

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**FUNDAÇÕES - ESTUDO DA VIABILIDADE  
TÉCNICA E ECONÔMICA DOS TIPOS DE  
FUNDAÇÕES APLICADO A UM  
EMPREENHIMENTO**

ALEXSANDRO JOSÉ BATISTA MIRANDA

## Sumário

1- Introdução .....	1
2 – Objetivo.....	2
3 – Alguns Pressupostos Teóricos Acerca das Fundações.....	2
3.1 - Fundações Diretas ou Superficiais .....	3
3.1.1 - Blocos .....	3
3.1.2 - Sapatas .....	4
3.1.2.1 - Sapatas Isoladas.....	4
3.1.2.2 - Sapatas Corridas .....	5
3.1.2.3 - Sapatas Associadas.....	5
3.1.2.4 - Sapatas Alavancadas .....	6
3.1.3 - Radier .....	7
3.2 - Fundações Indiretas ou Profundas .....	8
3.2.1 – Tubulões .....	8
3.2.2 – Estacas .....	11
3.2.2.1 - Premoldadas .....	11
3.2.2.1.1 – Madeira .....	11
3.2.2.1.2 - Aço.....	13
3.2.2.1.3 – Concreto .....	15
3.2.2.2 - Moldadas “in loco” .....	17
3.2.2.2.1 - Estacas a Trado .....	17
3.2.2.2.2 - Estaca STRAUSS .....	19
3.2.2.2.3 - Estaca FRANKI.....	21
3.2.2.2.4 - Estaca Hélice Contínua.....	22
3.2.2.2.5 - Estaca Escavada com Lama Bentonítica .....	25
4 – Metodologia: Estudo de Caso .....	30
4.1 – Análise Preliminar dos Tipos de Fundações Viáveis.....	32
4.2 – Dimensionamentos das Fundações Tecnicamente Viáveis.....	34
4.2.1 – Estacas Premoldadas de Concreto.....	38
4.2.2 – Estacas Hélice Contínua.....	48
4.2.3 – Estacas de Perfil Metálico .....	58
4.3 – Levantamento de Quantidades e Estimativa de Custos .....	69
5 – Discussão dos Resultados.....	71
6 – Conclusão .....	72
7 – Referências Bibliográficas .....	73
8 – Anexos.....	75

## Listas de Figuras

Figura 1 – Croqui ilustrativo de um bloco .....	4
Figura 2 – Modelos usuais de sapata isolada .....	4
Figura 3 - Imagem de uma sapata isolada .....	5
Figura 4 – Imagem da execução de uma Sapata Corrida em concreto armado .....	5
Figura 5 - Imagem de uma sapata associada em construção .....	6
Figura 6 – Imagem em perspectiva de sapata associada .....	6
Figura 7 – Imagem em perspectiva de sapatas alavancadas.....	6
Figura 8 – Imagem da confecção das armaduras no Radier.....	7
Figura 9 – Imagem das instalações hidro-sanitárias e elétricas no radier .....	7
Figura 10 – Detalhe da geometria de um tubulão a céu aberto .....	8
Figura 11 - Imagem do esgotamento de água do tubulão a céu aberto utilizando bombas.....	9
Figura 12 – Detalhe da confecção do tubulão a ar comprimido.....	10
Figura 13 – Imagem de uma estaca de madeira com proteção de anel de aço.....	12
Figura 14 - Estaca de madeira empregada no escoramento da estrutura de uma ponte de concreto .....	12
Figura 15 – Imagem da cravação de uma cortina formada por estacas metálicas .....	14
Figura 16 – Imagem de uma estaca metálica se seção I, após ser cravada .....	14
Figura 17 – Imagem de um conjunto de estaca premoldadas de concreto apresentando seção vazada.....	15
Figura 18 – Detalhe da Estaca pré-moldada de concreto e da realização das emendas .....	16
Figura 19 – Imagem de um bate-estaca que utiliza martelo de queda livre .....	16
Figura 20 – Imagem de um capacete metálico utilizado na proteção da cabeça das estacas .....	17
Figura 21 – Imagem de execução de estacas tipo broca empregando trado manual.....	18
Figura 22 – Detalhe ilustrativo da execução das Estacas Strauss .....	19
Figura 23 – Imagem da sonda de percussão na confecção da Estaca Strauss .....	20
Figura 24 – Detalhe da retirada das camisas de aço e apiloamento do concreto na execução da Estaca Strauss .....	20
Figura 25 – Detalhe da sequência executiva de uma estaca tipo Franki .....	21
Figura 26 – Equipamento utilizado na execução da estaca Hélice Contínua.....	23
Figura 27 – Detalhe das armaduras empregadas nas estacas hélice contínua .....	24
Figura 28 – Equipamento utilizado no monitoramento durante a execução da estaca hélice contínua .....	24
Figura 29 – Imagem do maquinário empregado na execução das estacas barretes .....	25
Figura 30 - Imagem do maquinário empregado na execução dos estacões .....	26
Figura 31 – Imagem da execução de uma concretagem submersa .....	27
Figura 32 – Equipamento empregado na perfuração da Estaca Raiz .....	28
Figura 33 – Imagem de micro estacas preenchidas com calda de cimento.....	29
Figura 34 – Croqui da localização do furo de sondagem .....	30
Figura 35 – Boletim de sondagem de reconhecimento do subsolo realizado através do Furo 1 ..	31

## Listas de Tabelas

Tabela 1 - Valores dos coeficientes $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo.....	36
Tabela 2 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.....	36
Tabela 3 - Valores dos coeficientes $\alpha$ e $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo do solo.....	37
Tabela 4 - Valores de N e $N_{eq}$ utilizados nos cálculos do pilar 17.....	38
Tabela 5 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas premoldadas de concreto - Decourt-Quaresma.....	43
Tabela 6 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas premoldadas de concreto – Alonso.....	47
Tabela 7 - Número de estacas premoldadas de concreto por pilar.....	48
Tabela 8 - Valores de N e $N_{eq}$ utilizados nos cálculos do pilar 19.....	49
Tabela 9 – Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas hélice contínua – Decourt Quaresma.....	53
Tabela 10 – Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas hélice contínua - Alonso.....	57
Tabela 11 - Número de estacas hélice contínua por pilar.....	58
Tabela 12 - Valores de N e $N_{eq}$ utilizados nos cálculos do pilar 12.....	59
Tabela 13 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas metálicas - Decourt-Quaresma.....	64
Tabela 14 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas metálicas - Decourt-Quaresma.....	68
Tabela 15 - Número de estacas metálicas por pilar.....	69
Tabela 16 - Composição de custos para as estaca premoldadas de concreto.....	70
Tabela 17 - Composição de custos para as estacas hélice contínua.....	70
Tabela 18 - Composição de custos para as estacas premoldadas de perfil de aço.....	70
Tabela 19 – Resumo dos custos relativo a cada solução de fundação.....	71

## Listas de Abreviaturas

$S_P$  - Área da superfície da ponta da estaca;

$Q_u$  - Capacidade de Carga total da estaca;

$Q_{lu}$  - Capacidade de carga devido ao atrito lateral da estaca;

$Q_{pu}$  - Capacidade de carga devido à resistência de ponta da estaca;

$Q_R$  - Carga de ruptura;

$\alpha$  = Coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo da estaca, Tabela 1;

$\beta$  = Coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo da estaca, Tabela 1;

$L$  - Comprimento efetivo da estaca;

$CA$  - Cota de arrasamento;

$\emptyset$  - Diâmetro da estaca;

$K$  - Fator característico do solo, Tabela 2;

$F_S$  - Fator de segurança;

$MPa$  - Mega pascal;

$N$  - Número de golpes do ensaio SPT;

$p$  - Perímetro da estaca;

$\sigma_s$  - Tensão admissível ( $kgf/cm^2$ );

$\sigma_r$  - Tensão de ruptura ( $kgf/cm^2$ );

$f_{ck}$  - Resistência característica à compressão do concreto;

$N_{s\text{ Médio}}$  - Valor médio de  $N$  (SPT) ao longo do fuste da estaca;

$N_{med}$  - Valor médio de  $N$  (SPT) em torno da ponta da estaca;

$N_P$  - Valor do  $N$  (SPT) obtido da cota de apoio da ponta da estaca;

$N_{P-1}$  - Valor de  $N$  (SPT) obtido imediatamente antes da cota de apoio da ponta da estaca;

$N_{P+1}$  - Valor de  $N$  (SPT) obtido imediatamente após da cota de apoio da ponta da estaca;

## 1- Introdução

De acordo com Hachich et al (1998), desde o período paleolítico, o homem, com necessidade de proteção, procurou grutas e cavernas como forma de abrigo. Devido à evolução das técnicas empregadas pelo homem, os abrigos passaram a ser construídos e as construções de madeira tornaram-se comuns.

