



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Francielle Sampaio de Andrade Silva

FUNDAÇÃO PROFUNDA: estudo de caso em edifício residencial na orla da
graciosa em Palmas - TO

Palmas – TO

2017

Francielle Sampaio de Andrade Silva

FUNDAÇÃO PROFUNDA: estudo de caso em edifício residencial na orla da graciosa
em Palmas - TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) I
elaborado e apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em Engenharia
Civil pelo Centro Universitário Luterano de
Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Edivaldo Alves
dos Santos

Palmas – TO

2017

Francielle Sampaio de Andrade Silva

FUNDAÇÃO PROFUNDA: estudo de caso em edifício residencial na orla da
graciosa em Palmas - TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II
elaborado e apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Edivaldo Alves dos Santos

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M.e Edivaldo Alves dos Santos

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof.a Dra. Nome do Avaliador Interno

Nome da Instituição

Abreviação da função profissional. Abreviação da maior titulação concluída.

Nome do Avaliador Externo

Palmas – TO

2017

AGRADECIMENTOS

Toda conquista é resultado de sacrifício. A construção e elaboração deste trabalho só foi possível mediante o auxílio de muitas pessoas. Agradeço a Deus que guiou os meus caminhos até aqui, permitindo-me acreditar e realizar este sonho. A minha mãe, peça chave nesta caminhada, por ter rompido barreiras para realização do meu sonho e tê-lo vivido comigo, por todo afeto e amor incondicional. Ao meu pai que mesmo distante sempre me apoiou. Ao meu irmão que caminhou ao meu lado. Aos demais familiares por torcerem por mim e acreditarem em meu sucesso. Aos meus amigos pelos inúmeros momentos de felicidades e alegria que tornaram esta caminhada mais fácil e divertida. Ao meu orientador, professor Edivaldo, pelo incentivo, orientação e disponibilidade durante todo o processo deste trabalho. Meu eterno obrigado a todos vocês.

RESUMO

O presente trabalho visa determinar e dimensionar a fundação profunda mais adequada a um edifício residencial localizado na orla em Palmas - TO. Diante disto, primeiramente foi realizada pesquisa teórica sobre as investigações geotécnicas, tipos de fundações e análises pertinentes para concepção de um projeto apropriado. Posteriormente foi iniciado o processo de dimensionamento da fundação em estacas hélice contínua, raiz e mista (hélice contínua e raiz), analisando-se o perfil geotécnico, determinando a capacidade de carga da fundação por meio da comparação dos resultados obtidos pelos métodos semiempíricos com a prova de carga executada na obra e em seguida o cálculo da quantidade de estacas, armadura e blocos necessários para suportar os carregamentos impostos pela estrutura. Como resultado desta pesquisa, analisaram-se a viabilidade técnica-executiva e econômica empregada em cada tipo de fundação de forma a determinar que a mista seria a mais apropriada.

Palavras-chave: Fundação. Hélice Contínua. Raiz.

ABSTRACT

This work aims to determine and size the deepest foundation most appropriate to a residential building located on the waterfront in Palmas - TO. Before this, theoretical research was first carried out on the geotechnical investigations, types of foundations and analyzes pertinent to the design of an appropriate project. Subsequently, the scaffolding process was started in continuous, root and mixed propeller piles (continuous propeller and root), analyzing the geotechnical profile, determining the load capacity of the foundation by comparing the results obtained by semiempirical methods with the load test performed on the site and then the calculation of the number of stakes, reinforcement and blocks required to support the loads imposed by the structure. As a result of this research, the technical-executive and economic viability employed in each type of foundation was analyzed in order to determine that the mixed would be the most appropriate.

Keywords: Foundation. Continuous Propeller. Root.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de fundação a) Superficial b) Profunda	13
Figura 2 - Tipos de Fundações superficiais (a) Bloco (b e c) Sapatas (d) Radier	14
Figura 3 - Tipos de fundações profundas (a) Estacas (b) Tubulão (c) Caixão	15
Figura 4- Tipos de tubulão (a) Sem revestimento (b) Com revestimento de Concreto (c) Com revestimento de aço	16
Figura 5- Estacas de Madeira (a) Sem reforço (b) Com reforço	17
Figura 6- Seções transversais das estacas de aço (a) Perfil de chapa soldada (b) Perfis duplo I (c) Perfil cantoneira (d) Tubos (e) Trilhos associados duplo (f) Trilhos associados triplos	18
Figura 7- Processo executivo de estacas tipo Franki	20
Figura 8 - Processo Executivo da estaca Raiz	21
Figura 9- Processo executivo da estaca Strauss (a) Escavação (b) Limpeza do furo (c) Armação	22
Figura 10 - Processo executivo estacas hélice contínua (a) Escavação (b) Concretagem (c) Armação	23
Figura 11 - Tipos de trados utilizados (a) Cavadeira (b) Espiral (c) helicoidal	25
Figura 12 - Sondagem a percussão	26
Figura 13- Estimativa da profundidade das sondagens	28
Figura 14 - Triângulo das forças	39
Figura 15- Localização da obra	41
Figura 16- Edifício Vision Residence	42
Figura 17 - Gráfico das Sondagens	44
Figura 18 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC01	46
Figura 19 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC02	46
Figura 20 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC03	47
Figura 21 - Representação gráfica da estimativa da capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos	48
Figura 22- Comparativo de Custo	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação do solo	26
Tabela 2 - Fatores de correção da resistência lateral	30
Tabela 3 - Determinação do coeficiente "K"	30
Tabela 4 - Fatores de correção da resistência de ponta	30
Tabela 5 - Determinação dos fatores de correção F1 e F2	31
Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α	32
Tabela 7 - Valores de α e β	33
Tabela 8 - Quantidade de provas de carga	34
Tabela 9 - Fator de Segurança	35
Tabela 10 - Espaçamentos mínimos do estaqueamento	36
Tabela 11 - Parâmetros para dimensionamento a compressão	37
Tabela 12 - Determinação do $\rho_{sw,min}$	40
Tabela 13 - Resultados dos furos de sondagem SPT	44
Tabela 14 - Cargas de Ruptura	47
Tabela 15 - Estimativa da capacidade de carga obtidos por métodos semiempíricos	48
Tabela 16- Cargas de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos e o valor obtido na prova de carga	49
Tabela 17 - Resumo dimensionamento das estacas	49
Tabela 18 - Resumo dimensionamento dos blocos	50
Tabela 19 - Levantamento de Custo das Fundações	52

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA.....	11
1.2 HIPÓTESES.....	11
1.3 OBJETIVOS.....	11
1.3.1 Objetivo Geral	11
1.3.2 Objetivos Específicos.....	11
1.4 JUSTIFICATIVA.....	12
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	13
2.1 FUNDAÇÕES.....	13
2.1.1 Fundações superficiais (rasas ou diretas).....	14
2.1.2 Fundações profundas.....	15
2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	15
2.2.1 Tubulões.....	15
2.2.2 Estacas.....	16
2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	23
2.3.1 Poços.....	24
2.3.2 Sondagem a trado.....	24
2.3.3 Standard Penetration Test (SPT).....	25
2.3.4 Ensaio de Cone – CPT.....	27
2.3.5 Programação das sondagens.....	27
2.4 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	28
2.4.1 Métodos estatísticos semiempíricos.....	29
2.4.2 Prova de Carga.....	33
2.5 CAPACIDADE DE CARGA ADEQUADA.....	34
2.6 ESTAQUEAMENTO.....	35
2.7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	36

2.7.1 Dimensionamento na compressão	36
2.7.2 Dimensionamento na tração	37
2.8 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE COROAMENTO	38
3 METODOLOGIA	41
3.1 OBTENÇÃO DOS DADOS NECESSÁRIOS PARA O PROJETO	42
3.2 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	42
3.3 DETERMINAÇÃO DO ESTAQUEAMENTO	43
3.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA ESTACA	43
3.5 DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE BLOCO SOBRE ESTACAS	43
3.6 LEVANTAMENTO DE CUSTO	43
3.7 ELABORAÇÃO GRÁFICA DO PROJETO	43
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	44
4.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	44
4.2 capacidade de carga	45
4.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO	49
4.4 levantamento de custo	52
5 CONCLUSÕES	54
6 REFERÊNCIAS	55
APÊNDICES	58
ANEXOS	67

1 INTRODUÇÃO

O projeto de fundações tem por objetivo dimensionar elementos capazes de distribuir as cargas advindas da estrutura ao solo atendendo os requisitos técnicos e econômicos. Um projeto deve atender a todos os requisitos fixados pelas normas técnicas, de forma que a fundação atenda as definições de vida útil estabelecidos pela NBR 6118/2014.

Os métodos de cálculo e execução tem evoluído continuamente, tornando possível a versatilidade nas opções de fundações em frente aos desafios encontrados. Para escolha do método a ser utilizado deve-se analisar as características do ambiente onde será executada a fundação, mão de obra disponível e condições das edificações próximas a obra, procurando sempre alcançar os meios mais produtivos e econômicos.

Este estudo tem como meta, determinar qual a melhor opção de fundação profunda para as características geotécnicas encontradas em um solo de um empreendimento residencial localizado na Orla da Graciosa em Palmas - TO. A proposta apresenta discussões sobre os métodos que precedem o dimensionamento, detalhando de forma sucinta todas as motivações de escolha, tendo em vista que o processo de dimensionamento leva em consideração a experiência do projetista e sua capacidade de analisar o projeto em sua totalidade.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Em razão das características do solo da região da Orla da praia da graciosa qual o tipo de fundação profunda melhor se adequa a obra em questão, atendendo os requisitos de segurança exigidos por norma.

1.2 HIPÓTESES

Para a obra em questão espera-se que a melhor escolha de fundação profunda seja estaca hélice contínua, devido a capacidade de adaptação a terrenos arenosos, utilização abaixo do nível do lençol freático, agilidade na execução e custo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Dimensionar fundação profunda em um edifício residencial localizado na Orla da Graciosa em Palmas – TO, de acordo com as normas vigentes.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Calcular a capacidade de carga do sistema fundação-solo a partir de métodos semi empíricos;

- Comparar os resultados dos ensaios de prova de carga estática executado em estacas com os resultados obtidos dos diversos métodos para previsão de capacidade de carga;
- Determinar qual tipo de fundação profunda melhor se adequa ao perfil da obra;
- Realizar o dimensionamento da fundação profunda.

1.4 JUSTIFICATIVA

Na engenharia os projetos devem ser dimensionados e executados de forma a atender os requisitos de custo, qualidade e prazo. Um bom projeto de fundação é aquele que atende os parâmetros de segurança das normas, não permitindo a ruptura geotécnica e estrutural e recalque acima do compatível com a estrutura, aliado a um baixo custo e prazo de execução ajustada a necessidade da obra.

Neste sentido alguns fatores como topografia do terreno, dados geológicos e geotécnicos, dados da estrutura a ser construída, informações sobre obras vizinhas, equipamentos disponíveis na região são fundamentais para dimensionamento e escolha da fundação, além de evitar possíveis danos pessoais e/ou materiais a sociedade a qual essa obra estará inserida.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

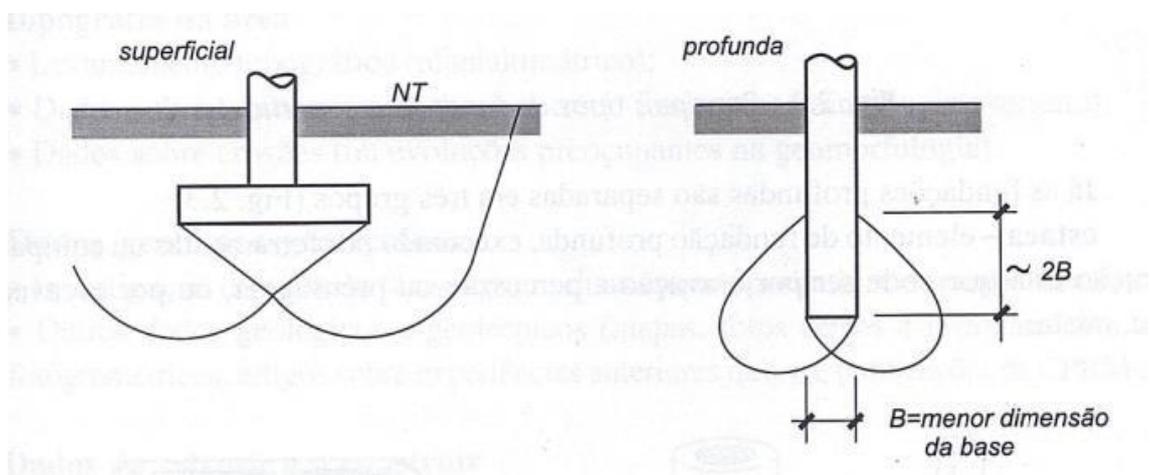
2.1 FUNDAÇÕES

Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (AZEREDO, 1988).

Conforme Gusmão F. (2002, p.153) “[...] as fundações são peças enterradas, como as sapatas, as estacas, etc., que intermedeiam entre a estrutura e o terreno”, é o meio de ligação entre a estrutura e o solo.

Segundo a NBR 6122/2010, que regulamenta o projeto e a execução de fundações, há dois tipos de fundações: superficiais (rasas ou diretas) e profundas. De acordo com Velloso e Lopes (2004), a diferença entre as duas fundações é que a fundação superficial transmite os esforços somente pela base, enquanto a fundação profunda transmite os esforços pela base, pelo fuste ou por ambos. Além disso, a fundação superficial assenta a uma profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão geométrica em planta, não podendo este valor ultrapassar 3 m, acima deste valor a fundação é denominada profunda (conforme figura 1).

Figura 1 - Tipos de fundação a) Superficial b) Profunda



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004)

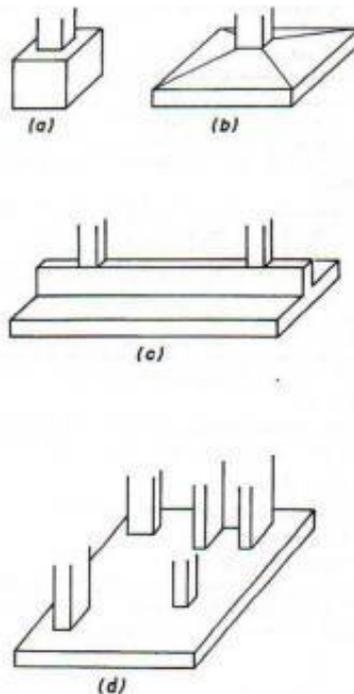
Conforme Joppert (2007), a escolha do tipo de fundação a ser utilizada é determinada de acordo com uma criteriosa análise técnica e econômica ponderadas por um estudo geotécnico do local, mão de obra disponível, disponibilidade financeira e condições das edificações próximas a obra. Para Velloso e Lopes (1998) um projeto de fundação deve ser determinado por intermédio da topografia do local, dos levantamentos geológicos, dos dados da estrutura a construir e das construções vizinhas existentes.

2.1.1 Fundações superficiais (rasas ou diretas)

A NBR 6122/2010 classifica as fundações rasas em três tipos: blocos, radier e sapatas. Segundo Godoy e Teixeira (1998) podem ser definidos da seguinte forma:

- a) Blocos: são fundações de concreto simples. Velloso e Lopes (2004) complementam ainda que os blocos devem ser dimensionados de forma a resistir os esforços de tração, já que estes não possuem armadura, gerando elementos de elevada altura.
- b) Sapatas: são elementos de fundação de concreto armado, dimensionados de forma a resistir aos esforços de flexão. Por possuir armadura, são menores em altura quando comparadas aos blocos.
- c) Radier: fundação onde todos os pilares da estrutura transmitem as solicitações ao solo por meio de uma única sapata.

Figura 2 - Tipos de Fundações superficiais (a) Bloco (b e c) Sapatas (d) Radier



Fonte: Velloso e Lopes (1998)

Segundo Joppert (2007) a fundação superficial é uma opção economicamente interessante em locais tecnicamente viáveis pois no seu processo executivo não há necessidade de mão de obra e máquinas especializadas.

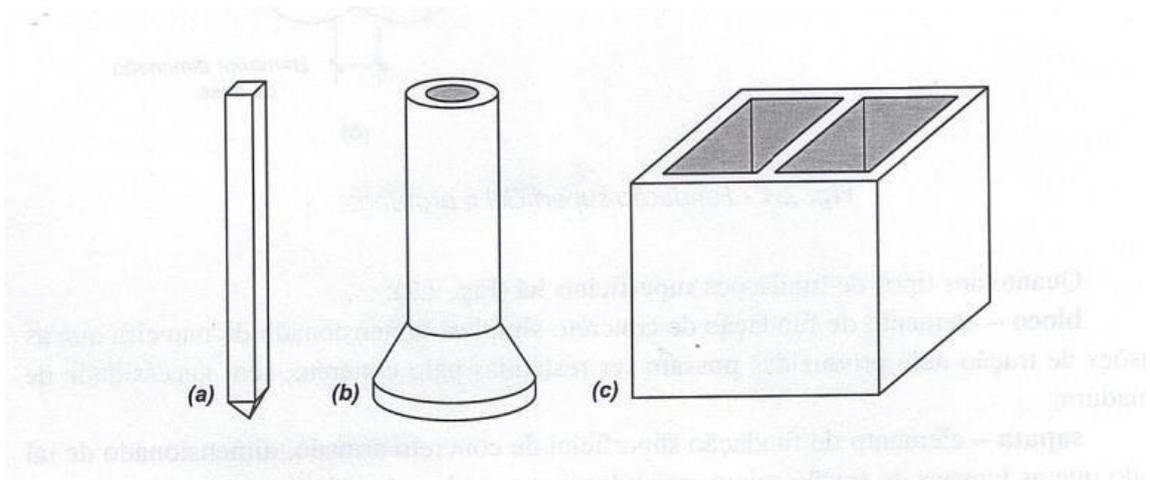
2.1.2 Fundações profundas

As fundações profundas são soluções para locais com limitações ao uso das fundações superficiais.

