, Ph, Pi, Pj, Pk, Pl, Pm,
Pn, Po, Pp, Pq, Pr, Ps, Pu, Pv, Pw, P26 e P30

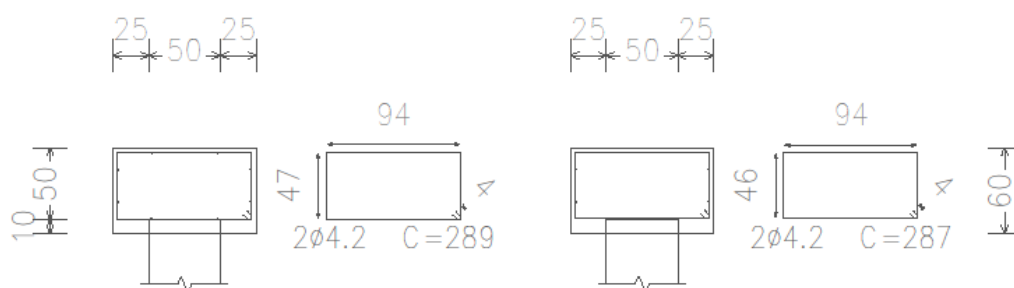


APÊNDICE O – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

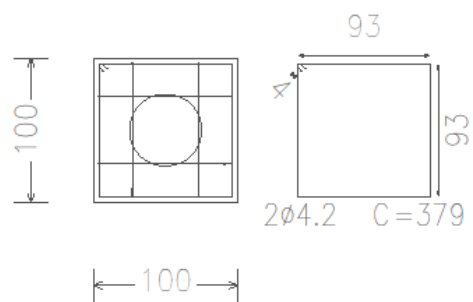


APÊNDICE P – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P21

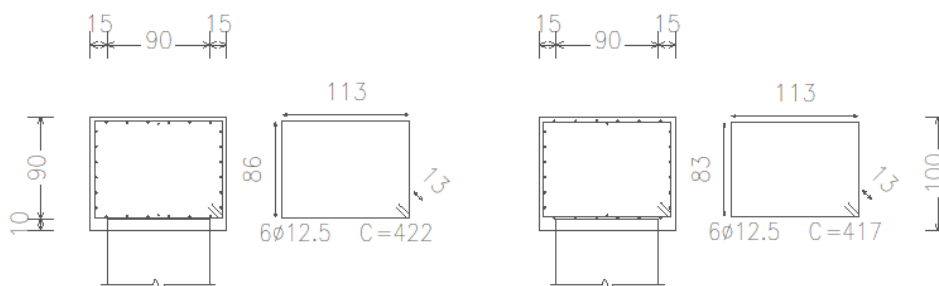


Estacas: E3

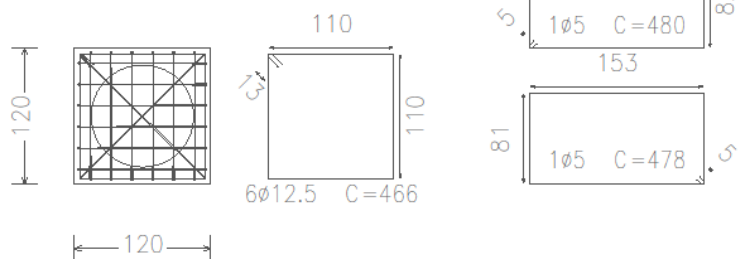


APÊNDICE Q – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P3, P5, P15, P24 e P32