Com o passar do tempo, nos antigos impérios do Oriente, o tijolo cerâmico e a pedra passaram a ser os materiais utilizados na construção. Geralmente, as construções que utilizavam esses materiais acabavam ruindo devido à incidência de cargas maiores que as suportadas pelo terreno de apoio. Esse problema foi sendo solucionado, pois as construções seguintes passaram a ser erguidas sobre os restos de outras estruturas ou de paredes que eram misturadas com o solo e compactadas, melhorando a resistência deste.

Em Roma, a técnica das construções, em particular a das fundações, tiveram um avanço significativo, pois com a implantação de construções maiores, devido à introdução do uso do arco, às fundações passaram a receber mais carga.

O período contemporâneo é marcado pelo avanço da geotecnia<sup>1</sup> com Karl Von Terzaghi<sup>2</sup>, que introduziu o estudo do adensamento e da sua influência sobre a resistência ao cisalhamento das argilas, com a caracterização precisa do ângulo de atrito interno ( $\Phi$ ), da coesão ( $c$ ) e a descoberta do princípio das pressões efetivas que condiciona os fenômenos adensamento e cisalhamento. Na moderna mecânica dos solos, o cisalhamento, adensamento e a pressão efetiva constituem os três pontos básicos.

“Fundações são os elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia” (AZEREDO, 1988, p. 29). Dessa forma, os elementos das fundações devem ser escolhidos e dimensionados para suportar as cargas geradas pelos esforços solicitantes da edificação.

Para se determinar o tipo de fundação mais adequada, além de se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, deve-se ter informações sobre as características do solo e dos elementos estruturais que irão compor as fundações. Na grande maioria dos casos, as informações sobre as características do subsolo do terreno sobre o qual será executada a edificação são obtidas por meio de sondagens de simples reconhecimento (SPT – Standard Penetration Test). Dependendo do grau de responsabilidade e do porte da obra, se as informações obtidas pelo SPT não forem satisfatórias, outros tipos de pesquisas podem ser executadas, como por exemplo, ensaio de penetração do cone (CPT) e ensaio de palheta (Vane-Test).

Os dados obtidos do subsolo são importantes, pois retratam as suas características e propriedades. Depois de serem avaliados e estudados, esses dados são empregados como balizamento técnico e direcionam os trabalhos de escolha do tipo de fundação.

De acordo com a forma de transferência para o solo das cargas provenientes da estrutura, as fundações são classificadas em diretas e indiretas. As fundações diretas ou superficiais “são as que se apoiam logo abaixo da infra-estrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base” (ALONSO, 1983, p.1). A implantação da fundação rasa se caracteriza quando a camada de suporte está próxima à superfície do solo

---

<sup>1</sup> Geotecnia - Ciência que lida com a interferência de obras de infra-estrutura de qualquer natureza com a sua fundação seja ela em solo ou em rocha.

<sup>2</sup> Engenheiro austríaco reconhecido como o pai da Mecânica dos solos e da Engenharia Geotécnica.

(profundidade limitada a 3,0m) sem presença do nível de água<sup>3</sup>. Já as fundações indiretas ou profundas, segundo Hachich et al (1998), são aquelas que transferem as cargas por efeito de atrito lateral do elemento com o solo e por efeito de ponta.

As fundações devem ser projetadas e executadas com o propósito de atender às condições de segurança, funcionalidade e durabilidade quando submetidas ao carregamento de serviço.

A garantia de uma fundação bem executada passa pela fase de projeto e dos levantamentos realizados em campo. O resultado desse levantamento (SPT, caracterização do tipo de solo, profundidade do nível de água, entre outros), associado ao mapa de cargas e à experiência do Engenheiro Geotécnico, contribui para que o produto final (Projeto de fundação) seja o mais adequado técnica e economicamente para o empreendimento em estudo. Portanto, ao se busca a minimização dos erros de projeto e de execução das fundações, evita-se a possibilidade de utilização de reforços estruturais que elevam os custos da obra e, que nem sempre são previstos.

Assim, a boa fundação é aquela que oferece a garantia da qualidade do projeto, da execução e do controle em sua implantação. Dessa forma, é definido o método construtivo tendo em vista a forma de execução, levando-se em conta a disponibilidade dos equipamentos e a segurança dos vizinhos. (ALONSO, 1991)

## 2 – Objetivo

O objetivo deste trabalho é realizar um estudo bibliográfico que caracterize os principais tipos de fundação, usualmente empregadas nos empreendimentos da construção civil, através da descrição de suas características mais importantes, e assim, obter um conjunto de informações que possam auxiliar o Engenheiro Civil a escolher o tipo mais viável e de possível implantação. Com base neste estudo, objetiva-se analisar e determinar os possíveis tipos de fundações que podem ser adotados na construção de um empreendimento real, levando-se em consideração a viabilidade técnica e econômica. Por fim, apresentar-se-á os resultados obtidos, seguidos de discussão e considerações finais acerca da opção empregada no empreendimento.

## 3 – Alguns Pressupostos Teóricos Acerca das Fundações

Os custos envolvidos nos processos de implantação dos elementos de fundação são variáveis. Segundo Milititsky et al (2008), dependendo das cargas a serem transferidas ao solo e das condições do subsolo, esses custos podem representar de 3 a 6% do custo total da obra. Já a escolha errônea de um determinado tipo de fundação pode causar vários problemas que muitas vezes não são avaliados e, com isso, provocam aumento do custo direto da obra, geram atrasos de cronogramas e podem prejudicar todas as etapas subsequentes da execução do empreendimento.

Caso ocorra aparecimento de patologias e necessidade de reforço da fundação, os custos destinados à etapa de reestruturação dos elementos de fundação podem assumir valores bem superiores aos previstos inicialmente (JÚNIOR, 2007). Além disso, a ineficácia dos elementos de fundação pode comprometer a imagem profissional dos envolvidos na elaboração do projeto e,

---

<sup>3</sup> Informações adquiridas em sala de aula e presentes nas notas de aula - UFMG.

até mesmo, levar à interdição da obra. Dessa forma, é fundamental que a escolha correta dos elementos de fundação seja feita a partir de uma análise técnica e econômica criteriosa levando em consideração as possíveis alternativas existentes no mercado.

A qualidade das fundações deve iniciar-se com a escolha da melhor solução técnica e econômica, passando pelo projeto executivo e finalizando com o controle da execução desse projeto. Na fase de execução podem ocorrer intervenções e modificações no projeto devido ao fato do solo não ser homogêneo, apresentar interferências enterradas, ocorrência de erros de locação, etc. Além disso, ao se pensar num projeto de fundações variáveis importantes, tais como as condições das edificações vizinhas à obra, a geotecnia local, a viabilidade executiva e existência de mão-de-obra especializada para a execução da solução definida, devem ser analisadas.

Os tipos de fundações existentes são classificados como diretas ou superficiais e indiretas ou profundas.

### 3.1 - Fundações Diretas ou Superficiais

De acordo com Júnior (2007, p.92) “desde que seja tecnicamente viável, a fundação direta é uma opção interessante, pois, para a sua execução, não é necessária a utilização de equipamentos e de mão-de-obra especializada, bastando para tanto a formação de equipe composta por serventes, carpinteiros e armadores. Isso torna a fundação direta atraente no que se refere ao aspecto econômico”.

As fundações diretas ou superficiais “são as que se apoiam logo abaixo da infra-estrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base” (ALONSO, 1983, p.1). A implantação da fundação direta se caracteriza quando a camada de suporte está próxima à superfície do solo (profundidade limitada a 3,0m) sem presença do nível de água<sup>4</sup>. Dessa forma, a fundação superficial deve ser considerada a primeira solução a ser analisada quando se inicia um estudo técnico e econômico para a escolha do tipo de fundação a ser adotado em um empreendimento.