A NBR 6122/2010 divide as fundações profundas em estacas e tubulões.

Velloso e Lopes (2004) classifica as fundações profundas em mais um tipo: caixão. Para eles a diferença entre os três tipos de fundação está no processo executivo, pois nos tubulões e caixões há a necessidade da descida de um operador no interior da fundação, enquanto as estacas são executadas totalmente por máquinas e equipamentos.

Figura 3 - Tipos de fundações profundas (a) Estacas (b) Tubulão (c) Caixão



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004)

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

2.2.1 Tubulões

De acordo com Cintra e Albiero (1998) os tubulões são fundações profundas com seção circular e base alargada. Para Joppert (2007) os tubulões são executados por escavação manual ou mecânica de um poço até que se verifique a existência de um solo de qualidade, fazendo-se posteriormente a expansão da base. Devido a sua geometria o tubulão distribui as solicitações vindas da estrutura uniformemente pela base.

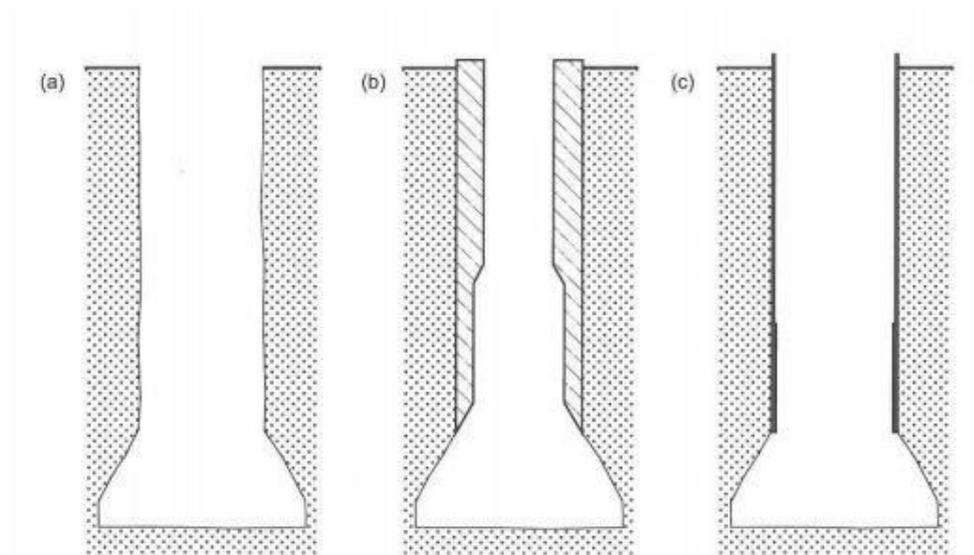
Ainda segundo o autor esta é uma solução economicamente viável pois além da utilização de mão de obra barata, ele é composto por concreto simples sem armação e formas. No que tange a viabilidade técnica, este tipo de fundação permite a verificação das características do solo “in loco” de forma a se estabelecer um comparativo com os atributos estimados em projeto. Como desvantagens o autor expõe o risco de desbarrancamentos, quando

existir esta tendência o furo deve ser revestido com tubo de concreto ou de aço, nível do lençol freático, e existência de grandes rochas que pode inviabilizar a execução deste.

Para Cintra e Albiero (1998) este tipo de fundação possui como vantagens a produção de vibrações de baixa intensidade, baixo custo de mobilização e desmobilização, em determinadas situações é possível apoiar o pilar diretamente no fuste, não havendo necessidade de bloco de coroamento.

De acordo com o processo executivo, os tubulões podem ser divididos em dois tipos: a céu aberto ou a ar comprimido. Os tubulões a céu aberto são normalmente concretados sem revestimento, limitando o uso a locais acima do lençol freático. Os tubulões a ar comprimido utilizam revestimento de aço ou concreto, sendo utilizados em locais com riscos de desmoronamento e na presença de lençol freático (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 4– Tipos de tubulão (a) Sem revestimento (b) Com revestimento de Concreto (c) Com revestimento de aço



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02 (2010)

2.2.2 Estacas

A NBR 6122/2010 define estacas como sendo um elemento executado inteiramente por equipamentos mecanizados, sem a necessidade de descida de pessoas em qualquer etapa de execução.

De acordo com Décourt (1998) as estacas podem ser classificadas de acordo com o seu processo executivo em:

- Estacas de deslocamento;
- Estacas escavadas.

a) Estacas de deslocamento

São as estacas onde o seu processo executivo é feito por meio de cravação à percussão, prensagem ou vibração, não havendo a retirada de material do solo, possuindo elevada capacidade de carga e elevada segurança. Enquadram-se nesta categoria as pré-moldadas: metálicas, de madeira e concreto armado e as estacas tipo Franki;

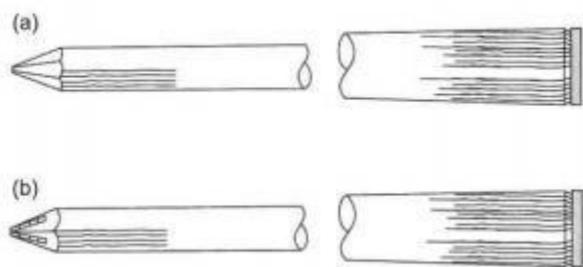
- Estacas pré-moldadas de Madeira

De acordo com Velloso e Lopes (2010) as estacadas de madeira são fabricadas a partir de troncos de árvores resistentes e retilíneos atendendo aos requisitos da NBR 7190 (1997). Em sua superfície lateral é feita uma limpeza e aplicação de produtos que garantam a preservação contra os ataques de fungos, bactérias, térmitas, etc., em sua ponta é feito um amortecimento com cepos ou capacetes para facilitar a cravação, em alguns casos as pontas são protegidas por ponteiras de aço. A vantagem deste sistema encontra-se na facilidade do manuseio, da preparação e execução.

Segundo Caputo (1987) no Brasil esta solução é normalmente utilizada em obras provisórias.

A NBR 6122/2010 em seu Anexo B padroniza os equipamentos necessários para cravação, como martelos e capacete, além de elementos que visem minimizar os danos causados durante o processo executivo.

Figura 5- Estacas de Madeira (a) Sem reforço (b) Com reforço



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02 (2010)

- Estacas pré-moldadas de aço

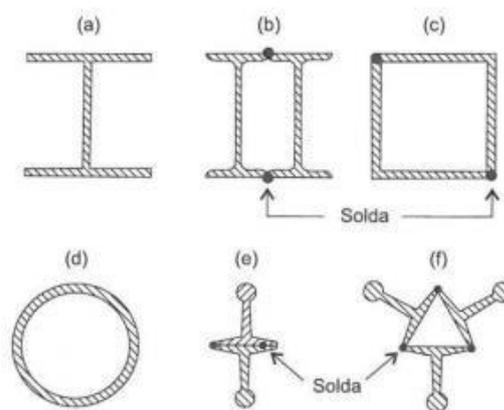
De acordo com Velloso e Lopes (2010) as estacas de aço podem ser fabricadas por perfis laminados ou soldados, e tubos. A cravação é feita por meio de um martelo de queda livre, a explosão ou hidráulico. Devido ao ambiente agressivo que a estaca estará inserida deve-se fazer

um tratamento com cobre em todo o corpo do aço para garantir a resistência do material à corrosão.

Ainda de acordo com o autor as vantagens deste método encontram-se na diversidade de dimensões e formas, o que permite um ajuste a diversos ambientes, elevada resistência, peso relativamente baixo e facilidade no transporte. No entanto a desvantagem pode ser observada no custo do material e da execução.

Para Joppert (2007) as estacas de aço têm como vantagem a possibilidade de cravação até profundidades inatingíveis pelas estacas de concreto, fornecendo a elas grande capacidade de carga, a inexistência de vibrações durante o seu processo de execução e o pequeno desperdício, já que em caso de quebras pode-se executar a emenda das peças, que deve ser dimensionada por meio de projeto específico.

Figura 6- Seções transversais das estacas de aço (a) Perfil de chapa soldada (b) Perfis duplo I (c) Perfil cantoneira (d) Tubos (e) Trilhos associados duplo (f) Trilhos associados triplos



Fonte: Velloso e Lopes, Vol.02 (2010)

- Estacas pré-moldadas de concreto

De acordo com Velloso e Lopes (2010) as estacas pré-moldadas de concreto podem ser classificadas quanto a sua forma de confecção em concreto vibrado ou centrifugado, ou quanto a sua armadura sendo protendido ou armado. Segundo o autor a grande vantagem deste sistema está no rigoroso controle da qualidade do concreto, a não existência de agentes agressivos durante a cura e na segurança durante passagem de solos moles.

Como desvantagens Joppert (2007) ressalta o risco de perdas significativas devido a quebras ou sobras, vibrações em excesso durante a penetração da estaca no solo e a baixa produtividade diária da execução.

A cravação é executada por meio da percussão de um martelo sobre a superfície da estaca. A NBR 6122/2010 determina que o método de cravação deve ser dimensionado de forma que o processo não danifique à estaca, para isso sugere o uso de martelos pesados com menores alturas de queda.

- Estacas tipo Franki

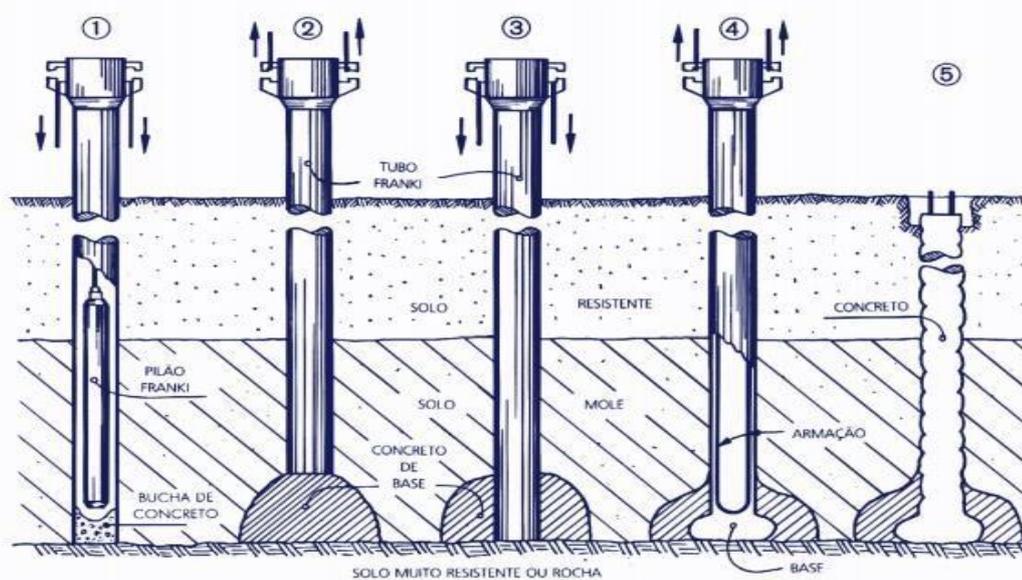
Segundo Maia (1998), à estaca tipo Franki foi desenvolvida na Bélgica, onde foi realizada a cravação de um tubo por meio do impacto de um pilão em queda livre. A metodologia de execução segue as seguintes etapas:

- a) Cravação de um tubo de revestimento por meio do impacto de golpes de um pilão. Dentro do tubo é colocado uma quantidade de brita e areia (bucha) para ser compactada pelo pilão;
- b) Terminada a cravação do tubo, este é levantado por meio de cabos de aço para que a bucha saia e inicia-se o processo de alargamento da base que é feito com o apiloamento de concreto quase seco;
- c) Após a execução do alargamento da base, a armação é inserida dentro do tubo e inicia-se a concretagem do fuste em pequenas camadas de forma a permitir a remoção do tubo.

Para Joppert (2007) o procedimento das estacas tipo Franki promove uma elevada capacidade de carga da estaca, mas é um procedimento que promove vibrações de grande intensidade e é de baixa produtividade.

O manual de estacas Franki (2013) destaca como vantagens a versatilidade pois o processo permite diversas combinações geométricas e utilização de materiais fáceis de encontrar.

Figura 7- Processo executivo de estacas tipo Franki



Fonte: Manual de estacas Franki (2013)

b) Estacas escavadas

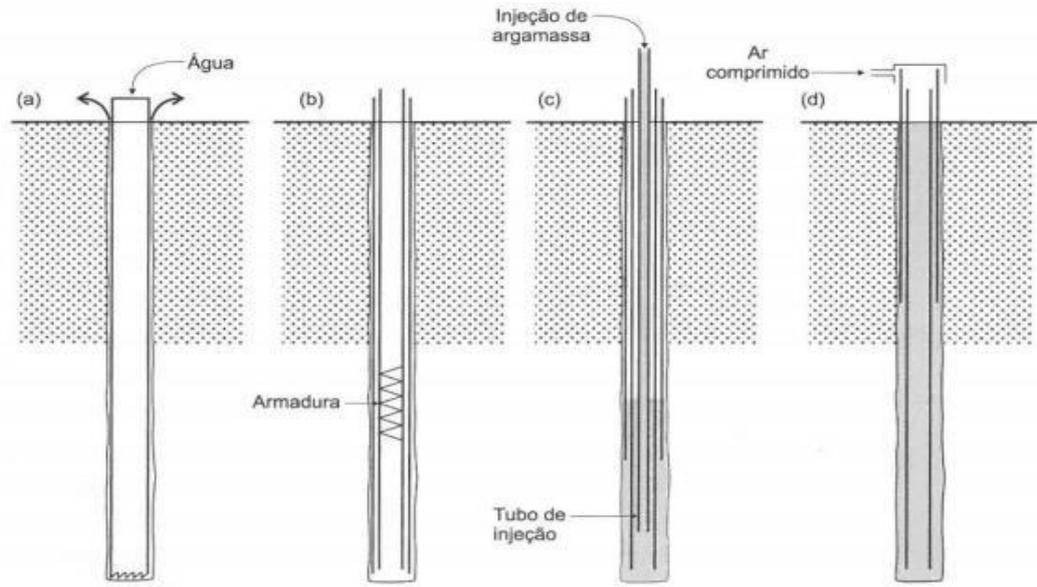
De acordo com Décourt (1998) são as estacas moldadas “in loco” através da perfuração do terreno, com a retirada de material do solo, enquadrando-se nesta categoria as estacas hélice contínua, Strauss, Raiz, etc.

• Estacas Raiz

Segundo Alonso (1998) originalmente estas estacas foram idealizadas para a execução de reforços em estruturas e melhoramento dos solos. É uma estaca de elevada tensão de trabalho podendo ultrapassar elementos como rochas, matacões, concreto armado, alvenarias e ser executada com inclinações consideravelmente elevadas. A metodologia de execução segue as seguintes etapas:

- a) Inicia-se a perfuração do solo por meio da rotação de tubos emendados e da circulação de água;
- b) Após atingir a cota definida pelo projeto, faz-se a limpeza do furo com a continuação da circulação de água e instala-se a armadura;
- c) O próximo passo é a concretagem com argamassa, por intermédio da colocação de um tubo de injeção no final do furo, de forma que a água seja expulsa de acordo com a evolução da concretagem;
- d) Com a concretagem concluída, inicia-se o processo de retirada do revestimento com o auxílio de um tampão metálico ligado a um compressor responsável pela injeção de ar comprimido.

Figura 8 - Processo Executivo da estaca Raiz



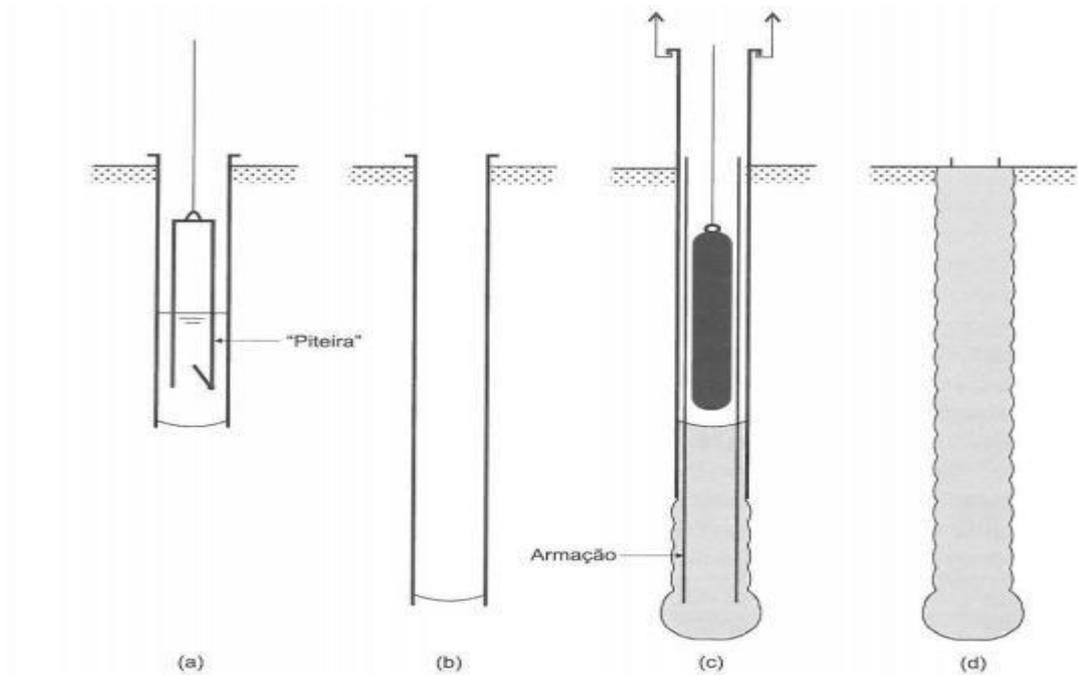
Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02 (2010)

• Estacas Strauss

Segundo Velloso e Lopes (2010) as estacas Strauss são de simples execução, necessitando apenas de um tripé de madeira ou aço, um guincho, pilão, sonda de percussão para retirada da terra e tubos de revestimento, podendo ser utilizada em locais confinados ou de difícil acesso, não sendo recomendada a utilização abaixo do nível do lençol freático. O processo executivo segue as seguintes etapas:

- Posicionamento do tripé no centro do piquete que demarca a posição da estaca;
- Execução da escavação do solo por meio de soquetes ou sonda e introdução dos tubos de revestimento;
- Ao escavar até atingir a cota de projeto, executasse a limpeza da água e lama acumulada na estaca;
- Posteriormente coloca-se a armadura e à medida que vai concretando à estaca retira-se os tubos de revestimento.