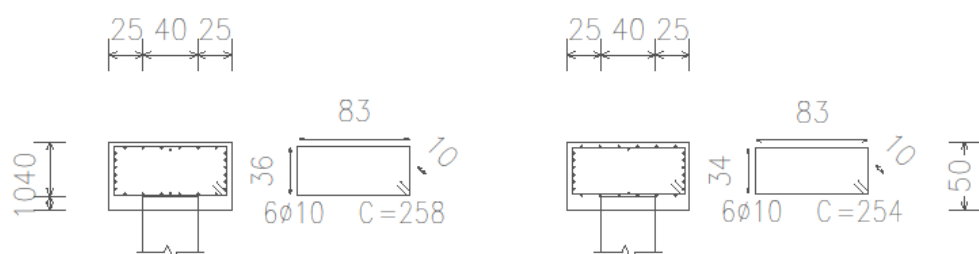


Estacas: E6

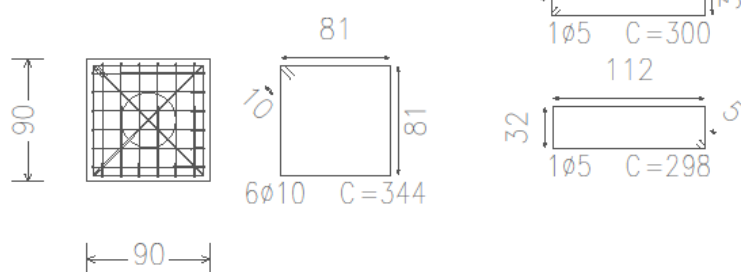


APÊNDICE R – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P11 e P12



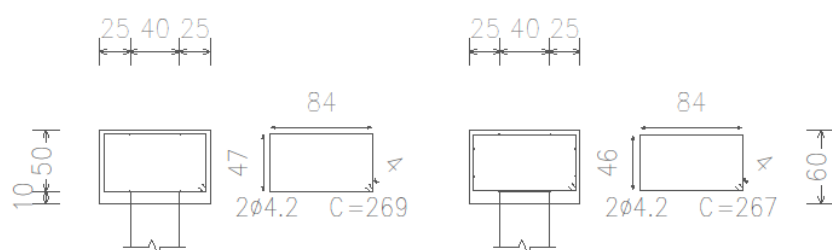
Estacas: E2



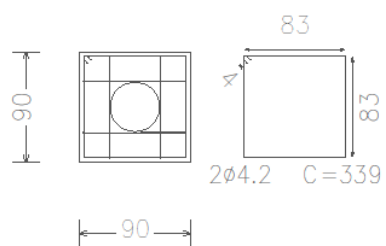
CONTINUA

APÊNDICE S – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P20

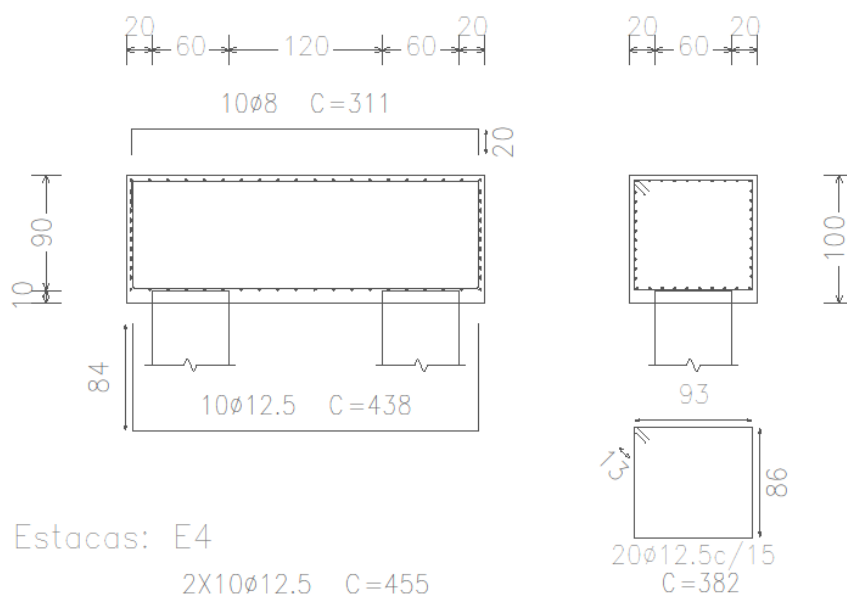


Estacas: E2

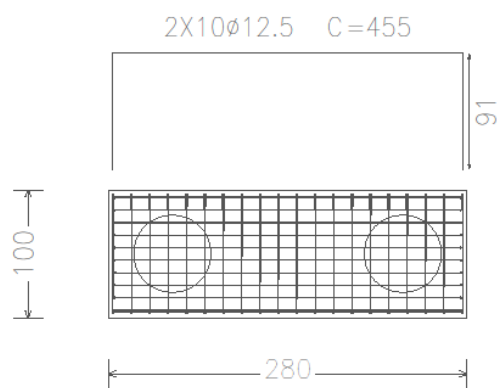


APÊNDICE T – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P9, (P31-Pt) e (P17-P18)