Essas fundações podem ser classificadas como blocos, sapatas e radier.

#### 3.1.1 - Blocos

Os blocos são elementos de apoio construídos de concreto simples e caracterizados por uma altura relativamente grande, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão. São executados pela escavação do terreno e lançamento de concreto simples (não armado), podendo também ser utilizadas pedras de mão (concreto ciclópico), conforme se observa na Figura 1.

---

<sup>4</sup> Informações adquiridas em sala de aula e presentes nas notas de aula - UFMG.







**Figura 3** - Imagem de uma sapata isolada

Fonte: [www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp](http://www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp), Acesso junho 2014.

### 3.1.2.2 - Sapatas Corridas

São elementos contínuos que acompanham a linha das paredes, as quais lhes transmitem a carga por metro linear (BRITO, 1987). Para edificações cujas cargas não sejam muito grandes, como residência, pode-se utilizar alvenaria de tijolos. Caso contrário, ou ainda para profundidades maiores do que 1,0 m é mais adequado e econômico o uso do concreto armado. Exemplo desse tipo de sapata pode ser observado na Figura 4.



**Figura 4** – Imagem da execução de uma Sapata Corrida em concreto armado

Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

### 3.1.2.3 - Sapatas Associadas

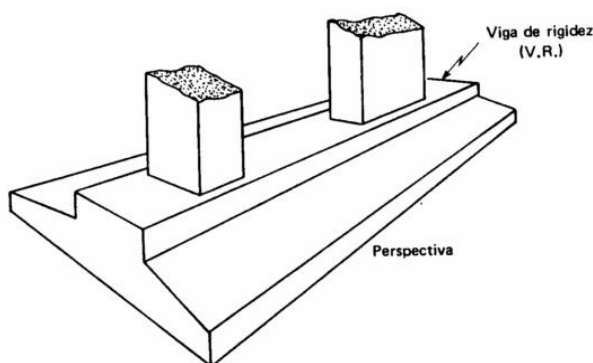
Um projeto econômico deve ser feito com o maior número possível de sapatas isoladas. No caso em que a proximidade entre dois ou mais pilares seja tal que as sapatas isoladas se superponham, deve-se executar uma sapata associada, conforme se observa na Figura 5.



**Figura 5** - Imagem de uma sapata associada em construção

Fonte: Fonte: [www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp](http://www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp), Acesso junho 2014.

A viga que une os dois pilares, conhecida como viga de rigidez, tem a função de permitir que a sapata trabalhe com tensão constante (BRITO, 1987). , uma imagem desse tipo de sapata pode ser observada através da Figura 6,

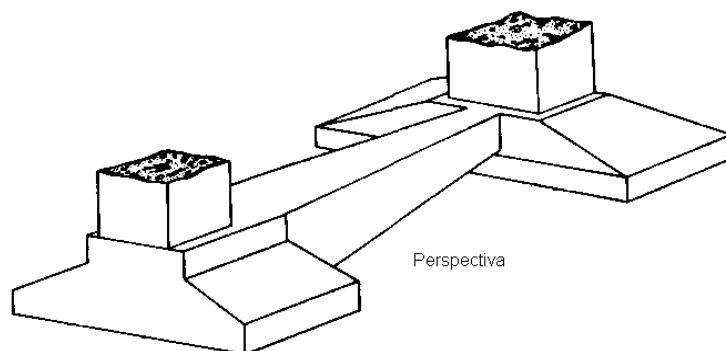


**Figura 6** – Imagem em perspectiva de sapata associada

Fonte: ALONSO, 1993, p. 5.

#### 3.1.2.4 - Sapatas Alavancadas

No caso de sapatas que recebem os pilares de divisa ou pilares próximos a obstáculos, onde não é possível fazer com que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de carga do pilar, cria-se uma viga alavanca, ligada entre duas sapatas, de modo que um pilar absorva o momento resultante da excentricidade da posição do outro pilar (BRITO,1987). Exemplo desse tipo de sapata pode ser verificado na Figura 7.

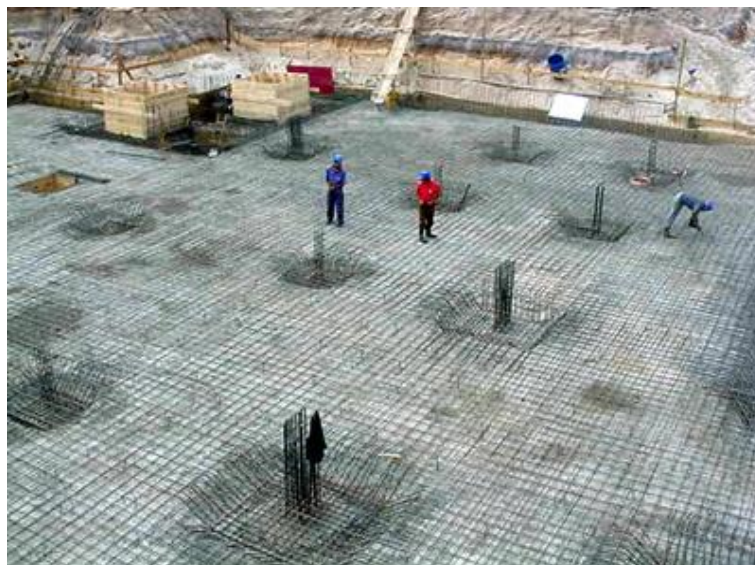


**Figura 7** – Imagem em perspectiva de sapatas alavancadas

Fonte: ALONSO, 1993, p. 8.

### 3.1.3 - Radier

A utilização de sapatas corridas é adequada economicamente enquanto sua área em relação à da edificação não ultrapasse 50%<sup>5</sup>. Caso contrário é mais vantajoso reunir todas as sapatas num só elemento de fundação denominado radier, conforme se observa na Figura 8. Este é executado em concreto armado, uma vez que, além de esforços de compressão, devem resistir a momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados, e ocasionalmente a pressões do lençol freático (necessidade de armadura negativa). O fato de o radier ser uma peça inteiriça pode lhe conferir uma alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais (BRITO,1987). Uma outra vantagem é que a sua execução cria uma plataforma de trabalho para os serviços posteriores. Em contrapartida, impõe-se a execução precoce de todos os serviços enterrados na área do radier (instalações hidro-sanitárias, elétrica subterrânea, entre outros), conforme se observa na Figura 9.



**Figura 8** – Imagem da confecção das armaduras no Radier

Fonte: <http://www.google.com.br/imagesfundacoesemradier>, Acesso junho 2014.



**Figura 9** – Imagem das instalações hidro-sanitárias e elétricas no radier

Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

<sup>5</sup> Informação obtida através de consulta a apostila de fundações da POLI-USP.

### 3.2 - Fundações Indiretas ou Profundas

Para as fundações indiretas ou profundas o comprimento do elemento de fundação tem uma influência maior que a seção. Essas fundações, que têm a função de transmitir as cargas da superestrutura para as camadas mais profundas do solo, podem ser de dois tipos: tubulões ou estacas.

De acordo com Hachich *et al* (1998) as estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias:

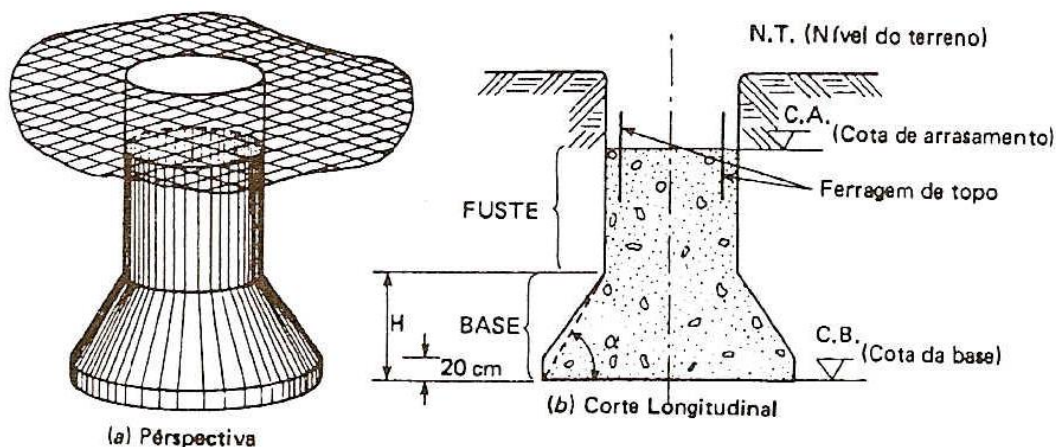
- Estacas de deslocamento: estacas que são introduzidas no terreno por algum processo que não promova a retirada de solo, como é o caso das estacas pré-moldadas de concreto armado, de aço, de madeira, estacas Franki, etc;
- Estacas escavadas: são aquelas executadas “*in loco*” através de perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a utilização de fluido estabilizante. Pode-se enquadrar nessa categoria as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, a tipo Strauss, as barretes, os estações, as hélices contínuas e as estacas injetadas.