Figura 9- Processo executivo da estaca Strauss (a) Escavação (b) Limpeza do furo (c) Armação



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02(2010)

• Estacas Hélice Contínua

Tarozzo e Antunes (1998) definem estaca hélice contínua como sendo uma “estaca de concreto moldada “in loco” executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno.”

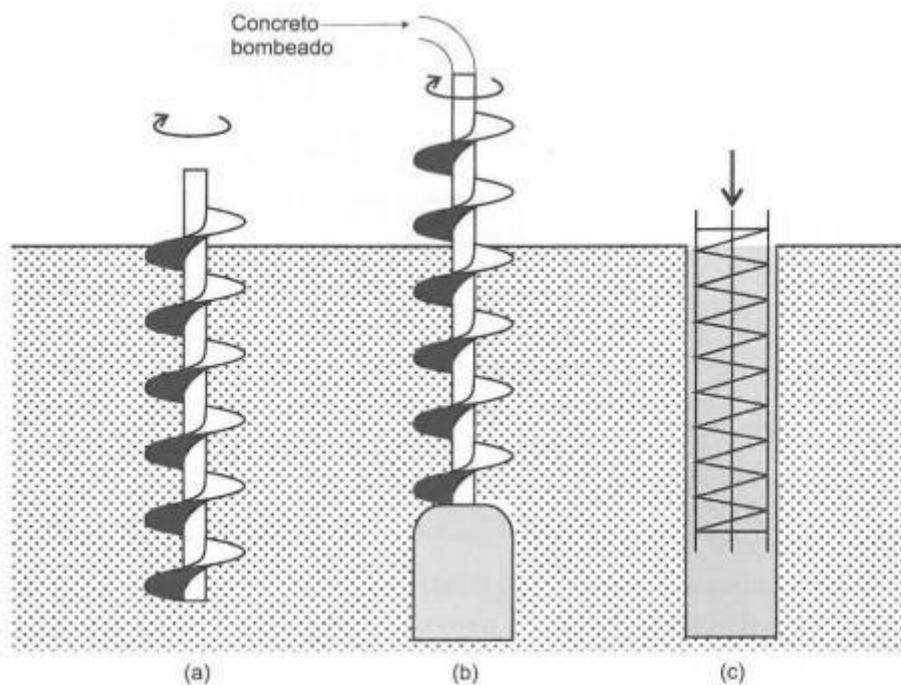
De acordo com Velloso e Lopes (2010) a metodologia executiva segue os seguintes passos:

- a) A perfuração do solo é feita por meio da movimentação rotacional de um trado transmitidos por motores hidráulicos até chegar a cota definida em projeto;
- b) Após atingir o nível desejado, o trado é retirado e ao mesmo tempo o concreto é despejado pelo tubo central do trado a uma pressão que permita o preenchimento dos vazios;
- c) Finalizada a concretagem, inicia-se a colocação da armadura sendo inserida manualmente por funcionários ou com a aplicação de um peso. A garantia do cobrimento da armadura é feita com a utilização de espaçadores circulares.

Para eles as vantagens deste tipo de estaca largamente utilizada no Brasil, é o alto controle de qualidade, pois a máquina que executa a perfuração controla por meio de sensores instalados na perfuratriz e de um sistema de monitoramento todo o processo executivo, fornecendo ao final um relatório contendo parâmetros como profundidade escavada, volume de concreto utilizado, a velocidade da rotação, etc.

Tarozzo e Antunes (1998) descreve como vantagens a elevada produtividade reduzindo significativamente o cronograma da obra e a capacidade de adaptação a maioria dos tipos de terreno, elevada capacidade de trabalho devido a geometria, utilização abaixo do nível do lençol freático e solos arenosos, inexistência de ruídos e vibrações. Como desvantagens eles apontam a necessidade de locais planos e de fácil movimentação devido ao porte do equipamento utilizado para fazer a perfuração, bem como a necessidade de equipamento para fazer a limpeza do material extraído do solo, alto custo com a mobilização e desmobilização do equipamento.

Figura 10 - Processo executivo estacas hélice contínua (a) Escavação (b) Concretagem (c) Armação



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02 (2010)

2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Segundo Caputo (1988, p.6), “um dos maiores riscos que se pode correr no campo da engenharia de construções é iniciar uma obra sem o conhecimento tão perfeito quanto possível do terreno (rocha ou solo) de fundação.”

Para Pinto (p.51), “todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de comportamento dos solos.”

De acordo com Quaresma et al. (1988), o projeto de fundação deve ser dimensionado de forma a assegurar que a obra seja estável, desta forma faz-se necessário um estudo do solo, pois este é um material heterogêneo, constituído por fragmentos de água e ar, que varia de

acordo com a sua localidade e a sua composição, devendo ser conhecidos o tipo, a classificação, espessura das camadas, resistência e nível do lençol freático.

Velloso e Lopes (2004) afirmam que, “os principais processos de investigação do subsolo para fins do projeto de fundações são:

- Poços;
- Sondagem a trado;
- Sondagem a percussão com SPT;
- Ensaio de cone - CPT;

Ainda de acordo com o autor o tipo de método é escolhido conforme as necessidades da obra, características do terreno e dados de ensaios anteriores. Os poços e sondagem a trado são utilizados como sondagens auxiliares ao projeto de fundações, pois estes métodos não permitem determinar a resistência do solo, sendo utilizado basicamente para ensaios de laboratório e determinação do perfil do solo.

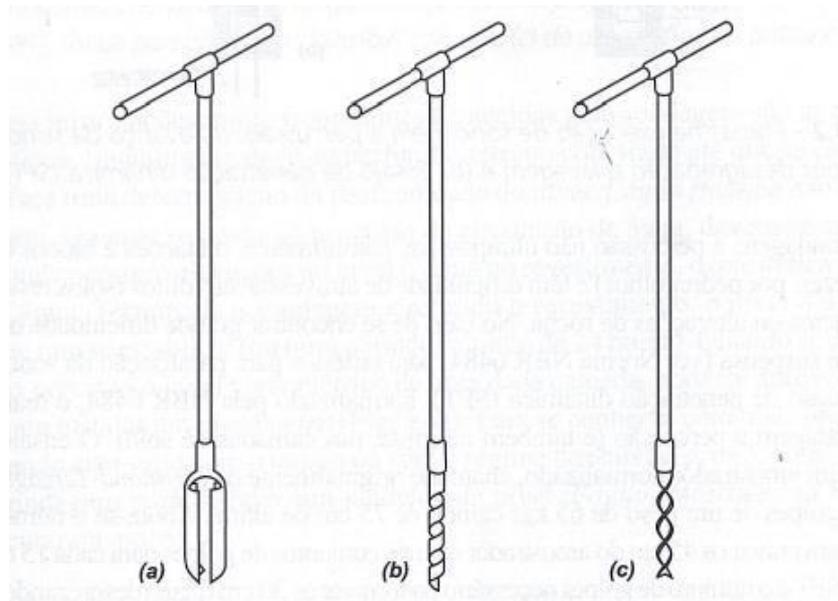
2.3.1 Poços

De acordo com Velloso e Lopes (2004), os poços são escavações a uma profundidade estável de projeto ou até encontrar o nível da água, de forma que seu diâmetro permita o acesso seguro de uma pessoa para examinar as camadas do solo e retirar amostras representativas. A escavação dos poços é na maioria das vezes manual sendo executada com pás, picaretas e enxadas. Seu procedimento é normatizado pela NBR 9604/2016.

2.3.2 Sondagem a trado

De acordo com Velloso e Lopes (2004), a sondagem a trado é um método de investigação manual com profundidade limitada pelo nível da água ou pela dificuldade de penetração no solo. Neste tipo de sondagem utiliza-se trados para execução da retirada do material, sendo este composto por lâminas cortantes. Seu procedimento é regulamentado pela NBR 9603/2015.

Figura 11 - Tipos de trados utilizados (a) Cavadeira (b) Espiral (c) helicoidal



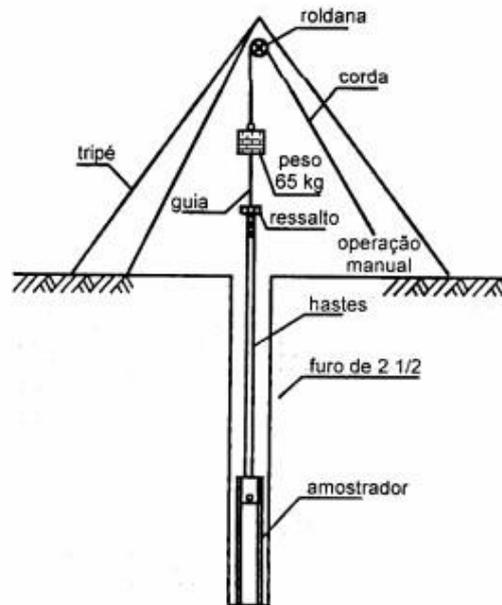
Fonte: Velloso e Lopes (2004)

2.3.3 Standard Penetration Test (SPT)

Segundo Quaresma et. Al. (1998), o Standard Penetration Test, conhecido como sondagem a percussão é um ensaio de penetração dinâmica que mede a resistência do solo a cada metro, o nível da água no solo e com a retirada de amostras as características do solo como granulometria, tipo, plasticidade, cor e origem.

A NBR 6484/2001 padroniza o método executivo deste ensaio. A sua execução se dá por meio da cravação contínua e sem movimento de rotação de um amostrador padrão, por meio da queda livre de um martelo de 65kg fixado por uma corda de sisal a um tripé, caindo a uma altura de 75 cm, até completar 45 cm de profundidade. A resistência é medida pela anotação da quantidade de golpes necessários para cravar o amostrador a cada 15 cm. Após a cravação dos 45 cm retire-se o amostrador para executar a coleta do material. A sondagem termina ao atingir a profundidade desejada ou quando atingir a condição de impenetrável a percussão.

Figura 12 - Sondagem a percussão



Fonte: Schnaid (2000)

Conforme Quaresma et al. (1998), com os resultados da sondagem é feito um relatório onde deve-se mostrar as camadas do solo encontrado, os níveis de água e o número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 centímetros do amostrador, excluindo-se os 15 primeiros centímetros e demais informações úteis que forem observadas.

A tabela 1 permite classificar as camadas do solo, a partir do N- SPT.

Tabela 1 - Classificação do solo

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484/2001

Para Anjos (2006), os resultados obtidos por meio do ensaio SPT devem ser tratados com cuidado, pois é um ensaio realizado de forma manual, podendo sofrer alterações de acordo

com a energia aplicada ao amostrador, podendo não representar a resistência real do solo estudado. Mesmo assim o SPT ainda é o ensaio mais utilizado no Brasil e no mundo.

De acordo com a NBR 6122/2010 é possível caracterizar o atrito lateral entre o solo e o amostrador por meio da aplicação de uma rotação no amostrador após a sua penetração. Quando isto ocorre o ensaio é denominado SPT-T – sondagem a percussão com medida de torque.

2.3.4 Ensaio de Cone – CPT

Segundo Passos (2005), neste método a resistência e a deformabilidade do solo é estimada por meio da cravação de uma haste com cone mecânico ou elétrico (ponteira padronizada), a uma velocidade contínua, anotando-se a resistência do solo a cravação da ponta do cone e a resistência a cravação de todo o conjunto da ponteira (ponte e atrito lateral).

De acordo com Quaresma et al. (1998) as principais vantagens deste ensaio são o custo que é baixo, a rapidez e facilidade na execução e a segurança nos resultados obtidos, pois diferente do ensaio SPT neste ensaio não há interferência do operador. Para Snhnaid (2000) o ensaio CPT permite uma descrição detalhada e estratificada do solo.

Segundo Fellenius & Massarch (2002 apud PASSOS, 2005, p.59) o ensaio CPT é eficiente na caracterização de solos arenosos, substituindo gradativamente o ensaio de sondagem a percussão SPT.

A padronização dos procedimentos executivo do ensaio é feito pela NBR 12069/1991.

2.3.5 Programação das sondagens

A NBR 8036/1983 define a programação das quantidades, posições e profundidade dos furos a serem executados na sondagem sendo determinados em relação à área em planta da edificação, o tipo da estrutura e as características do solo.

Ainda de acordo com a norma, as quantidades de furos da sondagem devem ser no mínimo:

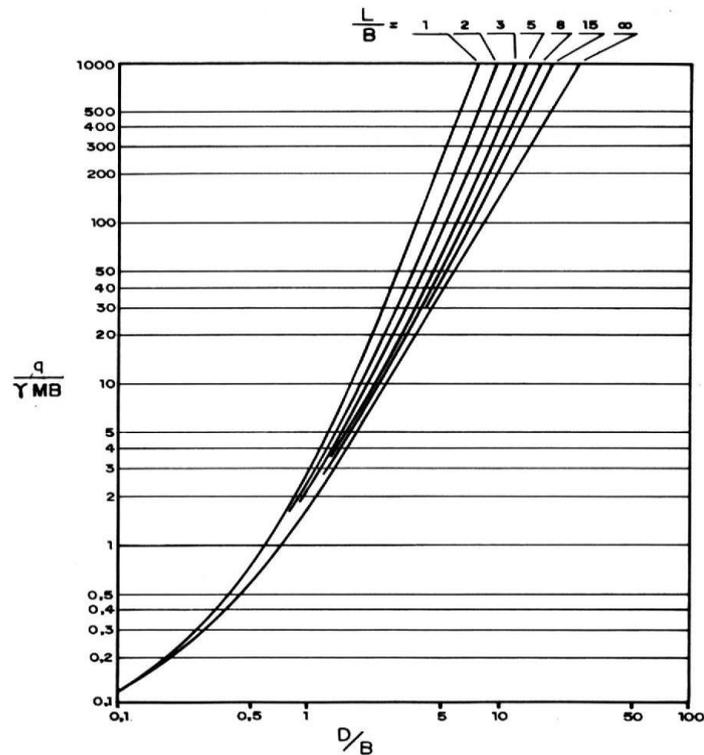
- Um furo para cada 200 m² de área em edificações de até 1.200 m²;
- Um furo a cada 400 m² de área em edificações de 1.200 a 2.400 m²;
- Fixado de acordo com o projetista em edificações com área maior de 2.400 m².

A norma determina ainda de que a quantidade de furos não pode ser inferior a dois em áreas de até 200 m² e três em áreas superiores a 200 m².

Os furos devem ser igualmente distribuídos no terreno de forma a se obter uma maior representatividade do solo.

A profundidade dos furos (D) é estimada por meio da intersecção dos valores no gráfico da figura 13.

Figura 13- Estimativa da profundidade das sondagens



Fonte: NBR 8036/1983

Onde:

q - Pressão média sobre o terreno determinado pela divisão do peso do edifício pela área da edificação em planta;

γ - Peso específico médio estimado para os solos em questão;

M - 0,1, Coeficiente devido às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva;

B - Menor dimensão do retângulo circunscrito à planta da edificação;

L - Maior dimensão do retângulo circunscrito à planta da edificação;

D - Profundidade dos furos.

2.4 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Segundo Alonso (2013) a capacidade de carga corresponde ao menor valor entre a resistência a ruptura do material da estaca ou do solo onde está inserida.

Segundo Aoki e Cintra (2010) a capacidade de carga de um elemento de fundação profunda é entendida como a aplicação de uma força na cabeça da estaca que ao aumentar continuamente gerará tensões resistentes na ponta e no fuste desta. A princípio a aplicação da força gerará atrito lateral em cada segmento do fuste que com o avanço do carregamento é

mobilizado ao máximo. Aumentando mais a carga inicia-se a mobilização da resistência de ponta da estaca atingindo em determinado ponto sua máxima. Neste ponto a estaca deixa de ter resistência suficiente as solicitações da carga fazendo com que a mesma sofra deslocamentos incessantes. O valor da capacidade de carga é a força que faz com que a estaca sofra ruptura, ou seja a máxima resistência unitária que o sistema solo-estaca pode oferecer.

Ainda segundo o autor há casos em que a capacidade de carga é determinada pela resistência do material que compõe a estaca (concreto, aço), onde ocorre a ruptura devido a aplicação de uma determinada força.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) a capacidade é determinada por métodos estatísticos, podendo ser teóricos ou semiempíricos e métodos dinâmicos. Os métodos dinâmicos utilizam dados da cravação da estaca, ou provas de carga estáticas e dinâmicas. Já os métodos estatísticos utilizam resultados de ensaios de sondagens “in loco”, eles são calculados por meio da idealização de um equilíbrio entre o peso próprio do elemento de fundação e a resistência oferecida pelo solo, sendo definida pela somatória da resistência do fuste e da ponta (ou base).

$$R_{solo} = R_{fuste} + R_{ponta} \quad (\text{Eq. 1})$$

2.4.1 Métodos estatísticos semiempíricos

a) Método Décourt e Quaresma

De acordo com Joppert (2007) para o cálculo da resistência unitária da estaca este método utiliza os resultados obtidos no ensaio de penetração – SPT.