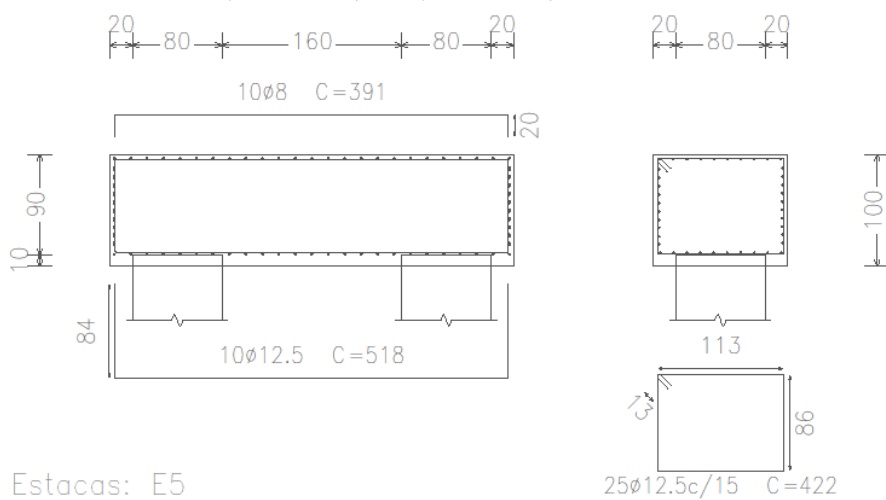


Estacas: E4

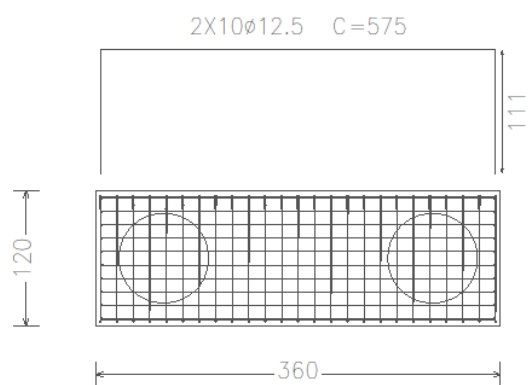


APÊNDICE U – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P8, P27, P28, (P13–P14) e (P22–P23)

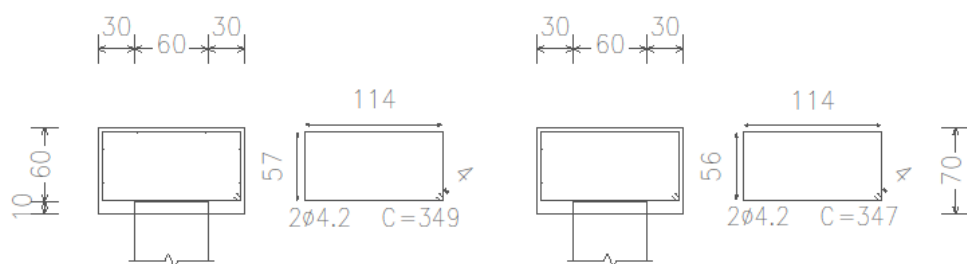


Estacas: E5

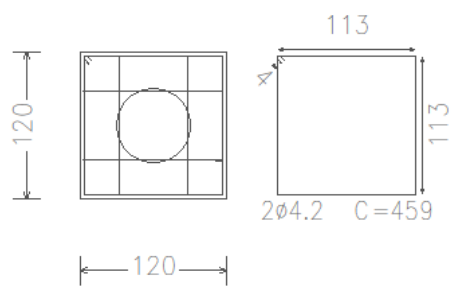


APÊNDICE V – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

P7 e P10



Estacas: E4



APÊNDICE X – DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

Resumo Aço Fundação Detalhamento fundação	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
CA-50-A $\varnothing 8$	1281.0	553	3548
$\varnothing 10$	321.1	222	
$\varnothing 12.5$	2568.8	2773	
CA-60-B $\varnothing 4.2$	82.8	10	49
$\varnothing 5$	223.5	39	
Total			3597
Concreto (m ³)		52,07	
Forma (m ²)		159,12	

Fundação Detalhamento fundação Concreto: C25, em geral Escala: 1:100

ANEXO D – SPT 04

Urbano : PRÉDIO

Local : RUA NOVA IGUAÇU - 8ª VENEZA - IPATINGA - MG

Cliente : ENGELMONT EDIFICAÇÕES LTDA

PROJESOL

Relatório N.º 056/2008

Responsável Técnico

JRD/SP-2 COTA: 100,32m SONDAGEM DE RECONHECIMENTO / SPT - Realizada em 09/06 A 10/06/08

QTAS SC./100	CLASSIFICAÇÃO	AMOS- TRAS	PROF.	N.A	STANDARD PENETRATION TEST												
					GOLPES/30cm		INICIAL:----- FINAL:-----										
					INI- CIAL	FINAL	10	20	30	40	50	€					
	AREIA FINA ARGILOSA COM DETRITOS VEGETAIS, MEDIANAMENTE COMPACTA COR CINZA ESCURA E MARRON	20	20,00		2	2											
	ARGILA SILTOSA COM MATERIA ORGANICA	21			2	2											
	MUITO MOLE E MOLE	22			4	4											
		23			3	4											
		24			4	4											
	COR MARRON E CINZA ESCURA	25	25,00		6	11											
	AREIA FINA ARGILOSA COM DETRITOS VEGETAIS	26			11	12											
		27			13	15											
	MEDIANAMENTE COMPACTA E COMPACTA	28			16	20											
		29			15	20											
	COR MARRON E CINZA ESCURA	30			16	19											
		31	30,45														
	4	32															
	LIMITE DE SONDAÇÃO, CONFORME ACERTADO COM O CLIENTE.	33															
		34															
		35															
		36															
		37															
		38															

PROJESOL Engenharia LTDA