A utilização deste tipo de fundação é dada a partir da consideração das razões técnicas e econômicas a ela concernentes. Assim o uso de estacas pode ser preferido quando a taxa admissível do terreno for inferior ao carregamento transmitido pela estrutura e quando a fundação direta ficar sujeita a ocorrência de recalque incompatível com a estrutura a ser construída.

#### 3.2.1 – Tubulões

Tubulões são fundações profundas, de grande porte, com seção circular e que apresentam a base alargada para que ocorra a transmissão da carga do pilar através de uma pressão compatível com as características do terreno de apoio. São tratadas como estacas escavadas moldadas “*in loco*”.

A escolha do tipo de tubulão pode ser feita levando-se em conta o tipo de solo a ser penetrado, a posição do nível de água, o custo e o prazo disponível para a execução das fundações. Os tipos mais comuns de fundações profundas em tubulões são os tubulões a céu aberto, Figura 10, e os tubulões sob ar comprimido.



**Figura 10** – Detalhe da geometria de um tubulão a céu aberto  
Fonte: HACHICH *et al.*, 1998, p. 400.

Os tubulões a céu aberto podem ser executados com escavação manual ou mecânica de um poço até que seja encontrado terreno firme de boa qualidade, onde será feito o alargamento da base objetivando-se a distribuição das cargas de maneira uniforme no terreno de apoio. (JÚNIOR, 2007)

Mesmo necessitando de mão-de-obra especializada o tubulão pode ser considerado uma solução interessante no que se refere ao aspecto econômico, uma vez que a escavação é extremamente barata e o preenchimento é feito com concreto simples (sem armação e sem formas) com baixo consumo de cimento.

Mas essas escavações podem sofrer reajustes quando o material escavado for composto de argila e silte de consistência rija a dura ou mesmo se existirem pedregulhos e/ou matacões no subsolo. Outro fator que pode fazer com que haja reajuste no preço de escavação é a ocorrência de água no subsolo.

Essa fundação é uma escolha técnica muito boa, porque possibilita a verificação “*in loco*” do solo de apoio e das dimensões finais da escavação do fuste e da base. Mas é importante considerar a viabilidade executiva desse tipo de fundação, com relação a desbarrancamentos, excesso de água, gases e matacões de grande porte que podem inviabilizar sua execução.

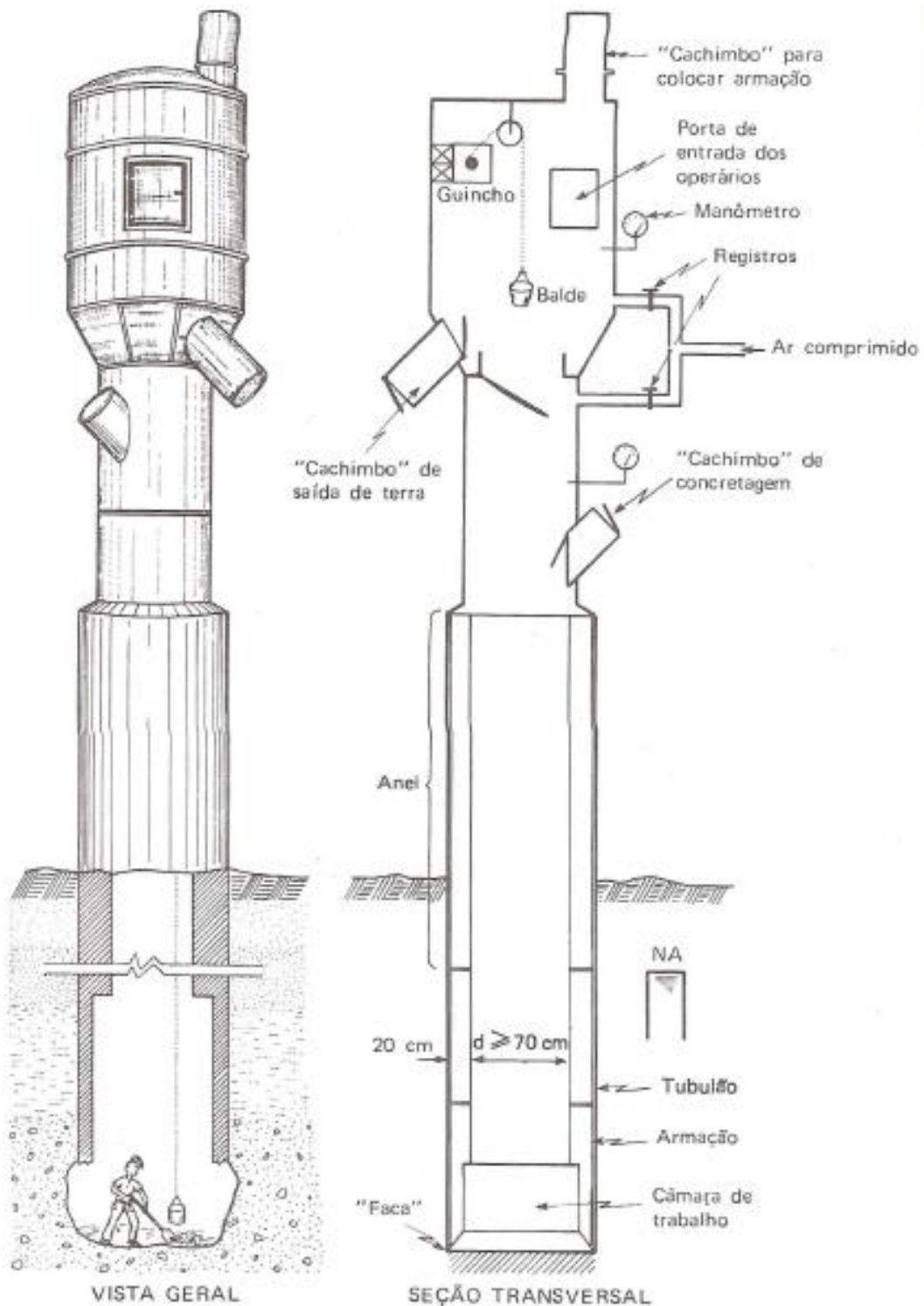
Os tubulões a céu aberto são normalmente executados acima do lençol freático, pois a escavação manual da base, ou mesmo do fuste, não pode ser realizada abaixo do nível da água. Embora possa ser feito o rebaixamento do lençol freático com a utilização de bombas, conforme Figura 11, problemas como o volume de água a esgotar e as forças de percolação prejudiciais à estabilidade das paredes podem ocorrer. Nesse caso, deve-se tomar cuidado especial, pois a escavação é sempre perigosa. Esses tubulões podem ser de três tipos:

- Sem contenção lateral: não utilizam nenhum escoramento lateral e, portanto o fuste e, em especial, a base, somente podem ser executados em solos que apresentam um mínimo de coesão capaz de garantir a estabilidade da escavação;
- Com contenção lateral parcial: estas contenções parciais têm da ordem de 2m e o solo é escorado antes de prosseguir a escavação. Estes revestimentos são geralmente recuperados.
- Com contenção lateral contínua: pode ser empregado revestimento metálico os quais são recuperados à medida que o concreto é lançado para o interior da escavação.



**Figura 11** - Imagem do esgotamento de água do tubulão a céu aberto utilizando bombas  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

Já o tubulão a ar comprimido ou pneumático, observado através da Figura 12, pode ser executado em terrenos com muita água. A função do ar comprimido é a de manter afastada da câmara de trabalho a água. São executados em concreto armado, possuindo camisa externa de aço ou de concreto integradas ao fuste. Esse sistema apresenta a desvantagem da alta periculosidade.