Fórmula para cálculo da resistência lateral:

$$R_l = \beta * A_l * \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) * 10 \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde,

R_l – Resistência lateral, expressa em KPa;

β – Coeficiente de correção para minoração da resistência conforme tabela 2;

A_l - Área lateral da estaca, expressa em m²;

N_l – Média dos resultados de N_{stp} ao longo da lateral. Este valor não pode ser inferior a 3 e nem superior a 50.

Tabela 2 - Fatores de correção da resistência lateral

Solo	Estacas Cravadas	Escavadas em Geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz
Argila	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50
Solo Intermediário	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: Joppert (2007)

Fórmula para cálculo da resistência de ponta:

$$R_p = \alpha * A_p * (k * N_p) \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde,

R_p - Resistência na ponta ou base do elemento de fundação, expressa em KPa;

N_p - Média dos resultados de N_{stp} na profundidade da ponta, imediatamente inferior e o superior;

K - Coeficiente determinado de acordo com o tipo de solo, conforme tabela 3;

A_p - Área da ponta, expressa em m^2 ;

Tabela 3 - Determinação do coeficiente "K"

Solo	K (KN/m ²)
Argiloso	100
Silte argiloso	120
Silte arenoso	140
Areia	200

Fonte: Joppert (2007)

Tabela 4 - Fatores de correção da resistência de ponta

Solo	Estacas Cravadas	Escavadas em Geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz
Argila	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85
Solo Intermediário	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: Joppert (2007)

b) Método de Aoki - Velloso

De acordo com Décourt (1998) para o cálculo da resistência unitária da estaca este método utiliza como base os resultados obtidos no ensaio de cone – CPT. Sendo representados pelas fórmulas:

$$R_p = r_p * A_p \quad \text{e} \quad R_l = U * \sum^{n_1} (r_l * \Delta l) \quad (\text{Eq. 4})$$

Em que:

r_p - Tensão da capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca, em KPa;

A_p - Área da seção transversal da ponta, expressa em m²;

r_l - Atrito lateral entre a estaca e o solo ao longo de uma dada camada, em KPa;

U - Perímetro lateral da estaca, expressa em m;

Δl – Altura da camada, expressa em m.

Segundo Aoki e Cintra (2010) os valores do atrito lateral e da tensão são relacionados aos resultados do ensaio de cone por meio do cálculo da resistência de ponta do cone (q_c) o do atrito lateral da luva (f_s) conforme equação 5. Como no Brasil o método de execução de sondagem mais utilizado é o SPT, foi criada uma correlação para determinação destes valores conforme equação 6.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{e} \quad r_{pl} = \frac{f_c}{F_2} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad \text{e} \quad r_l = \frac{\alpha KN_l}{F_2} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde:

N_1 = Índice de resistência à penetração na cota de apoio da fundação;

N_p = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δl ;

F_1 e F_2 – Fatores de correção determinados pela tabela 5;

K – Coeficiente determinado pela tabela 6.

Tabela 5 - Determinação dos fatores de correção F_1 e F_2

Tipos de estacas	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldadas	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

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

Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α

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

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

c) Método Teixeira

Segundo Aoki e Cintra (2010) o método Teixeira prevê a capacidade de carga por meio dos parâmetros α e β , relativos a resistência de ponta da estaca e a resistência lateral da estaca, respectivamente, obtidos por meio da tabela 7.

$$R = \alpha * N_p * A_p + \beta * N_l * U * L \quad (\text{Eq. 7})$$

Tabela 7 - Valores de α e β

Solo	Estacas pré moldadas - aço e concreto	Estacas tipo Franki	Estacas escavadas a céu aberto	Estacas Raiz	
Argila siltosa	11,00	10,00	10,00	10,00	
Silte argiloso	16,00	12,00	11,00	11,00	
Argila Arenosa	21,00	16,00	13,00	14,00	
Valores de α (tf/m ²) de acordo com o tipo de solo	Silte arenoso	26,00	21,00	16,00	16,00
	Areia Argilosa	30,00	24,00	20,00	19,00
	Areia siltosa	36,00	30,00	24,00	22,00
	Areia	40,00	34,00	27,00	26,00
	Areia com pedregulhos	44,00	38,00	31,00	29,00
Valores de β (tf/m ²) de acordo com o tipo de fundação		0,40	0,50	0,40	0,60

Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 02 (2010)

2.4.2 Prova de Carga

A prova de carga tem por objetivo oferecer parâmetros para avaliar a relação carga e deslocamento da estaca, por meio da aplicação de esforços estáticos na estaca. (NBR 12131, 1992).

A NBR 6122/2010 define a obrigatoriedade da execução deste ensaio em razão da quantidade de estacas e do tipo de fundação, conforme tabela 8.

Tabela 8 - Quantidade de provas de carga

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	15,5	75
Microestaca ^e	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: NBR 6122 (2010)

Velloso e Lopes (2010) ressalta que com os resultados obtidos pela prova de carga é possível verificar o real comportamento da estaca e determinar se o projeto está dimensionado acima do necessário podendo, dependendo dos resultados, reduzir o fator de segurança utilizado no cálculo das estacas.

A execução é feita por meio da aplicação de cargas correspondentes ao dobro da solicitação da estrutura em estacas teste similares a estacas projetadas, por meio de vigas metálicas e macacos hidráulicos. A aplicação destas forças deve ser calculada de forma a garantir a atuação da carga na direção requerida.

2.5 CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL

Para Hachich (1998) o valor da carga admissível pode ser calculado de acordo com a divisão da carga de ruptura por um fator de segurança determinado pela NBR 6122/2010, conforme tabela 9.

$$Carga\ admissível = \frac{Carga\ de\ ruptura}{fator\ de\ segurança} \quad (Eq. 8)$$

De acordo com Joppert (2007) a carga admissível das estacas também pode ser determinada pelos métodos de Décourt e Quaresma que se utiliza de fatores de segurança diferentes para a resistência de ponta e de lateral, sendo adotada a menor capacidade de carga admissível obtida.

$$R_{adm} = \frac{\text{Resistência lateral} + \text{Resistência de Ponta}}{2} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$R_{adm} = \frac{\text{Resistência lateral}}{1,3} + \frac{\text{Resistência ponta}}{4} \quad (\text{Eq. 10})$$

Tabela 9 - Fator de Segurança

Condição	Fator de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Nota: No caso de fundações profundas, só é permitido reduzir o fator de segurança quando se dispõe do resultado de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista. Esta redução só é possível quando as provas de carga são realizadas *a priori* na obra, e não *a posteriori*, como instrumento para dirimir dúvidas quanto à qualidade do estaqueamento.

Fonte: NBR 6122 (2010)

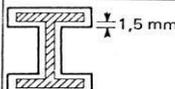
2.6 ESTAQUEAMENTO

Segundo Alonso (1983) o estaqueamento é o conjunto de estacas em um bloco que recebem as cargas provenientes da estrutura. Para estaqueamento com centro de carga coincidente com o centro de carga do pilar o número de estacas é obtido pela relação entre a carga do pilar e a carga admissível das estacas.

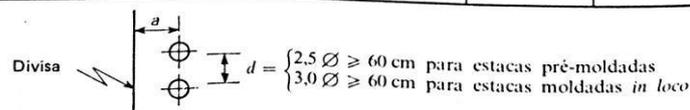
$$N^{\circ} \text{ de estacas} = \frac{\text{Carga do pilar}}{\text{Carga admissível da estaca}} \quad (\text{Eq. 11})$$

A distribuição das estacas no bloco, deve ser feita de forma a respeitar os espaçamentos mínimos determinado pela tabela 10.

Tabela 10 - Espaçamentos mínimos do estaqueamento

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		∅ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		∅ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
		∅ 60	1 500	1,50	0,50	4 a 16
	Estaca Strauss	∅ 25	200	0,75	0,20	3 a 12
∅ 32		300	1,00	0,20	3 a 15	
∅ 38		450	1,20	0,25	3 a 20	
∅ 45		600	1,35	0,30	3 a 20	
∅ 55		800	1,65	0,35	3 a 20	
Estacas Franki	∅ 35	550	1,20	0,70	3 a 16	
	∅ 40	750	1,30	0,70	3 a 22	
	∅ 52	1 300	1,50	0,80	—	
	∅ 60	1 700	1,70	0,80	—	
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol × 4 5/8 pol	400	0,75	—	—
		I 12 pol × 5 1/4 pol	600	0,75	—	—
		II 10 pol × 4 5/8 pol	800	1,00	—	—
		II 12 pol × 5 1/4 pol	1 200	1,00	—	—
	Perfil composto		Área útil × 120 MN/m ²	1,00 a 1,50	—	—

	∅ (cm)	d (m)	Área (m ²)	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					σ _c = 3 MPa	σ _c = 4 MPa	σ _c = 5 MPa
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700



Fonte: Alonso (1983)

2.7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

2.7.1 Dimensionamento na compressão

A NBR 6122/2010 determina que em fundações profundas com valores de solicitação de tensão inferiores ao exposto na tabela 11 não há necessidade de serem executados com concreto armado. Sendo obrigatório em casos onde o valor é superior.

Em estacas que não sofrem flambagem, estão totalmente enterradas e não atravessam solo mole o cálculo dos efeitos de segunda ordem é desprezado sendo feito conforme a NBR 6118/2014 (Alonso, 2013):

$$N_d * \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 * A_c * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s * \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

N_d – Força normal de cálculo - $N * \gamma_f$;

A_c – Área da seção transversal comprimida;

h – “Menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção da estaca, medido em centímetros” (ALONSO, 2013)

Os valores de γ_c , γ_s e γ_f são determinados por meio da tabela 11.

O fator de majoração $(1+6/h)$ não pode ser inferior a 1,1

A armadura mínima será de 0,5% da área da seção transversal da estaca

Tabela 11 - Parâmetros para dimensionamento a compressão

Tipo de estaca	f_{ck}^d máximo de projeto MPa	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b,c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas ^{b,c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-

Fonte: NBR 6122/2010

2.7.2 Dimensionamento na tração

Segundo Alonso (2013) “as estacas sempre serão armadas para combater os esforços de tração, sendo a seção da armadura condicionada pela abertura máxima permitida para as fissuras”. Utilizando-se para o cálculo a fórmula:

$$W_k = \frac{\phi}{2 * \eta_b - 0,75} * \frac{\sigma_s}{E_s} * \frac{3\sigma_s}{f_{ctm}} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

ϕ - Diâmetro da barra na região considerada;

η_b - Coeficiente de aderência;

σ_s – Tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras;

E_s – Módulo de elasticidade do aço;

f_{ctm} – Resistência característica média do concreto à tração

Ainda segundo Alonso (2013), os valores de w_k são: um para estacas desprotegidas em meios agressivos, dois para estacas em meios não agressivos desprotegidas e três para estacas protegidas.

2.8 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO DE COROAMENTO

Para dimensionamento dos blocos de coroamento a NBR 6118/2014 recomenda a utilização dos métodos das bielas e tirantes. Neste método é feita a verificação da compressão das bielas e a determinação das áreas dos tirantes, sendo o dimensionamento executado de forma que a transmissão das cargas seja feita entre a base do pilar e a cabeça da estaca.

As dimensões do bloco são calculadas por meio das equações abaixo.

$$L \geq e + D + 2.15cm \quad (\text{Eq. 14})$$

$$B \geq D + 2.15cm \quad (\text{Eq. 15})$$

$$d_{min} = 0,5 * \left(e - \frac{\alpha}{2} \right) \leq d \leq d_{máx} = 0,71 * \left(e - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde:

D – Diâmetro da estaca, expresso em cm;

e – Espaçamento entre as estacas;

L – Comprimento do bloco;

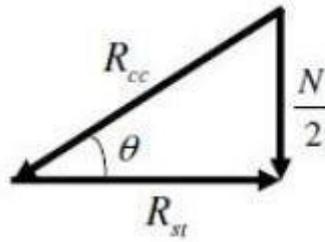
B – Largura do bloco;

Dmin – Altura útil do bloco de coroamento em cm;

α – Maior dimensão do pilar;

“Ensaio experimentais indicam que o método das bielas fornece resultados a favor da segurança para inclinações de biela entre 45 e 55 graus em relação à horizontal. Portanto, recomenda-se limitar o ângulo de inclinação das bielas: $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ ” (RODRIGUES P. 2010). Para o cálculo da inclinação das bielas (θ), bem como a força de tração (R_{st}) e compressão (R_{cc}) na armadura principal utilizasse o triângulo das forças.

Figura 14 - Triângulo das forças



Fonte: Rodrigues P. (2010)

Por meio da análise do triângulo, tem-se a força de tração na armadura principal, sendo determinada pela fórmula:

$$R_{st} = \frac{(N + (l * c * h * \gamma_{con})) * (2e - a)}{8d} \quad (\text{Eq. 17})$$

Onde,

N – Carga do pilar, expressa em KN;

l – Largura do bloco, expresso em m;

c – Comprimento do bloco, expresso em m;

h – Altura do bloco, expresso em m;

γ_{con} – Peso específico do concreto, igual a 25 KN/m³.

E a força de compressão na biela, sendo calculada pela fórmula:

$$R_{cc} = \frac{(N + (l * c * h * \gamma_{con}))}{2 \text{ sen}\theta} \quad (\text{Eq. 18})$$

“Para evitar o esmagamento da biela diagonal, deve-se limitar as tensões de compressão atuantes na mesma.” Alva (2007, p. 05). Esta análise é feita junto ao pilar e à estaca por meio das fórmulas:

$$\sigma_{biela} = \frac{N_d}{A_p \text{ Sen}^2\theta} \leq 0,9 f_{ck} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$\sigma_{biela} = \frac{N_d}{A_{est} \text{ Sen}^2\theta} \leq 0,9 f_{ck} \quad (\text{Eq. 20})$$

Onde:

A_p – Área na seção transversal do pilar e A_{est} é a área da seção transversal da estaca.

Por fim a área de aço contra tração é determinada pela fórmula:

$$A_s = \frac{(1,4*1,15*R_{st})}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 21})$$

Na face superior do bloco deve ser colocada uma armadura paralela a de tração, sendo esta igual ao 1/5 da armadura principal.

Os estribos também devem ser adicionados para se evitar possíveis torções e melhorar o desempenho quanto a fissuração. As áreas dos estribos horizontais são iguais a 10% da área do bloco (base x altura). Já a área dos estribos verticais é determinado pela multiplicação de um coeficiente $\rho_{sw,min}$ (conforme tabela) e a largura do bloco. Sendo que nas duas direções o espaçamento deve ser maior que 20 cm.

Tabela 12 - Determinação do $\rho_{sw,min}$

Aço	Concreto						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA – 25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA – 50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA – 60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Fonte: Rodrigues P. (2010)

3 METODOLOGIA

O presente trabalho tem como característica pesquisa de estudo de caso qualitativa, sendo embasada por meio de revisões bibliográficas, através de livros, periódicos técnicos e normas da associação brasileira de normas técnicas (ABNT).

O objeto de estudo é o condomínio Vision Residence, localizado na Orla 14 - graciosa, Quadra 35, lote 02, Palmas - TO.

O empreendimento possui área total construída de 8.737,73 m² sobre um terreno de 2.417,64 m², é constituído por um bloco com um subsolo, um pavimento térreo, um mezanino, vinte e cinco apartamentos tipos e uma cobertura. A edificação é de alto padrão sendo que cada pavimento tipo possui um apartamento com aproximadamente 240 m², composto por quatro suítes, sala de estar e jantar, cozinha, varanda gourmet, despensa, área de serviço, banheiro de serviço, quarto de serviço, depósito de lixo, circulação íntima e duas lajes técnicas.

Figura 15- Localização da obra



Fonte: Google mapas (2016)

Figura 16- Edifício Vision Residence



Fonte: Politec Incorporadora (2017)

3.1 OBTENÇÃO DOS DADOS NECESSÁRIOS PARA O PROJETO

O dimensionamento da estrutura da fundação foi realizado por meio da análise da planta de carga da edificação, que devem ser suportadas pela fundação, fornecido pelo projetista estrutural, bem como dos laudos dos ensaios geotécnicos realizados na obra, sendo eles SPT e prova de carga estática em estacas, apresentados nos anexos A e B.

3.2 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

A previsão da capacidade de carga das estacas pode ser realizada por meio de diferentes métodos, sendo que os de uso mais comum no Brasil são os semiempíricos de Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e Teixeira.

Neste trabalho a determinação da capacidade de carga foi efetuada por meio do comparativo da capacidade estimada pelos três métodos, onde a escolha do método a ser utilizado no dimensionamento foi o que mais se aproximou da capacidade de carga encontrada no ensaio de prova de carga estática em estacas.

De modo a simplificar o processo de dimensionamento, foram utilizadas tabelas formuladas no Software Microsoft Office Excel 2016, dispostos no apêndice A.

3.3 DETERMINAÇÃO DO ESTAQUEAMENTO

A determinação da profundidade e quantidade de estacas que irá receber as cargas provenientes da estrutura e transmiti-las ao solo foi feita por meio da divisão da carga do pilar pela carga admissível da estaca.

Com as propriedades geométricas definidas, foi efetuado a locação das estacas, de forma a obedecer aos espaçamentos mínimos entre estacas recomendados pela NBR 6122, conforme tabela 10.

3.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA ESTACA

O cálculo da quantidade, disposição e área das armaduras das estacas foi realizado por meio do cálculo das ações de compressão. O concreto adotado foi de 20 MPA, e a área calculada não pode ser menor que a área mínima determinada em cada tipo de estrutura e satisfaz a condição mínima de 0,5% da seção transversal da estaca.

3.5 DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DE BLOCO SOBRE ESTACAS

O dimensionamento geométrico dos blocos foi elaborado seguindo por meio da utilização do método das bielas comprimidas para blocos de até sete estacas, e pelo estado limite ultimo para blocos com mais de sete estacas.

O dimensionamento foi realizado de acordo com os passos determinados no item 2.8 do referencial.

3.6 LEVANTAMENTO DE CUSTO

Após dimensionamento da fundação, foi elaborado uma planilha de levantamento de custos, no que tange a perfuração da estaca, concreto bombeado nas estacas e blocos e armadura da estaca para auxílio na determinação da fundação profunda a ser utilizada.

3.7 ELABORAÇÃO GRÁFICA DO PROJETO

Após conclusão do dimensionamento dos elementos da fundação e escolha do tipo a ser utilizada para o estudo de caso em questão, foi elaborado o projeto executivo da fundação por meio de programa apropriado ao desenho técnico civil, contendo neste à disposição dos blocos e estacas, dimensões de cada elemento, detalhamento das armaduras e todas informações necessárias para execução.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Nesta obra foram executados quatro furos de sondagem a percussão SPT no período dezembro de 2014 a fevereiro de 2015, realizados por duas empresas, conforme laudos representados no anexo A. Todos executados seguindo as características exigidas pela norma NBR 6484/2001.

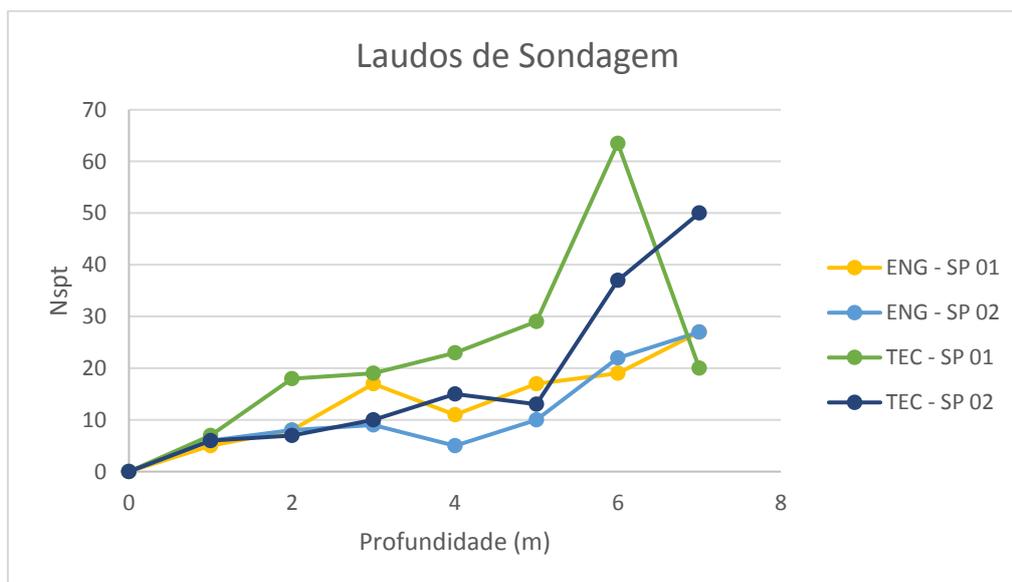
Os resultados obtidos nos boletins dos laudos de sondagem foram representados por meio de tabela e gráfico, tabela 13 e figura 17, conforme recomendação de Schnaid (2000) para uma análise dos resultados.

Tabela 13 - Resultados dos furos de sondagem SPT

EMPRESA PROF.	ENGESOL		TÉCNICA ENG.	
	SP - 01	SP - 02	SP - 01	SP - 02
0	0	0	0	0
1	5	6	7	6
2	8	8	18	7
3	17	9	19	10
4	11	5	23	15
5	17	10	29	13
6	19	22	63,5	37
7	27	27	20	50
8	-	-	-	-
N.A	0,69	0,66	0,15	0,78
Impenetrável	8,18	8,09	7,25	7,60

Fonte: Adaptado do boletim de sondagens (ANEXO A)

Figura 17 - Gráfico das Sondagens



Fonte: Adaptado do boletim de sondagens (ANEXO A)

Com a análise dos perfis de sondagem, dispostos no anexo A, pode-se verificar um padrão na estratigrafia do solo constituído basicamente por camadas de areia de coloração variada. Tais camadas denotaram compacidade: pouco compactas nos dois extratos iniciais, nas camadas seguintes medianamente compacta a compacta, e nas últimas muito compacta. Além disto em todos os furos realizados o solo apresentou-se impenetrável a uma profundidade de aproximadamente oito metros, sendo esta considerada medianamente profunda. Outro ponto importante observado é a existência do nível de água em cota superficial, a menos de um metro de profundidade, que faz com que o solo apresente baixa resistência nas camadas mais próximas a superfície e maior resistência nas camadas mais profundas.

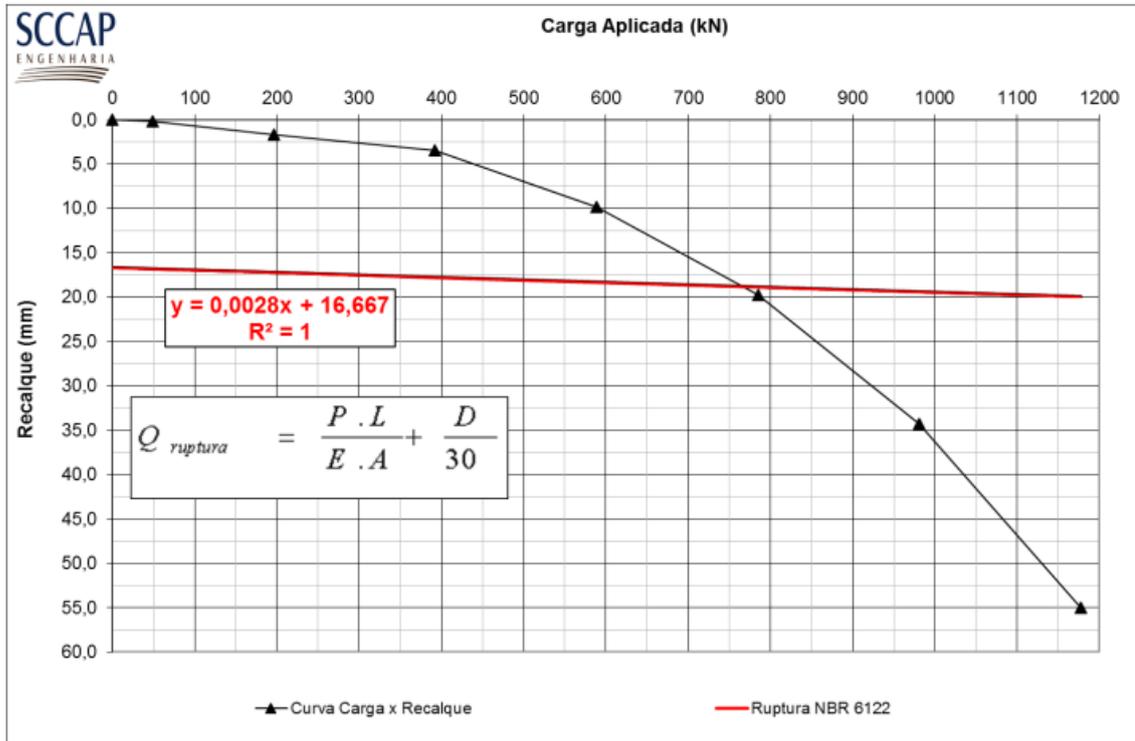
Diante dessas análises a utilização de fundações rasas apresenta-se tecnicamente inviável, bem como a utilização de fundações profundas em estacas de deslocamentos, Strauss e tubulões. As soluções tecnicamente viáveis seriam as estacas hélice contínua e raiz. Neste trabalho foram feitos os comparativos entre estes dois tipos de fundação para determinar o mais adequado para o terreno em estudo.

4.2 CAPACIDADE DE CARGA

Nesta obra foram executados, conforme NBR 12131/2006, três provas de carga estáticas do tipo lenta a compressão em estacas de sacrifício. As estacas ensaiadas eram do tipo hélice contínua com diâmetro de 0,50 metros, profundidade de 11, 12 e 13 metros, concreto com 20 MPa de resistência à compressão e abatimento igual a 28 ± 3 cm.

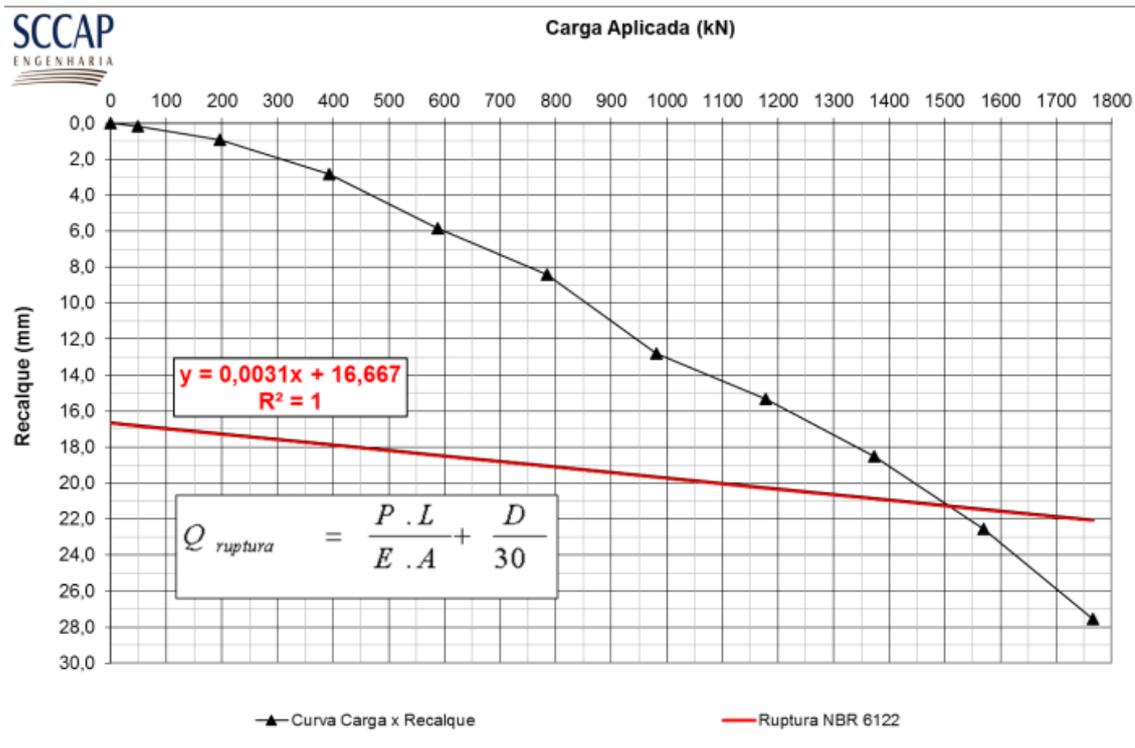
As figuras 19, 20 e 21 a seguir demonstram a relação do recalque em função das cargas aplicadas obtidos por meio dos três ensaios, e as condições de carga última.

Figura 18 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC01



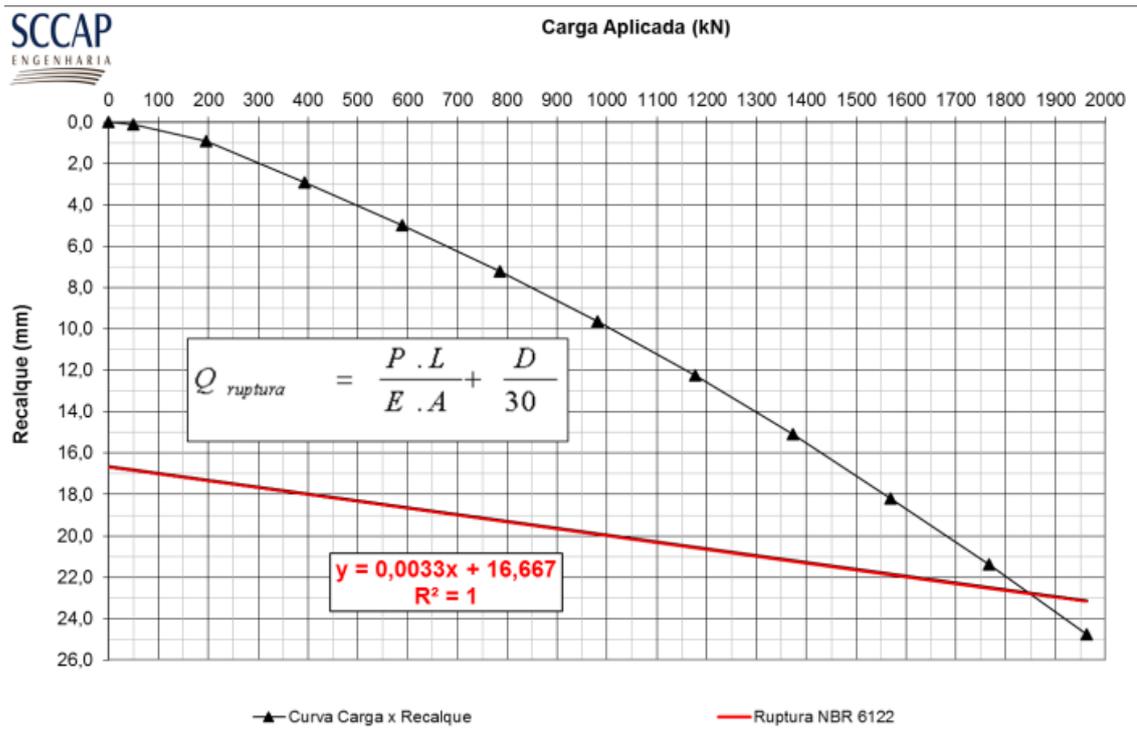
Fonte: SCCAP, 2015

Figura 19 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC02



Fonte: SCCAP, 2015

Figura 20 - Curva Carga x Recalque - Critério de Ruptura - PC03



Fonte: SCCAP, 2015

Por meio dos gráficos obtêm-se os seguintes valores de ruptura:

Tabela 14 - Cargas de Ruptura

PROVA DE CARGA	PROF. (M)	CARGA DE RUPTURA (KN/TF)
PC 01	11	775/79
PC 02	12	1500/153
PC 03	13	1850/189

Fonte: SCCAP, 2015

O valor da capacidade de carga a ser utilizado no dimensionamento das estacas, será o estimado pelos métodos semiempíricos que mais se assemelhou ao resultado da prova de carga. A tabela 15 apresenta os resultados dos calculados da capacidade de carga obtidos pelos métodos de Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e Teixeira, considerando o laudo de sondagem SP 01 (Engesol). Nestes cálculos foram adotadas estacas hélice contínua com 0,50 metros de diâmetro. As tabelas completas estão dispostas no Apêndice A. Para comparação com a prova de carga, nas camadas com profundidade acima do impenetrável foram adotados valores de N_{spt} iguais a 50.

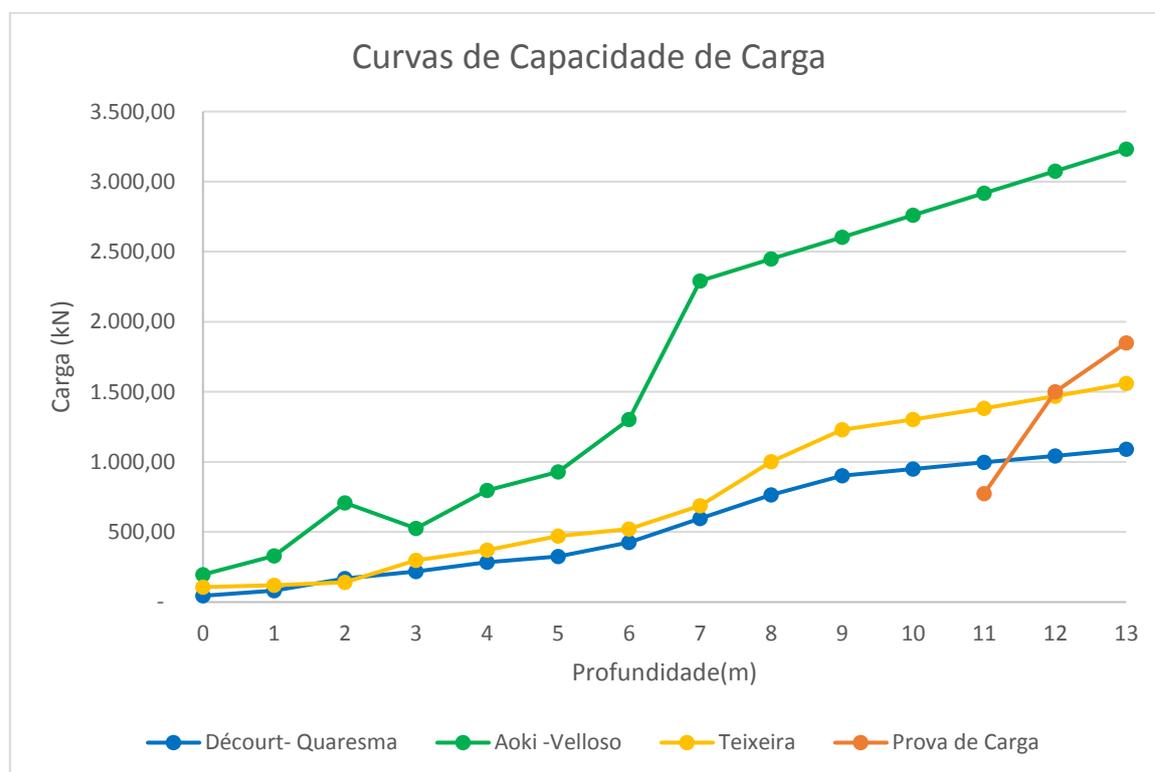
Tabela 15 - Estimativa da capacidade de carga obtidos por métodos semiempíricos

ENG - SP 01		Décourt- Quaresma			Aoki -Velloso			Teixeira		
Prof. (m)	SPT	Rp Adm	RI Adm	R adm	Rp Adm	RI Adm	R adm	Rp Adm	RI Adm	R adm
0	0	29,45	15,71	45,16	196,35	-	196,35	94,25	12,57	106,81
1	5	51,05	31,42	82,47	314,16	15,71	329,87	94,25	25,13	119,38
2	8	117,81	50,61	168,42	667,59	40,84	708,43	102,10	38,75	140,85
3	17	141,37	78,10	219,48	431,97	94,25	526,22	235,62	62,31	297,93
4	11	176,71	107,43	284,14	667,59	128,81	796,39	282,74	88,07	370,81
5	17	184,57	140,59	325,15	746,13	182,21	928,34	353,43	118,44	471,87
6	19	247,40	177,24	424,64	1.060,29	241,90	1.302,19	369,14	153,00	522,13
7	27	376,99	219,13	596,12	1.963,50	326,73	2.290,22	494,80	193,84	688,64
8	50	498,73	266,25	764,98	1.963,50	483,81	2.447,30	753,98	247,59	1.001,57
9	50	589,05	313,37	902,42	1.963,50	640,88	2.604,38	918,92	311,68	1.230,60
10	50	589,05	360,50	949,55	1.963,50	797,96	2.761,46	918,92	384,22	1.303,14
11	50	589,05	407,62	996,67	1.963,50	955,04	2.918,54	918,92	463,81	1.382,73
12	50	589,05	454,75	1.043,79	1.963,50	1.112,12	3.075,62	918,92	549,36	1.468,27
13	50	589,05	501,87	1.090,92	1.963,50	1.269,20	3.232,70	918,92	640,02	1.558,93

Fonte: O autor, 2017

Em termos gráficos, a curva da carga suportada por cada estaca, de acordo com a profundidade e o método de cálculo empregado pode ser expressa conforme figura 22:

Figura 21 - Representação gráfica da estimativa da capacidade de carga por meio dos métodos semiempíricos



Fonte: o autor, 2017

Neste gráfico é perceptível que a curva do método de Aoki-Velloso possui uma maior inclinação quando comparada as outras curvas, apresentando maiores valores de capacidade de carga, sendo, para este caso, menos conservador frente aos demais. Ao passo que os métodos

de Décourt- Quaresma e Teixeira possuem curvas com menores inclinações, apresentando valores mais conservadores.