**Figura 12** – Detalhe da confecção do tubulão a ar comprimido  
 Fonte: ALONSO, 1993, p. 44.

Como as dimensões da base do tubulão são maiores que a do fuste, esta fundação trabalha por ponta, ou seja, toda a carga é absorvida pela base alargada do tubulão, de maneira que a carga resistida pelo fuste é desprezada.

Segundo o Hachich *et al* (1998) as vantagens das fundações do tipo tubulões podem ser listadas a seguir:

- Os custos de mobilização e de desmobilização são menores que os de bate-estacas e outros equipamentos, aspecto este muito importante para pequenas obras, nas quais este item representa uma parcela significativa dos custos totais;
- O processo construtivo produz vibrações e ruídos de muito baixa intensidade, o que é muito importante para obras urbanas próximas a edifícios;
- Os engenheiros de fundações podem observar e classificar o solo retirado durante a escavação e compará-lo às condições de subsolo previstas no projeto;
- O diâmetro e o comprimento dos tubulões podem ser modificados durante a escavação para compensar condições de subsolo diferentes das previstas;
- As escavações podem atravessar solos com pedras e matacões, especialmente para grandes diâmetros, sendo possível até penetrar em vários tipos de rocha;
- Regra geral é possível apoiar cada pilar em fuste único, em lugar de diversas estacas, eliminando a necessidade de bloco de coroamento.

Os tubulões são construídos para transferir ao solo cargas verticais de compressão ou tração e cargas horizontais.

O dimensionamento do tubulão baseia-se na determinação dos valores da profundidade, diâmetro do fuste e diâmetro da base, feito por tentativas de modo que seja o mais econômico possível.

### 3.2.2 – Estacas

Segundo Júnior (2007, p. 124), as estacas são elementos esbeltos, implantados no solo por meio de percussão ou pela prévia perfuração do solo com posterior concretagem, podendo, dessa forma, serem classificadas estacas cravadas e estacas escavadas. Outra forma, mais usual, de se classificar as estacas é separá-las em dois grupos mostrados a seguir:

- Premoldadas: madeira, aço e concreto;
- Moldadas “*in loco*”: broca mecânica, Strauss, Franki, Hélice Contínua, Raiz, Barrete e estacão;

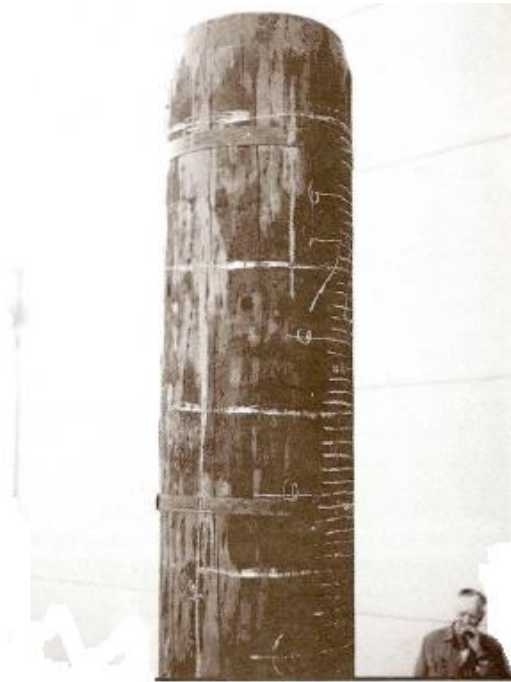
#### 3.2.2.1 - Premoldadas

##### 3.2.2.1.1 – Madeira

As estacas mais antigas conhecidas são as de madeira, que foram utilizadas na construção de palafitas desde a pré-história. Estas estacas são formadas por troncos de árvores retos, conforme se observa na Figura 13, e cravadas no solo com o auxílio de bate-estacas de pequenas dimensões e martelos leves. Antes da difusão da utilização do concreto, elas eram empregadas quando a camada de apoio se encontrava em grandes profundidades. Para a sua utilização é

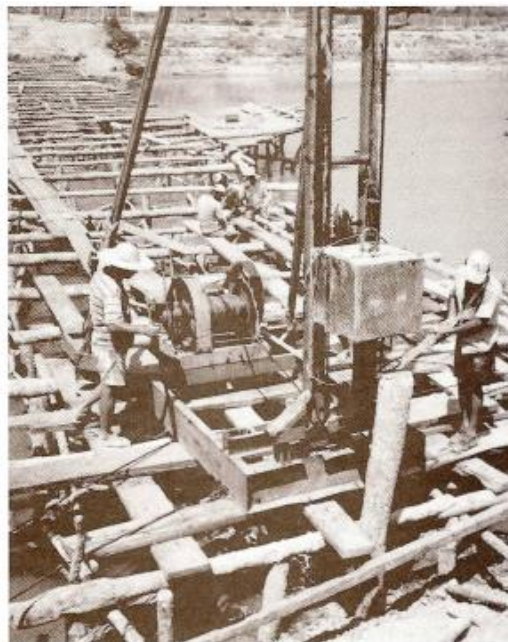


necessário que elas fiquem totalmente abaixo do nível de água (submersas) ou totalmente acima. Sendo assim, é importante garantir que o nível de água não irá variar ao longo de sua vida útil.



**Figura 13** – Imagem de uma estaca de madeira com proteção de anel de aço  
Fonte: HACHICH *et al.*, 1998, p. 374.

Atualmente utilizam-se estacas de madeira para execução de obras provisórias, principalmente em obras marítimas e pontes, conforme Figura 14. Os tipos de madeira usualmente empregados são: eucalipto, aroeira, ipê e guarantã.



**Figura 14** - Estaca de madeira empregada no escoramento da estrutura de uma ponte de concreto  
Fonte: HACHICH *et al.*, 1998, p. 374.

As madeiras devem possuir durabilidade e resistência ao choque como qualidades a serem consideradas. As vantagens observadas no uso desse tipo de estaca são: baixo preço, fácil realização de emenda, boa resistência aos esforços dinâmicos de cravação, resistente aos esforços de levantamento e transporte. Já as desvantagens verificadas para estacas de madeira são: difícil tarefa de encontrar árvores retilíneas e compridas, limitação de carga, comprimento, causam vibração ao ser cravada, pode quebrar ao encontrar matacões durante a cravação.

### 3.2.2.1.2 - Aço

De acordo com Júnior (2007, p. 148 e 149), os perfis de aço são muito utilizados nas obras de solos que envolvem contenções e fundações, devido, basicamente, aos seguintes itens:

- Garantia da aplicação de material com excelente qualidade e com grande resistência estrutural, apesar de suas dimensões relativamente pequenas;
- Existência no mercado de grande número de formatos geométricos e bitolas, possibilitando a otimização entre as cargas atuantes e as cargas resistentes;
- Maior facilidade de manipulação devido ao pequeno peso das peças quando comparado como os elementos pré-moldados de concreto;
- Minimização das perdas devido à inexistência de quebras e viabilidade de se emendar as sobras;
- Inexistência de vibração quando se utiliza a implantação dos perfis por meio de percussão ou através de técnicas modernas, como perfurações com equipamentos rotativos tais como hélice contínua, aliados à substituição das gaiolas de armação por uma peça estrutural de aço, com a conseqüente diminuição de mão-de-obra e agilização dos serviços.

Assim é possível utilizar os perfis estruturais de aço com a máxima eficiência dos elementos.

Uma das vantagens dessa fundação é o fato de atingirem profundidades maiores que as estacas pré-moldadas de concreto, o que proporcionam uma capacidade de carga maior. Isso ocorre porque resistem bem à percussão.

Com relação ao aspecto geotécnico, as estacas metálicas são bastante utilizadas onde há a ocorrência de solos residuais<sup>6</sup>, pois nesse tipo de solo a profundidade das estacas não é constante, o que favorece a ocorrência de perdas por sobra e quebra da estaca caso se opte pela utilização de estacas de concreto armado. Quando o solo é sedimentar<sup>7</sup> e há necessidade de se ultrapassar horizontes de argilas duras, areias compactas ou pedregulhos, o uso de estacas metálicas também é opção interessante, pois possuem uma capacidade maior de penetração e sofrem menos desgaste, quando comparados as de madeira e concreto.