Ao comparar os resultados estimados pelos métodos semiempíricos a uma profundidade de treze metros com o resultado da prova de carga PC 03 observamos, conforme tabela 16, que o de Aoki e Velloso possui a relação da Prova de Carga/Carga de ruptura calculada inferior a 1,0, enquanto os métodos de Décourt-Quaresma e Teixeira apresentaram valores maiores que 1,0, confirmando o analisado no gráfico. Observa-se ainda que o método de Teixeira foi o que mais se aproximou da carga encontrada na prova de carga, portanto foi o método utilizado no dimensionamento da fundação profunda.

Tabela 16- Cargas de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos e o valor obtido na prova de carga

Método	Carga	Prova de Carga	PC/ Carga
Décourt-Quaresma	1.090,92	1850	1,70
Aoki-Velloso	3.232,70		0,57
Teixeira	1.558,93		1,19

Fonte: o autor, 2017

4.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

As tabelas 17 e 18 contêm um comparativo dos parâmetros de quantidade, diâmetro e profundidade das estacas resultante do processo de dimensionamento das fundações hélice contínua, raiz e mista, sendo esta última composta por estacas raiz na região do corpo do prédio e estacas hélice contínua em toda a periferia. Para estacas hélice contínua foram adotados diâmetros de 40 e 50 cm, e para estacas raiz diâmetros de 31 e 45 cm.

Tabela 17 - Resumo dimensionamento das estacas

Hélice Contínua			
Diâmetro (cm)	Prof. (m)	Quant. De Estacas	Prof. Total (m)
50	13	161	2093
50	10	2	20
50	8	24	192
40	10	12	120
40	8	98	784
Total		297	3209

Raiz			
Diâmetro (cm)	Prof. (m)	Quant. De Estacas	Prof. Total (m)
45	13	130	1690
31	10	15	150
31	8	107	856
Total		252	2696

Hélice Contínua e Raiz			
Diâmetro (cm)	Prof. (m)	Quant. De Estacas	Prof. Total (m)
45	13	130	1690
50	10	2	20
50	8	24	190
40	10	12	120
40	8	96	768
Total		264	2788

Fonte: o autor, 2017

Tabela 18 - Resumo dimensionamento dos blocos

Hélice Contínua	
Dimensão (cm)	Quantidade
1430 x 1430 x 200	1
190 x 190 x 100	3
190 x 70 x 70	6
190 x 70 x 75	14
230 x 80 x 95	13
380 x 530 x 165	1
530 x 380 x 135	1
530 x 980 x 245	1
680 x 380 x 200	1
70 x 70 x 60	32
70 x 70 x 70	18
70 x 70 x 80	8

Raiz	
Dimensão (cm)	Quantidade
1155 x 1155 x 150	1
130 x 130 x 50	2
130 x 130 x 60	2
130 x 130 x 70	2
154 x 154 x 75	1
154 x 154 x 85	1
154 x 61 x 55	7
154 x 61 x 60	13
210 x 210 x 110	3
345 x 210 x 105	1
345 x 345 x 140	1
480 x 210 x 120	1
480 x 345 x 120	1
70 x 70 x 50	33
70 x 70 x 60	7
70 x 70 x 70	18
70 x 70 x 80	8

Hélice Contínua e Raiz	
Dimensão (cm)	Quantidade
1155 x 1155 x 150	1
190 x 190 x 100	3
190 x 70 x 70	6
190 x 70 x 75	14
210 x 210 x 110	3
230 x 80 x 95	13
345 x 210 x 105	1
345 x 345 x 140	1
480 x 210 x 120	1
480 x 345 x 120	1
70 x 70 x 60	32
70 x 70 x 70	18
70 x 70 x 80	8

Fonte: o autor, 2017

Por meio da análise destas é possível observar que a fundação do tipo raiz foi a que apresentou menores quantidades de estacas, menor profundidade, menores diâmetros precedidos da fundação mista e da hélice contínua. Este resultado já era esperado devido à estaca raiz possuir elevada capacidade de suportar as cargas solicitantes advindas da estrutura.

Podemos observar ainda que a estaca hélice contínua possui blocos com maiores dimensões geométricas, fator este relacionado a quantidade e diâmetro das estacas. Em especial o bloco P101 que para atender as recomendações da NBR 6122/2010 no que tange ao espaçamento mínimo entre estacas moldadas in loco resultou em elevadas dimensões, inviabilizando a execução deste tipo de fundação, devido a distribuição de carga de todos os pilares do corpo do prédio em um único bloco e a dificuldade no processo executivo.

4.4 LEVANTAMENTO DE CUSTO

Com o objetivo de realizar uma comparação entre os custos dos tipos de fundações dimensionadas, foi elaborado um orçamento dos materiais envolvidos no dimensionamento de cada uma das fundações. É importante salientar que neste orçamento foram considerados somente os custos relacionados a: perfuração da estaca, concreto bombeado das estacas e blocos e armadura das estacas. A Tabela 19 abaixo contém o levantamento de custo de cada fundação.

Tabela 19 - Levantamento de Custo das Fundações

FUNDAÇÃO - ESTACA HÉLICE CONTÍNUA					
ITEM	SERVIÇOS DESCRIMINADOS	UNIDADE	QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
01	Escavação de estaca com Ø 40 cm	M	904,00	R\$ 23,00	R\$ 20.792,00
02	Escavação de estaca com Ø 50 cm	M	2.305,00	R\$ 28,00	R\$ 64.540,00
04	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 40 cm	M³	113,60	R\$ 340,00	R\$ 38.624,00
05	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 50 cm	M³	452,59	R\$ 340,00	R\$ 153.879,14
07	Aço com diâmetro de 12,5 mm	KG	2.806,65	R\$ 3,91	R\$ 10.969,02
08	Aço com diâmetro de 16,0 mm	KG	1.079,35	R\$ 3,97	R\$ 4.281,84
09	Concreto de 35 MPA para blocos	m³	720,16	R\$ 361,50	R\$ 260.336,39
VALOR TOTAL					R\$ 553.422,39
FUNDAÇÃO - ESTACA RAIZ					
ITEM	SERVIÇOS DESCRIMINADOS	UNIDADE	QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
01	Escavação de estaca com Ø 31 cm	M	1.006,00	R\$ 145,00	R\$ 145.870,00
02	Escavação de estaca com Ø 45 cm	M	1.690,00	R\$ 175,00	R\$ 295.750,00
03	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 30 cm	M³	75,93	R\$ 340,00	R\$ 25.816,07
04	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 45 cm	M³	268,78	R\$ 340,00	R\$ 91.386,18
05	Aço com diâmetro de 12,5 mm	KG	5.170,55	R\$ 3,91	R\$ 20.207,67
06	Concreto de 35 MPA para blocos	m³	377,78	R\$ 361,50	R\$ 136.568,31
VALOR TOTAL					R\$ 715.598,24

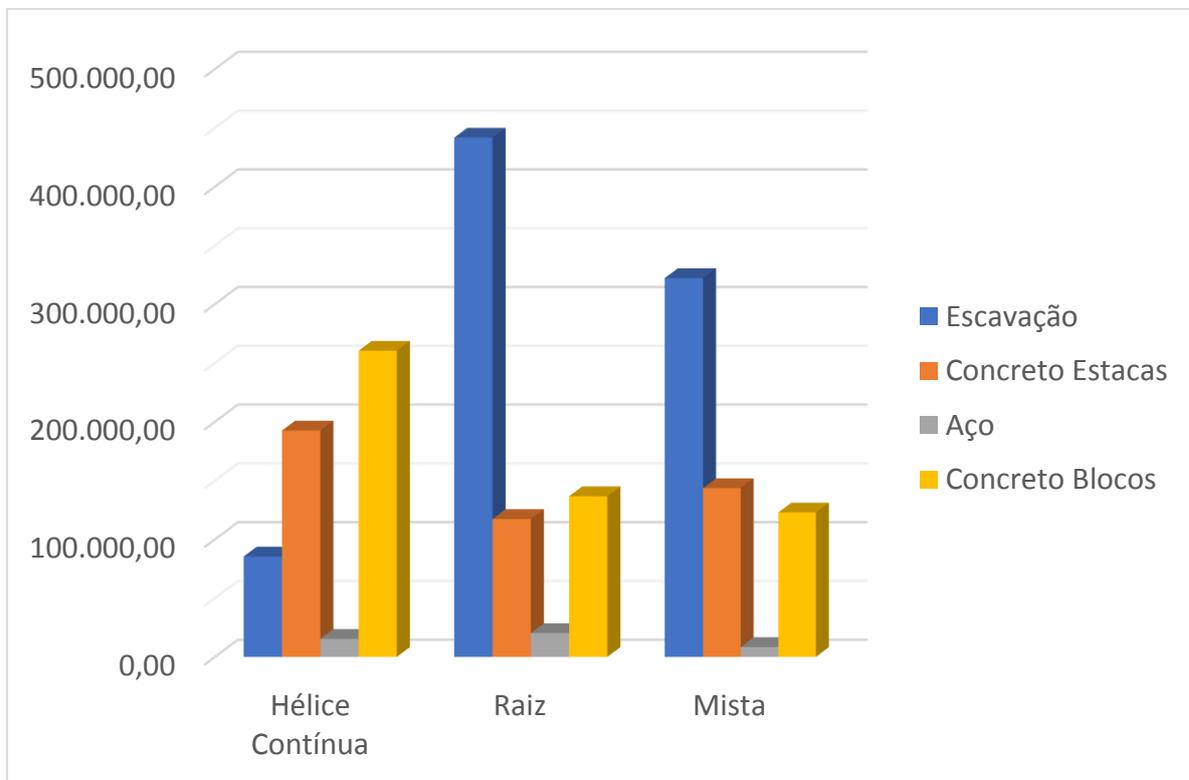
FUNDAÇÃO MISTA - ESTACA HÉLICE E RAIZ					
ITEM	SERVIÇOS DESCRIMINADOS	UNIDADE	QUANTIDADE	VALOR UNITÁRIO	VALOR TOTAL
01	Escavação de estaca com Ø 40 cm	M	888,00	R\$ 23,00	R\$ 20.424,00
02	Escavação de estaca com Ø 50 cm	M	212,00	R\$ 28,00	R\$ 5.936,00
03	Escavação de estaca com Ø 45 cm	M	1.690,00	R\$ 175,00	R\$ 295.750,00
04	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 40 cm	M ³	111,59	R\$ 340,00	R\$ 37.940,39
05	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 50 cm	M ³	41,63	R\$ 340,00	R\$ 14.152,87
06	Concreto de 20 MPA com bombeamento para estacas com Ø 45 cm	M ³	268,78	R\$ 340,00	R\$ 91.386,18
07	Aço com diâmetro de 12,5 mm	KG	2.121,35	R\$ 3,91	R\$ 8.290,71
08	Concreto de 35 MPA para blocos	m ³	339,66	R\$ 361,50	R\$ 122.786,91
VALOR TOTAL					R\$ 596.667,07

Fonte: o autor, 2017

A fundação que apresentou menor custo foi a hélice contínua, contudo quando levado em consideração as dimensões geométricas dos blocos e o método de execução a fundação mista mostrou-se mais apropriada para a situação estudada.

Por meio do gráfico abaixo, é possível observar a discrepância nos valores de escavação entre os tipos de fundação bem como no custo do concreto das estacas e blocos.

Figura 22- Comparativo de Custo



Fonte, o autor (2017)

5 CONCLUSÕES

No processo de determinação da fundação apropriada para determinada localidade diversos fatores devem ser levados em consideração, como solo, método e tempo de execução, custo, mão de obra, impactos a sociedade, etc., cada fator com um peso a ser considerado. Neste quesito os ensaios de investigação do solo são de suma importância, pois apresenta a estratigrafia detalhada deste servindo como base na tomada de decisões. Como a obra em questão possui um solo arenoso, com nível de lençol freático elevado e apresentou-se impenetrável a uma profundidade de aproximadamente oito metros, a utilização de fundações rasas, profundas de deslocamento ou tubulões são tecnicamente inviáveis, podendo ser utilizado estacas moldadas in loco como a hélice contínua ou raiz.

Por meio das estimativas de capacidade de carga resultantes pelos métodos semiempíricos observa-se que o método de Aoki-Velloso foi o que se mostrou, neste caso, o mais arrojado de todos, apresentando uma maior capacidade de carga admissível por estacas e, conseqüentemente, uma menor quantidade de estacas necessárias para suportar o esforço solicitante da estrutura. Ao passo que os métodos de Décourt-Quaresma e Teixeira, se mostraram mais conservadores, apresentando baixos valores de carga admissível, por conseguinte, exigindo uma quantidade maior de estacas para suportar a carga requerida. No entanto, ao comparar estas estimativas de carga encontrados com a prova de carga estática executada na obra, observa-se que o método de Teixeira foi o que mais se aproximou da carga encontrada na estaca ensaiada, sendo o método utilizado no dimensionamento da fundação deste estudo de caso.

Com dimensionamento da fundação observou-se que a fundação em estaca raiz apresentou menores quantidades de estacas, menores diâmetros, blocos com dimensões menores devido a elevada capacidade de carga da estaca, contudo esta é uma fundação de maior custo, podendo inviabilizar o projeto. Já a fundação em estaca hélice contínua resultou em maiores quantidades de estacas, profundidades e diâmetros, sendo inclusive a fundação com menor custo, contudo esta foi inviabilizada por gerar bloco com dimensões geométricas muito grandes, não sendo, portanto, ideal a ser aplicada devido ao processo executivo destes blocos. Adota-se então como solução uma fundação mista com estacas raiz na região do corpo do prédio e estacas hélice contínua em toda a periferia por ser uma fundação tecnicamente viável e economicamente intermediária.

6 REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 6118**, Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6484**, Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 8036**, Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 12069**, Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12131**, Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 7190**, Projetos de estrutura de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 9604**, Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 2016.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2013

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A. **Fundações por estacas: Projeto geométrico**.

1 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura – Prática da construção civil**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1988. 182 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Vol. 1. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros técnicos e científicos, 1988.

CINTRA, José Carlos A; ALBIERO, José Henrique. Análise e projeto de fundações profundas – Tubulões e caixões. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8, p. 302-328

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

DÉCOURT, Luciano. Análise e projeto de fundações profundas – Estacas. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8, p. 329-335

GUSMÃO F., Jaime de A. **Fundações do conhecimento geológico a prática de engenharia**. Pernambuco: UFPE, 2002. 333 p. Disponível em:

<<https://books.google.com.br/books?id=VkcNA6NcKbcC&printsec=frontcover&dq=gusm%C3%A3o+filho+funda%C3%A7%C3%B5es+livro&hl=pt-BR&sa=X&ved=0ahUKewis4rKXjLLTAhVL5yYKHR51AUkQ6AEIzAA#v=onepage&q=gusm%C3%A3o%20filho%20funda%C3%A7%C3%B5es%20livro&f=false>>. Acesso em: 03 abr. 2017.

HACHICH, Valdemar. Et al. Segurança das fundações e escavações. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 5, p. 197-210

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios – qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1.ed. São Paulo: PINI, 2007. 221p.

MAIA, Cloves Mario Moreira. Estacas tipo Franki. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8, p. 265-301

Manual de estacas Franki. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/85940912/Manual-Estaca-Franki>. Acesso em: 03 abr. 2017.