Antigamente, devido a problemas econômicos, para as fundações metálicas utilizavam-se trilhos provenientes de linhas de trem ou tubulações velhas vendidas no mercado. Algumas das principais desvantagens desse procedimento podem ser listadas a seguir:

---

<sup>6</sup> Solos residuais são os solos produzidos pela desagregação das rochas. Recebem o nome de residuais ou “*in situ*” por terem sido formados no mesmo local onde se encontram.

<sup>7</sup> Solos sedimentares são os solos provenientes da erosão, transporte e deposição de solos pré-existentes.

- Baixa carga estrutural que esses elementos possuíam, uma vez que eram utilizados até o limite de sua fadiga;
- Para se utilizar trilhos há a necessidade da composição de 2 ou 3 trilhos soldados longitudinalmente para a formação de uma estaca com capacidade de carga maior, aumentando assim os custos;
- Como o mercado oferece tubos de diâmetro pequeno há a necessidade de se colocar um número maior de estacas por pilar;

Hoje é possível a obtenção de estacas metálicas compostas por uma única peça (seção “I” ou “H”) e com dimensões e cargas variáveis, de acordo com a necessidade de cada obra, Figura 15 e Figura 16.



**Figura 15** – Imagem da cravação de uma cortina formada por estacas metálicas  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.



**Figura 16** – Imagem de uma estaca metálica se seção I, após ser cravada  
Fonte: Arquivo pessoal, 2013.

Mesmo com as melhorias do material das estacas metálicas, no que se refere à qualidade, deve-se considerar nesses elementos o efeito da corrosão que está condicionado aos seguintes fatores:

- Granulometria do solo: geralmente em solos aerados a velocidade de corrosão é menor do que nos solos pouco aerados.
- Profundidade: de acordo com a profundidade, pode ocorrer uma potencialização da corrosão, devido às diferenças de concentrações de oxigênio;
- Características químicas dos solos: solos com elementos químicos alcalinos (sódio, potássio, cálcio e magnésio) ou com elementos ácidos (carbonatos, cloretos, nitratos e sulfatos) aceleram o processo de corrosão;
- Acidez no solo: solos com potencial hidrogeniônico<sup>8</sup> menor do que 4 causam corrosão severa na maioria dos metais enterrados;

### 3.2.2.1.3 – Concreto

Júnior (2007) relata que as estacas premoldadas de concreto possuem um rigoroso controle de qualidade na sua fabricação e na sua cravação e, por isso, são uma excelente opção de fundação. Essas estacas são fabricadas em concreto protendido e em concreto armado.

As estacas de concreto armadas são disponibilizadas no formato quadrado, circular ou sextavado e pode apresentar seção cheia ou vazada, conforme Figura 17, e que nesse caso, permitem sua inspeção após a cravação.



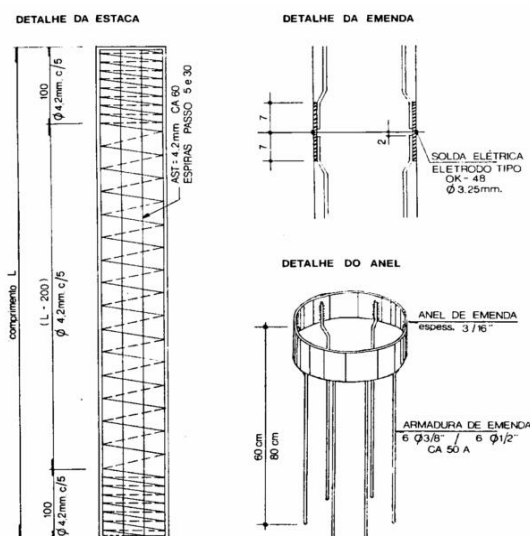
**Figura 17** – Imagem de um conjunto de estaca premoldadas de concreto apresentando seção vazada  
Fonte: Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

Com relação aos comprimentos dessas estacas, estes variam de 4m a 12m. Assim, para se atingir um comprimento maior que 12m as estacas são emendadas por meio da união soldada de dois

---

<sup>8</sup> Potencial hidrogeniônico é um índice que indica a acidez, neutralidade ou alcalinidade do solo.

anéis previamente fundidos ou pela utilização de luvas de aço, de acordo com o detalhe da Figura 18.



**Figura 18** – Detalhe da Estaca pré-moldada de concreto e da realização das emendas  
Fonte: Apostila tecnologia da construção de edifícios, POLIUSP, 2002, p. 16.

Mesmo esse tipo de fundação, que apresenta custos competitivos e severo controle de qualidade, apresenta algumas desvantagens, tais como sobras e/ou quebras da estaca, que geram perdas significativas, vibrações e ruídos em excesso durante a execução da cravação, baixa produtividade, entre outros.

As estacas devem ser fornecidas sem sinais de falhas de concretagem ou emendas de antigas trincas. A cravação no solo é feita por meio de percussão de um martelo, que pode ser de queda livre, a explosão ou hidráulico.

O processo de cravação mais observado é o dinâmico, que utiliza um equipamento denominado Bate-Estacas. Esse equipamento possui um martelo de queda livre que insere a estaca no solo por meio de golpes. A Figura 19 retrata um modelo usual de bate-estacas.



**Figura 19** – Imagem de um bate-estaca que utiliza martelo de queda livre  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

Este tipo de cravação promove um elevado nível de vibração, que pode gerar problemas nas edificações próximas ao local. O processo de cravação é interrompido a partir do momento em que a estaca passa a penetrar no terreno, sob a ação de certo número de golpes, um comprimento pré-fixado em projeto, denominado “nega”<sup>9</sup>. Em campo, tira-se a “nega” da estaca através da média de comprimentos cravados baseado nos últimos 10 golpes do martelo.

No processo de cravação deve-se ter cuidado com a altura de queda do martelo, cuja altura ideal está entre 1,5 a 2,0 m, a fim de não causar danos à cabeça da estaca e fissuração da mesma. Também não se deve esquecer de usar o coxim de madeira e o capacete metálico, Figura 20, para proteger a cabeça da estaca contra o impacto do martelo.



**Figura 20** – Imagem de um capacete metálico utilizado na proteção da cabeça das estacas  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

A vantagem destas estacas é que elas podem ser cravadas abaixo do nível de água e sua aplicação, geralmente empregada em obras de pequeno a médio porte, atende a obras com cargas muito leves a muito pesadas.

### 3.2.2.2 - Moldadas “in loco”

#### 3.2.2.2.1 - Estacas a Trado

Essas estacas são escavadas a trado mecânico ou manual e concentradas lançando-se concreto no interior da escavação.

A execução das estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal é feita através de torres metálicas, apoiadas em chassis metálicos ou acopladas a caminhões. São utilizados guinchos, conjunto de tração e haste de perfuração, que pode ser helicoidal ou constituída de trados em sua extremidade.

---

<sup>9</sup> Nega é a medida da penetração permanente da estaca no solo causada pela aplicação de dez golpes do martelo. É uma medida dinâmica e indireta da capacidade de carga da estaca.

Já as estacas tipo broca, geralmente são escavadas de forma manual empregando o trado tipo concha e acima do nível de água, conforme Figura 21.



**Figura 21** – Imagem de execução de estacas tipo broca empregando trado manual  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

Essa perfuração manual limita a utilização desta estaca a pequenas cargas devido a pequena profundidade que se atinge e também pela falta de garantia da verticalidade do furo.

O processo executivo segue os seguintes passos:

- Perfuração;
- Colocação da armadura, se essa estaca for armada;
- Concretagem;
- Colocação dos ferros de espera.

O concreto utilizado deve possuir uma resistência característica ( $f_{ck}$ ) maior do que  $150 \text{ kgf/cm}^2$  e um SLUMP<sup>10</sup> mais ou menos próximo de 12. As estacas a trado possuem como vantagens custo baixo em relação às outras estacas e elevada produtividade quando se utiliza trado mecânico. Já as desvantagens e/ou limitações que se podem observar nesse tipo de fundação são a não possibilidade de execução abaixo do nível de água, a não possibilidade de execução em solos não coesivos (areia), são limitadas a baixas profundidades e são econômicas para obras consideradas muito leves a médias.