PASSOS, Paula Gracinete de Oliveira. **Melhoramento de solos arenosos com estacas de areia e brita**. 2005. 159 p. Tese (Doutorado em geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2005. Disponível em: <<http://www.geotecnia.unb.br/downloads/teses/0322005.pdf>>. Acesso em: 15 abr. 2017.

PINTO, Carlos de Sousa et al. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, Carlos Sousa. Fundações teoria e pratica: Propriedades dos solos. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 2, p. 51118

QUARESMA, Arthur Rodrigues. et. al. Investigações geotécnicas. In: FALCONI,

Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 3, p. 119-162

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Tópicos em Engenharia Civil I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2010.

TAROZZO, Hélio; ANTUNES, Willian Roberto. Estacas tipo hélice contínua. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 9, p. 345-348

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 7, p. 227-264

VARGAS, Mílton; **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-hill do Brasil, 1977.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. Concepção de obras de fundações. In: FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações teoria e pratica**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 6, p. 211-226

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. **Fundações – critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais Vol. 01**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. **Fundações – fundações profundas Vol. 02**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Cálculo da capacidade de carga por meio de métodos semiempíricos de Décourt e Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira

Tipo de estaca: Hélice contínua

F1 = 2,0

F2 = 4,0

Diâmetro: 50 cm

f_{ck} do concreto da estaca: 20 MPa

Coef. Segurança: 2,0

Décourt-Quaresma												
Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	α	β	N _p	R _p (kN)	NI	RI(kN)	RI Ac.(kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)
0	0	Areia siltosa	400	0,3	1	2,50	58,904862	3	31	31	90	45
1	5	Areia siltosa	400	0,3	1	4,33	102,10176	3	31	63	165	82
2	8	Areia siltosa	400	0,3	1	10,00	235,61945	4	38	101	337	168
3	17	Areia siltosa	400	0,3	1	12,00	282,74334	8	55	156	439	219
4	11	Areia siltosa	400	0,3	1	15,00	353,42917	8	59	215	568	284
5	17	Areia siltosa	400	0,3	1	15,67	369,13714	10	66	281	650	325
6	19	Areia siltosa	400	0,3	1	21,00	494,80084	11	73	354	849	425
7	27	Areia siltosa	400	0,3	1	32,00	753,98224	13	84	438	1192	596
8	50	Areia siltosa	400	0,3	1	42,33	997,45567	15	94	532	1530	765
9	50	Areia siltosa	400	0,3	1	50,00	1178,0972	15	94	627	1805	902
10	50	Areia siltosa	400	0,3	1	50,00	1178,0972	15	94	721	1899	950
11	50	Areia siltosa	400	0,3	1	50,00	1178,0972	15	94	815	1993	997
12	50	Areia siltosa	400	0,3	1	50,00	1178,0972	15	94	909	2088	1044
13	50	Areia siltosa	400	0,3	1	50,00	1178,0972	15	94	1004	2182	1091

Tipo de estaca: Hélice contínua

F1 = 2,0

F2 = 4,0

Diâmetro: 50 cm
f_{ck} do concreto da estaca: 20 MPa

Coef. Segurança: 2,0

Aoki-Veloso													
Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	α (%)	F1	F2	Np	Rp (kN)	NI	RI (kN)	RI Ac. (kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)
0	0	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	5	393	0	0	0	393	196
1	5	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	8	628	5	31	31	660	330
2	8	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	17	1335	8	50	82	1417	708
3	17	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	11	864	17	107	188	1052	526
4	11	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	17	1335	11	69	258	1593	796
5	17	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	19	1492	17	107	364	1857	928
6	19	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	27	2121	19	119	484	2604	1302
7	27	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	27	170	653	4580	2290
8	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	968	4895	2447
9	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	1282	5209	2604
10	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	1596	5523	2761
11	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	1910	5837	2919
12	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	2224	6151	3076
13	50	Areia siltosa	800	2,0%	2,00	4,00	50	3927	50	314	2538	6465	3233

Tipo de estaca: Hélice contínua

F1 = 2,0

F2 = 4,0

Diâmetro: 50 cm
 f_{ck} do concreto da estaca: 20 MPa

Área 0,19635
 Perímetro 1,570796

Coef. Segurança: 2,0

Texeira													
Prof. (m)	SPT	Solo	α	β	Np	F2	Np	Rp (kN)	NI	RI (kN)	RI Ac. (kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)
0	0	Areia siltosa	240	4	4,00	4,00	82	188	4	25	25	214	107
1	5	Areia siltosa	240	4	4,00	4,00	168	188	4	25	50	239	119
2	8	Areia siltosa	240	4	4,33	4,00	219	204	4	27	77	282	141
3	17	Areia siltosa	240	4	10,00	4,00	284	471	8	47	125	596	298
4	11	Areia siltosa	240	4	12,00	4,00	325	565	8	52	176	742	371
5	17	Areia siltosa	240	4	15,00	4,00	425	707	10	61	237	944	472
6	19	Areia siltosa	240	4	15,67	4,00	596	738	11	69	306	1044	522
7	27	Areia siltosa	240	4	21,00	4,00	765	990	13	82	388	1377	689
8	50	Areia siltosa	240	4	32,00	4,00	902	1508	17	108	495	2003	1002
9	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	950	1838	20	128	623	2461	1231
10	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	997	1838	23	145	768	2606	1303
11	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	1044	1838	25	159	928	2765	1383
12	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	1091	1838	27	171	1099	2937	1468
13	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	1138	1838	29	181	1280	3118	1559

Tipo de estaca: Hélice contínua

F1 = 2,0

F2 = 4,0

Diâmetro: 40 cm
 f_{ck} do concreto da estaca: MPa

Resistência da estaca: kN

Coef. Segurança: 2,0

Área 0,125664

Perímetro 1,256637

Texeira													
Prof. (m)	SPT	Solo	α	β	Np	F2	Np	Rp (kN)	NI	RI (kN)	RI Ac. (kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)
0	0	Areia siltosa	240	4	4,00	4,00	58	121	4	20	20	141	70
1	5	Areia siltosa	240	4	4,00	4,00	116	121	4	20	40	161	80
2	8	Areia siltosa	240	4	4,33	4,00	153	131	4	22	62	193	96
3	17	Areia siltosa	240	4	10,00	4,00	199	302	8	38	100	401	201
4	11	Areia siltosa	240	4	12,00	4,00	231	362	8	41	141	503	251
5	17	Areia siltosa	240	4	15,00	4,00	300	452	10	49	190	642	321
6	19	Areia siltosa	240	4	15,67	4,00	417	472	11	55	245	717	359
7	27	Areia siltosa	240	4	21,00	4,00	532	633	13	65	310	943	472
8	50	Areia siltosa	240	4	32,00	4,00	628	965	17	86	396	1361	681
9	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	665	1176	20	103	499	1675	837
10	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	703	1176	23	116	615	1791	895
11	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	741	1176	25	127	742	1918	959
12	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	778	1176	27	137	879	2055	1028
13	50	Areia siltosa	240	4	39,00	4,00	816	1176	29	145	1024	2200	1100

Tipo de estaca: **Raiz**
 F1 = 2,0
 F2 = 4,0

Diâmetro: **45** cm
 Área 0,15904313
 f_{ck} do concreto da estaca: **20** MPa
 Perímetro 1,41371669
 Resistência da estaca: kN
 Coef. Segurança: **2,0**

			Teixeira								
Prof. (m)	SPT	Radmin (kN)	α	β	Np	Rp (kN)	NI	RI (kN)	RI Ac. (kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)
0	0	196	220	6	4,00	140	4	34	34	174	87
1	5	330	220	6	4,00	140	4	34	68	208	104
2	8	708	220	6	4,33	152	4	37	105	256	128
3	17	526	220	6	10,00	350	8	64	168	518	259
4	11	796	220	6	12,00	420	8	70	238	658	329
5	17	928	220	6	15,00	525	10	82	320	845	422
6	19	1302	220	6	15,67	548	11	93	413	961	481
7	27	2290	220	6	21,00	735	13	110	523	1258	629
8	50	2447	220	6	32,00	1120	17	145	668	1788	894
9	50	2604	220	6	39,00	1365	20	173	842	2206	1103
10	50	2761	220	6	39,00	1365	23	196	1037	2402	1201
11	50	2919	220	6	39,00	1365	25	215	1252	2617	1308
12	50	3076	220	6	39,00	1365	27	231	1483	2848	1424
13	50	3233	220	6	39,00	1365	29	245	1728	3093	1546

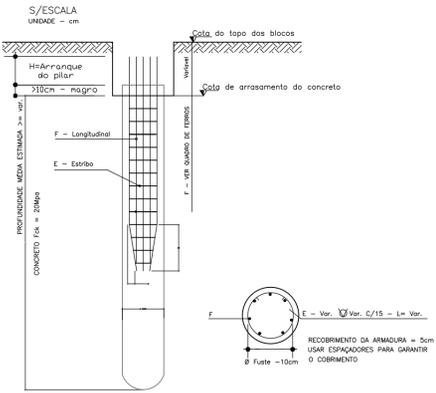
Tipo de estaca: **Raiz**
 F1 = 2,0
 F2 = 4,0

Diâmetro: **31** cm
 Área 0,07547676
 f_{ck} do concreto da estaca: **20** MPa
 Perímetro 0,97389372
 Resistência da estaca: kN
 Coef. Segurança: **2,0**

			Teixeira									
Prof. (m)	SPT	Radmin (kN)	α	β	Np	Rp (kN)	NI	RI (kN)	RI Ac. (kN)	Rtotal (kN)	Radmin (kN)	
0	0	196	220	6	4,00	66	4	23	23	90	45	
1	5	330	220	6	4,00	66	4	23	47	113	57	
2	8	708	220	6	4,33	72	4	25	72	144	72	
3	17	526	220	6	10,00	166	8	44	116	282	141	
4	11	796	220	6	12,00	199	8	48	164	363	182	
5	17	928	220	6	15,00	249	10	56	220	469	235	
6	19	1302	220	6	15,67	260	11	64	285	545	272	
7	27	2290	220	6	21,00	349	13	76	361	709	355	
8	50	2447	220	6	32,00	531	17	100	461	992	496	
9	50	2604	220	6	39,00	648	20	119	580	1227	614	
10	50	2761	220	6	39,00	648	23	135	715	1362	681	
11	50	2919	220	6	39,00	648	25	148	863	1510	755	
12	50	3076	220	6	39,00	648	27	159	1022	1669	835	
13	50	3233	220	6	39,00	648	29	169	1190	1838	919	

APÊNDICE B – Projeto executivo da fundação proposta

DETALHE GÊNÉRICO DAS ESTACAS HÉLICE (134x)



DETALHE GÊNÉRICO DAS ESTACAS RAIZ (130x)

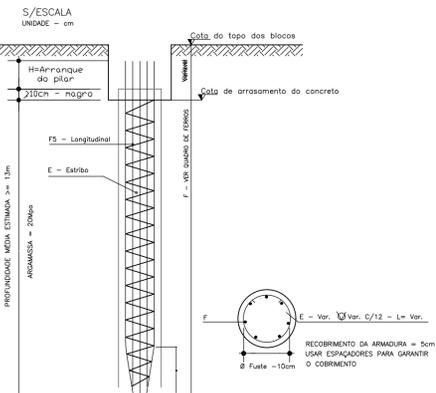
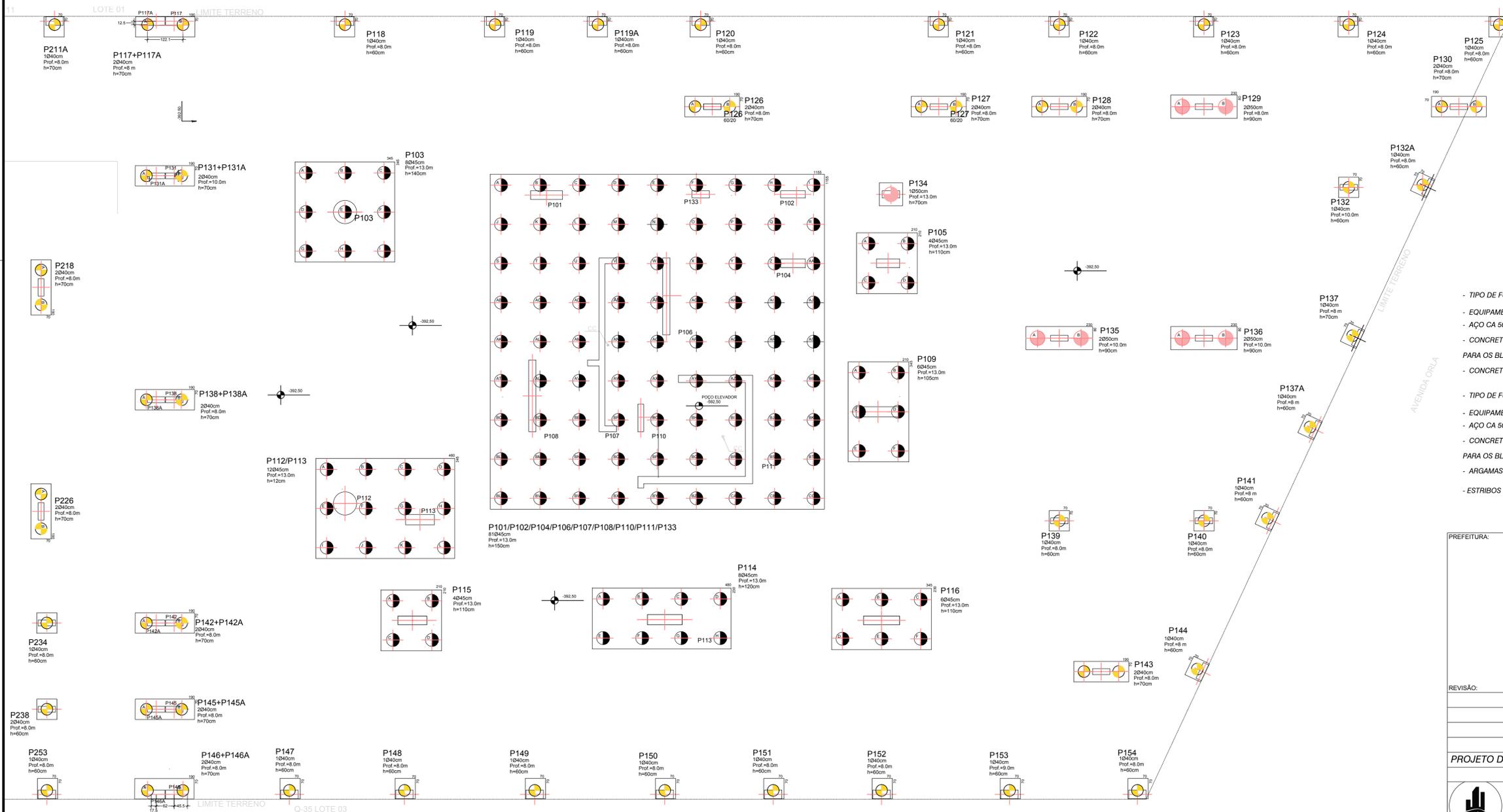


TABELA DE FERROS

FLN. (cm)	TIPO	PROF. (m)	QUANT.	F (LONGITUDINAL)	E (ESTRIBO)
40	HÉLICE	08	96	6ø12,5mm L=600cm	44 ø 5,0 C/ 15cm L=110cm
40	HÉLICE	10	12	6ø12,5mm L=600cm	23 ø 6,3 C/ 15cm L=110cm
50	HÉLICE	08	24	6ø12,5mm L=600cm	29 ø 6,3 C/ 15cm L=110cm
50	HÉLICE	10	2	8ø12,5mm L=600cm	22 ø 6,3 C/ 15cm L=150cm
45	RAIZ	13	130	7ø12,5,0mm L=1300cm	125 ø 6,3 C/ 12cm L=96cm ESPIRAL

RESUMO DE FERRO

DIÂMETRO	TOTAIS	
	COMP. (m)	PESO (Kg)
6.3	968,00	149,07
12.5	25.347,30	6.336,82
PESO TOTAL		49.685,75



LEGENDA

- ESTACAS RAIZ Ø45cm
- ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA Ø50cm
- ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA Ø40cm

h = Altura do bloco
Prof. = Profundidade de perfuração da estaca do fundo dos blocos.