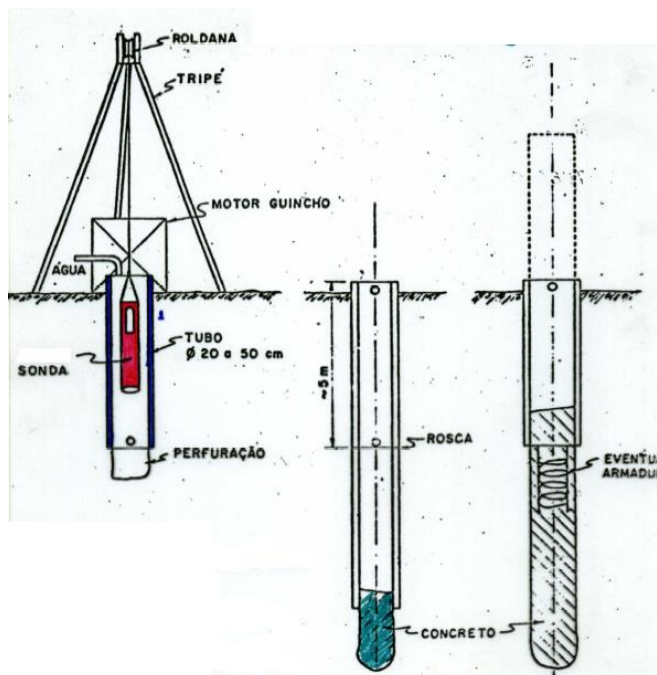
---

<sup>10</sup> Slump ou ensaio de abatimento do concreto – Ensaio utilizado para verificar a consistência do concreto.

### 3.2.2.2.2 - Estaca STRAUSS

Inicialmente as estacas tipo Strauss foram apresentadas como opção às estacas pré-moldadas cravadas por percussão pelo desconforto causado pelo processo de cravação, quer quanto à vibração ou quanto ao ruído (HACHICH *et al* , 1998).

“As estacas moldadas no local, tipo Straus, são executadas com revestimento metálico recuperável, de ponta aberta, para permitir a escavação de solo que é feita com o auxílio de uma sonda” (JÚNIOR, 2007, p. 199). Detalhes do processo de execução e equipamentos podem ser visualizados através da Figura 22.



**Figura 22** – Detalhe ilustrativo da execução das Estacas Strauss  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

A estaca Strauss pode ser empregada em locais confinados ou terrenos acidentados devido à simplicidade do equipamento utilizado. Sua execução não causa vibrações, evitando problemas com edificações vizinhas e o seu custo de execução é baixo em relação às demais estacas (exceto estaca a trado). Em geral as estacas Strauss possuem capacidade de carga menor que a das estacas Franki e pré-moldadas de concreto. Elas não podem ser executadas através de solos muito permeáveis, situados abaixo do nível de água, devido à dificuldade para se esgotar a água. A sua execução não é recomendada para solos de argilas muito moles saturadas e areias submersas devido ao risco de seccionamento da estaca. São econômicas para obras muito leves a médias, mas sua profundidade é limitada a  $\pm 20$  metros.

O processo de execução desse tipo de estaca se inicia com a abertura de um furo no terreno, utilizando o soquete, até a profundidade de 1 a 2 metros para que esse furo sirva de guia para a introdução do primeiro tubo dentado na extremidade inferior denominado “coroa”. Em seguida substitui-se o soquete pela sonda de percussão, Figura 23, que por meio de golpes e com o auxílio de água, permite a retirada do solo no interior da tubulação e abaixo da coroa.

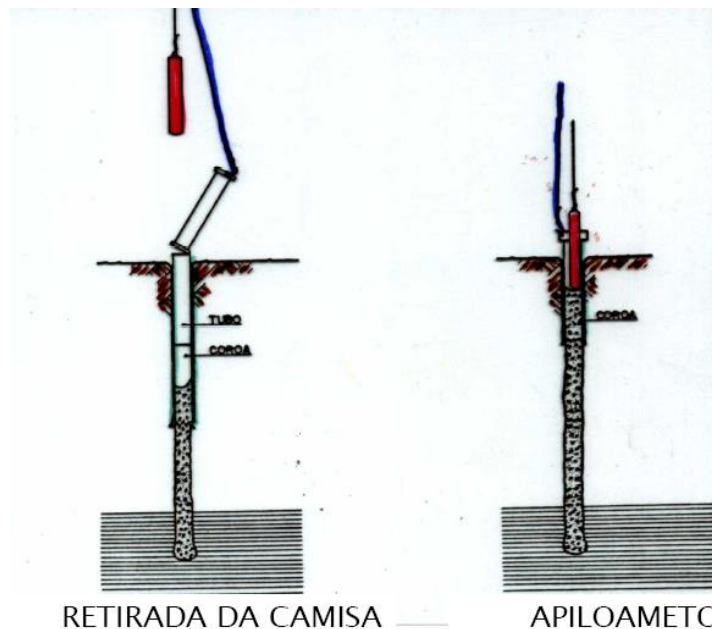




**Figura 23** – Imagem da sonda de percussão na confecção da Estaca Strauss  
 Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

De acordo com a descida do tubo metálico, quando necessário é rosqueado o tubo seguinte, e assim por diante, até que se alcance o comprimento de estaca considerado suficiente para garantir o suporte da carga ou atinja uma camada de solo resistente.

Para concretagem, lança-se concreto no tubo até se obter uma coluna de 1,0 m e compacta o material com o soquete, formando uma base alargada na ponta da estaca. Para formar o fuste, o concreto é lançado na tubulação e apiloado<sup>11</sup>, enquanto que as camisas metálicas são retiradas com o guincho manual, conforme se observa na Figura 24.



**Figura 24** – Detalhe da retirada das camisas de aço e apiloamento do concreto na execução da Estaca Strauss  
 Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

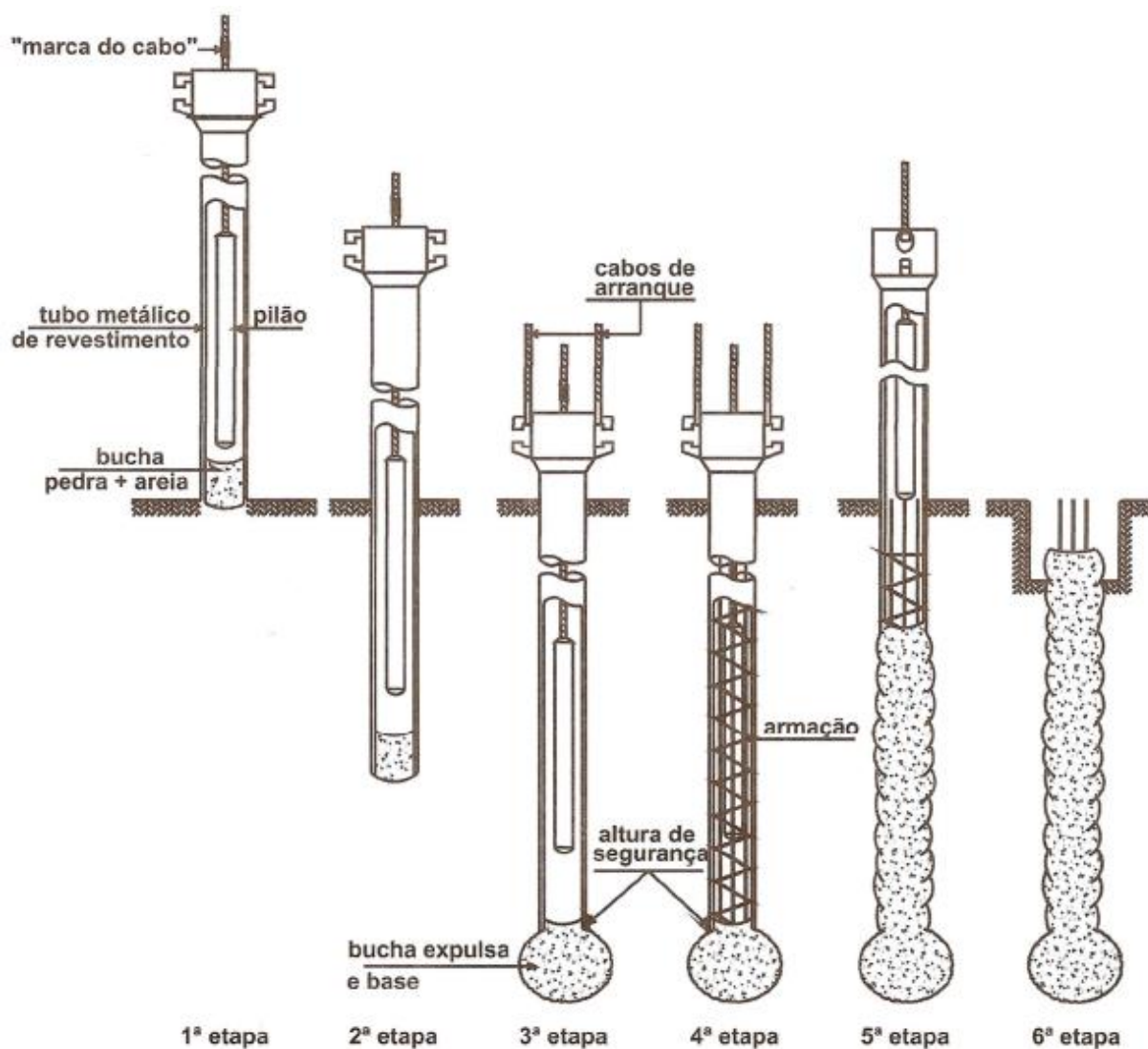
<sup>11</sup> Apiloado: Mesmo que compactado, empregando o uso de um pilão.