- OBSERVAÇÕES**
- TIPO DE FUNDAÇÃO ADOTADA: ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA
 - EQUIPAMENTO A SER UTILIZADO: PERFORATRIZ HIDRÁULICA.
 - AÇO CA 50.
 - CONCRETO C/ fck DE MESMO VALOR QUE O fck DO PROJETO ESTRUTURAL PARA OS BLOCOS.
 - CONCRETO fck = 20 MPa PARA AS ESTACAS
 - TIPO DE FUNDAÇÃO ADOTADA: ESTACAS RAIZ
 - EQUIPAMENTO A SER UTILIZADO: PERFORATRIZ HIDRÁULICA PARA ESTACAS RAIZ
 - AÇO CA 50.
 - CONCRETO C/ fck DE MESMO VALOR QUE O fck DO PROJETO ESTRUTURAL PARA OS BLOCOS.
 - ARGAMASSA fck = 20 MPa PARA AS ESTACAS
 - ESTRIBOS EM ESPIRAL

PREFEITURA: _____ CREA: _____

BOMBEIRO OU NATURATINS

REVISÃO: _____

PROJETO DE FUNDAÇÕES Prancha **1/2**

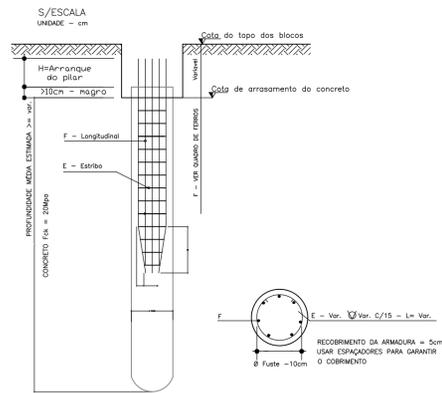
ENGENHARIA CIVIL
CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

ESCALA INDICADA

CONTEÚDO	Revisão	Descrição	Revisão	Aprovado	Data
PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS E BLOCOS DA JUNTA A					
DETALHE DAS FERRAGENS DAS ESTACAS					
LISTA E RESUMO DE FERROS DAS ESTACAS					

PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS - ESC.:1:75

DETALHE GÊNÉRICO DAS ESTACAS HÉLICE (134x)



DETALHE GÊNÉRICO DAS ESTACAS RAIZ (130x)

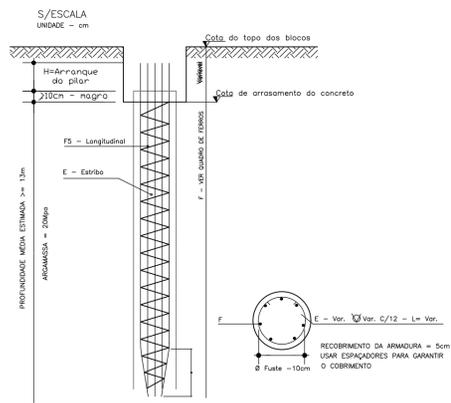
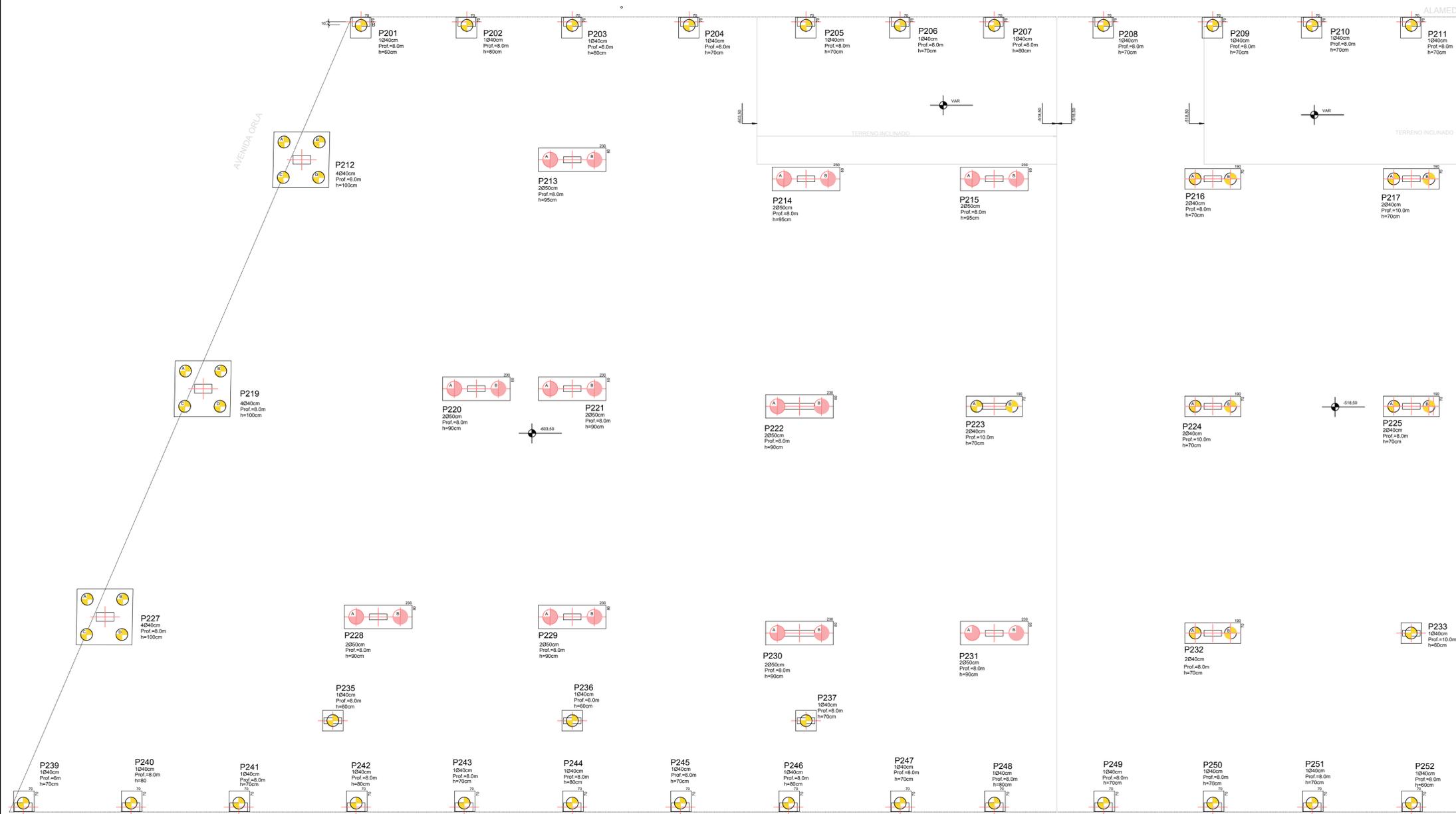


TABELA DE FERROS

FUN. (cm)	TIPO	PROF. (m)	QUANT.	F (LONGITUDINAL)	E (ESTRIBO)
40	HÉLICE	08	96	6ø12,5mm L=600cm	44 ø 5,0 C/ 15cm L=110cm
40	HÉLICE	10	12	6ø12,5mm L=600cm	23 ø 6,3 C/ 15cm L=110cm
50	HÉLICE	08	24	6ø12,5mm L=600cm	29 ø 6,3 C/ 15cm L=110cm
50	HÉLICE	10	2	6ø12,5mm L=600cm	22 ø 6,3 C/ 15cm L=150cm
45	RAIZ	13	130	7ø12,5,0mm L=1300cm	125 ø 6,3 C/ 12cm L=96cm ESPIRAL

RESUMO DE FERRO

DIÂMETRO	TOTALS	
	COMP. (m)	PESO (Kg)
6.3	968,00	149,07
12.5	25.347,30	6.336,82
PESO TOTAL		49.685,75



LEGENDA

- ESTACAS RAIZ Ø45cm
 - ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA Ø50cm
 - ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA Ø40cm
- h = Altura do bloco
Prof. = Profundidade de perfuração da estaca do fundo dos blocos.

OBSERVAÇÕES

- TIPO DE FUNDAÇÃO ADOTADA: ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA
- EQUIPAMENTO A SER UTILIZADO: PERFORATRIZ HIDRÁULICA.
- AÇO CA 50.
- CONCRETO C/ fck DE MESMO VALOR QUE O fck DO PROJETO ESTRUTURAL
- PARA OS BLOCOS.
- CONCRETO fck = 20 MPa PARA AS ESTACAS
- TIPO DE FUNDAÇÃO ADOTADA: ESTACAS RAIZ
- EQUIPAMENTO A SER UTILIZADO: PERFORATRIZ HIDRÁULICA.PARA ESTACAS RAIZ
- AÇO CA 50.
- CONCRETO C/ fck DE MESMO VALOR QUE O fck DO PROJETO ESTRUTURAL
- PARA OS BLOCOS.
- ARGAMASSA fck = 20 MPa PARA AS ESTACAS
- ESTRIBOS EM ESPIRAL

PREFEITURA: _____ CREA: _____

BOMBEIRO OU NATURATINS

REVISÃO: _____

PROJETO DE FUNDAÇÕES Prancha 2/2

ENGENHARIA CIVIL
CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

ESCALA INDICADA

CONTEÚDO	Revisão:	Descrição	Revisão:	Aprovado	Data
PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS E BLOCOS DA ALAMEDA B					
DETALHE DAS FERRAGENS DAS ESTACAS					
LISTA E RESUMO DE FERROS DAS ESTACAS					

PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS - ESC.:1:75

ANEXOS

ANEXO A – Planta de carga e dimensões dos pilares

PILAR	CARGA (kN)	DIMENSÕES		PILAR	CARGA (kN)	DIMENSÕES	
		A (CM)	B (CM)			A (CM)	B (CM)
P101	6.237	110	30	P201	187	60	30
P102	3.388	85	25	P202	187	60	30
P104	5.038	85	30	P203	231	60	30
P106	6.182	25	265	P204	176	60	30
P107	10.461	25	798	P205	176	60	30
P108	9.999	25	247	P206	143	60	30
P110	1.716	20	95	P207	187	60	30
P111	23.287	20	1.028	P208	209	60	30
P133	275	60	25	P209	220	60	30
P103	12.100	80		P210	165	60	30
P105	3.201	80	30	P211	253	60	30
P109	8.613	150	35	P212	385	60	30
P112	10.604	80		P213	1.122	60	20
P113	6.446	100	35	P214	968	60	20
P114	8.866	120	35	P215	880	60	20
P115	4.444	100	30	P216	726	60	20
P116	6.358	125	30	P217	825	60	20
P117/P117A	319	120	30	P218	616	20	60
P118	341	60	30	P219	440	60	30
P119 A	352	60	30	P220	924	60	20
P119	429	60	30	P221	1.023	60	20
P120	330	60	30	P222	946	105	20
P121	209	60	30	P223	1.243	80	20
P122	132	60	30	P224	913	60	20
P123	176	60	30	P225	572	60	20
P124	231	60	30	P226	506	20	60
P125	110	60	30	P227	418	60	30
P126	550	60	20	P228	847	60	20
P127	715	60	20	P229	1.056	60	20
P128	605	60	20	P230	913	105	20
P129	1.111	60	20	P231	935	60	20
P130	462	20	60	P232	715	60	20
P131/P131 A	836	120	20	P233	484	60	20
P132	418	60	20	P234	319	60	20
P132 A	242	20	60	P235	198	60	20
P134	308	60	25	P236	407	60	20

PILAR	CARGA (kN)	DIMENSÕES		PILAR	CARGA (kN)	DIMENSÕES	
		A (CM)	B (CM)			A (CM)	B (CM)
P135	1.144	60	20	P237	143	60	20
P136	1.210	60	20	P238	308	60	20
P137	407	60	60	P239	176	60	30
P137 A	198	60	60	P240	132	60	30
P138 / P138 A	715	120	20	P241	143	60	30
P139	627	60	20	P242	143	60	30
P140	451	60	20	P243	143	60	30
P141	209	60	60	P244	154	60	30
P142 / P142 A	506	120	20	P245	143	60	30
P143	561	60	20	P246	143	60	30
P144	341	20	60	P247	165	60	30
P145 / P145 A	132	120	20	P248	154	60	30
P146 / P146 A	143	120	30	P249	88	60	30
P147	176	60	30	P250	176	60	30
P148	198	60	30	P251	88	60	30
P149	220	60	30	P252	121	60	30
P150	198	60	30	P253	110	60	30
P151	187	60	30	P211A	242	60	30
P152	187	60	30				
P153	220	60	30				
P154	209	60	30				

ANEXO B – Laudos de sondagem a percussão SPT



SONDAGEM DE RECONHECIMENTO - SPT

Cliente: POLITEC INCORPORADORA	SP 01	
Obra: Residencial		
Local: Orla 14, Ql. 35, Avenida Orla, Lt. 02, Bairro Graciosa, Palmas - TO.		
Rel. n°: 017-15 Data: 20/02/2015 Cota do furo:		

PERFIL GEOTÉCNICO

Nível d'água	Amostra	Profundidade (m)	Penetração: SPT - N golpes/30cm		GRÁFICO					CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Tipo de Solo	Consistência / Compacidade		
			1ª + 2ª penetrações											
			1ª+2ª	2ª+3ª	10	20	30	40	50					
			NÍVEL D'ÁGUA: 0,69 m											
			INÍCIO LAVAGEM: 3,45 m											
			COMP. REVESTIMENTO: 7,00 m											
			DATA DA SONDAGEM: 10/02/2015											
			LIMITE DA SONDAGEM: 8,18 m											
	00	-1,00										Areia fina siltosa, variegado marrom.	---	-----
	1	-2,00	5	5								Areia média siltosa, variegado amarelo.	4	Pouco Compacto(a)
	2	-3,00	7	8								Areia média siltosa com pedregulho, variegado branco.	4	Pouco Compacto(a)
	3	-4,00	13	17								Areia média siltosa com pedregulho, variegado branco.	4	Medianamente Compacto(a)
	4	-5,00	12	11								Areia média siltosa, variegado branco.	4	Medianamente Compacto(a)
	5	-6,00	14	17								Areia fina siltosa com pedregulho, variegado amarelo.	4	Medianamente Compacto(a)
	6	-7,00	15	19								Areia fina siltosa com pedregulho, variegado amarelo.	4	Compacto(a)
	7	-8,00	45/20	27/5								Areia fina siltosa com pedregulho, variegado amarelo.	4	Muito Compacto(a)
	8	-9,00	27/10	-								Areia média siltosa com pedregulho, variegado branco.	4	Muito Compacto(a)
		-10,00										Ensaio de avanço da perfuração por circulação de água: Início com 8,10 metros. 1ª lavagem (10 minutos: 3 cm), 2ª lavagem (10 minutos: 3 cm), 3ª lavagem (10 minutos: 2 cm). Impenetrável ao trépano de lavagem com 8,18 metros.		
		-11,00												
		-12,00												
		-13,00												
		-14,00												
		-15,00												
		-16,00												
		-17,00												
		-18,00												
		-19,00												
		-20,00												
		-21,00												

Obs.: O nível d'água foi encontrado, verificado em 11/02/2015 às 11:00 horas.



LAUDO DE SONDAGEM

site: www.tecnica.eng.br
email: sondagem@tecnica.eng.br

Interessado:	ENGESOL - Engenharia de Solos LTDA	Furo:	SP 01
Obra:	Politec	Folha:	04
Local obra:	Av. Orla Lote 02 Q-35, Orla 14 - Palmas - TO	Data do Laudo:	04/12/14

Descrições do amostrador:	Diâmetro externo = 2 1/2"	Peso balante = 65 Kg	Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"
	Diâmetro interno = 1 3/8"	Altura da queda = 75 cm	Diâmetro da Haste = 1"

Profundidade	Nº da Amostra	N.A.	1ª e 2ª	2ª e 3ª	1ª e 2ª penetração				2ª e 3ª penetração				*Consistência / **Compactação	Descrição do Solo	
					15	15	10	20	30	40	50	10			20
-1.00	01														Areia de graduação grossa de cor amarela.
-2.00	02		7	7										pouco compacta**	
-3.00	03		15	18										mediamente compacta**	Areia argilosa de graduação grossa de cor amarela.
-4.00	04		19	19										compacta**	
-5.00	05		23	23										compacta**	Areia de graduação média de cor variegada com pedregulho de quartzo de graduação fina.
-6.00	06		26	29										compacta**	Areia de graduação média de cor variegada com pedregulho de quartzo de graduação média.
-7.00	07		31	63,5										muito compacta**	Areia de graduação grossa de cor clara com pedregulho de quartzo de graduação grossa.
-7.18	08		50/18	20/3										muito compacta**	Pedregulho de quartzo arenoso de graduação média de cor variegada.
-7.21	09														Lavagem de 10 minutos. Avançou 03 cm.
-7.23	10														Lavagem de 10 minutos. Avançou 02 cm.
-7.25	11														Lavagem de 10 minutos. Avançou 02 cm.
															Imenetível ao trépano de lavagem.

Nível d'água :	0,15 m	Cota do Furo - GPS:	221,00 m
Data do N.A.:	22/11/14	Prof. da sondagem:	7,25 m
Sondador:	Aurelio	Coordenadas:	22L: 0788784
Engº Resp.:	Marcos Coelho Míhomem - Crea TO 211129/IAP	Equip:	GPS12 Garmin UTM: 8871999



LAUDO DE SONDAGEM

site: www.tecnica.eng.br
email: sondagem@tecnica.eng.br

Interessado:	ENGESOL - Engenharia de Solos LTDA	Furo:	SP 02
Obra:	Politec	Folha:	05
Local obra:	Av. Orla Lote 02 Q-35, Orla 14 - Palmas - TO	Data do Laudo:	04/12/14

Descrições do amostrador: Diâmetro externo = 2 1/2" Peso batente = 65 Kg Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"
Diâmetro interno = 1 3/8" Altura da queda = 75 cm Diâmetro da Haste = 1"

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1ª+2ª	2ª+3ª	1ª e 2ª penetração					*Consistência / **Compactação	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50		
-1.00	01										
-2.00	02		5	6						pouco compacta**	Areia argilosa de graduação fina de cor amarela.
-3.00	03		6	7						pouco compacta**	
-4.00	04		9	10						mediamente compacta**	Areia argilosa de graduação fina de cor cinza com traços de amarelo.
-5.00	05		12	15						mediamente compacta**	
-6.00	06		12	13						mediamente compacta**	
-7.00	07		50/25	37/10						muito compacta**	Areia de graduação média de cor cinza com traços de amarelo com pedregulho de quartzo.
-8.00	08		50/13							muito compacta**	
-9.00	09										
-10.00	10										
-11.00	11										
-12.00	12										
-13.00	13										
-14.00	14										
-15.00	15										
-16.00	16										
-17.00	17										
-18.00	18										
-19.00	19										
-20.00	20										

Nível d'água :	0,78 m	Cota do Furo - GPS:	222,00 m
Data do N.A.:	25/11/14	Prof. da sondagem:	7,60 m
Sondador:	Samuel	Coordenadas:	22L: 0788814
Engº Resp.:	Marcos Coelho Míhomem - Crea TO 211128/AP	Equip:	GPS12 Garmin UTM: 8871998