A concretagem é feita até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca. Após esta etapa, coloca-se barras de aço de espera para ligação com blocos e baldrames na extremidade superior da estaca. Finalmente, remove-se o concreto excedente acima da cota de arrasamento, quebrando-se a cabeça da estaca com ponteiros metálicos.

Se a estaca for armada coloca-se a armadura no interior do revestimento. Para a concretagem é utilizado concreto dosado na própria obra com um consumo mínimo de cimento  $350 \text{ kg/m}^3$ . E em seguida retira-se o revestimento com o equipamento.

### 3.2.2.2.3 - Estaca FRANKI

São estacas armadas concretadas empregando concreto seco apilado e dotada de base alargada. O tubo de revestimento recuperável é cravado sem retirada de terra, pelo processo denominado bucha-seca, Figura 25.



**Figura 25** – Detalhe da sequência executiva de uma estaca tipo Franki

Fonte: JÚNIOR, 2007, p. 181.

Essas estacas são moldadas “*in loco*” por meio da cravação dinâmica de um tubo munido de bucha composta de areia e pedra, implantada na sua ponta inferior (JÚNIOR, 2007). A verificação da existência de solo com boa capacidade de suporte é feita com aferição das negas e energia de cravação.

Após a cravação e confirmados o comprimento e a nega do tubo realiza-se a expulsão da bucha e injeção de concreto abaixo da ponta do tubo de revestimento. É feito o apiloamento do fundo para formação de uma base esférica com dimensões maiores do que o fuste da estaca. Implanta-se a armação da estaca e inicia-se a concretagem com apiloamento constante do concreto e a retirada simultânea do tubo de revestimento, sempre deixando um mínimo de concreto na parte interna do tubo.

As vantagens observadas nesse tipo de estaca são: possui a base alargada, possibilidade de cravação através de camadas compactas de pedregulhos e/ou matacões, pode ser executada com inclinação 15°, atendem a obras muito leves a muito pesadas, provocam uma alta capacidade de carga. Já as desvantagens e/ou limitações das estacas FRANKI são: o processo executivo produz vibrações que causam desconforto e às vezes danos a vizinhos, não devem ser executadas através de solos moles saturados devido a riscos de seccionamento da estaca, possui baixa produtividade, seu comprimento máximo fica em torno de  $\pm 25$  metros.

De acordo com Hachich *et al* (1998), algumas características do método executivo que a diferencia dos demais tipos de estacas são:

- A cravação com ponta fechada isola o tubo de revestimento da água do subsolo, o que não acontece com outros tipos de estaca executados com ponta aberta;
- A base alargada dá maior resistência de ponta que todos os outros tipos de estacas;
- O apiloamento da base compacta solos arenosos e aumenta seu diâmetro em todas as direções aumentando a resistência de ponta da estaca. Nos solos argilosos o apiloamento da base expulsa a água da argila, que é absorvida pelo concreto seco da mesma, consolidando e reforçando seu entorno;
- O apiloamento do concreto contra o solo para formar o fuste da estaca compacta o solo e aumenta o atrito lateral;
- O comprimento da estaca pode ser facilmente ajustado durante a cravação.

#### 3.2.2.2.4 - Estaca Hélice Contínua

As estacas Hélice Contínua são estacas executadas através da introdução de um trado helicoidal contínuo, no terreno, até a profundidade projetada e concretadas bombeando-se o concreto através do núcleo central do tubo do trado, simultaneamente enquanto prossegue a sua retirada. São chamadas também de estacas rotativas e executadas com o comprimento estritamente necessário para o suporte da carga.

“Desenvolvida nos EUA e difundida em toda Europa e Japão na década de 80, a estaca hélice contínua foi executada pela primeira vez no Brasil em 1987 com equipamentos aqui desenvolvidos, montados sob guindastes de esteiras, com torque de 35 kN e diâmetros de hélice de 275 mm, 350 mm e 425 mm, que permitiam executar estacas de até 15 m de profundidade” (HACHICH *et al* , 1998, p. 345).

A partir da metade da década de 90 os equipamentos importados da Europa aumentaram as alternativas de torque, diâmetro de hélice e a capacidade para executar estacas até a profundidade de 24 m.

Segundo Júnior (2007) este tipo de estaca tem conquistado o mercado de fundações devido às inúmeras vantagens que elas apresentam sobre as outras estacas, tais como grande velocidade de execução, ausência de vibrações e ruídos excessivos.

“Além destas vantagens técnicas, as estacas Hélice Contínua têm os custos de mão de obra muito competitivos, sendo que o seu principal problema é a impossibilidade de controle de arrasamento das estacas e perdas excessivas de concreto que giram em torno de 20%” (JÚNIOR, 2007, p.161).

Conforme Figura 26, a estaca hélice contínua é executada empregando máquinas perfuratrizes equipadas com trado contínuo que apresentam comprimento variando entre 18 e 30 metros.



**Figura 26** – Equipamento utilizado na execução da estaca Hélice Contínua  
Fonte: [www.meksol.com.br/servicos\\_02.htm](http://www.meksol.com.br/servicos_02.htm), Acesso junho 2014.

As fases de execução da estaca hélice contínua segue a seguinte seqüência:

- **Perfuração:** o trado é introduzido no solo por meio de sua rotação e pelo peso próprio até a profundidade especificada no projeto pelo engenheiro de fundações com o auxílio dos perfis de sondagem, já executados em etapas anteriores do processo de construção. Como as estacas hélice contínua não permitem alívio do solo durante as etapas de escavação e concretagem podem ser executadas tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não de água subterrânea.
- **Concretagem:** depois de se atingir a profundidade desejada o concreto é bombeado através do tubo central e a hélice é extraída do terreno sem girar, ou girando lentamente no sentido da perfuração. A velocidade de subida do trado e a pressão de bombeamento do concreto são controladas de forma que este preencha os vazios causados pela extração da hélice. O concreto utilizado na concretagem apresenta resistência característica  $f_{ck}$  de 20 MPa, sendo composto de areia, pedrisco e cimento. O consumo de cimento empregado no concreto encontra-se entre 380 e 450 kg/m<sup>3</sup>, sendo facultativa a utilização de aditivos. Além disso, o concreto deve apresentar o abatimento é de  $22 \pm 2$  cm. A estaca pode ser preenchida com concreto até a superfície de trabalho ou até a cota de

arrasamento abaixo da superfície do terreno. A hélice pode ser limpa manualmente, por limpador de acionamento hidráulico ou mecânico acoplado ao equipamento.

- **Colocação da armação:** a colocação da armação é feita após a concretagem. A introdução dessa armação, em forma de gaiola (Figura 27), é feita por gravidade ou com o auxílio de um pilão de pequena carga ou vibrador. Considera-se uma armação de  $\pm 2$  metros de comprimento no topo da estaca que é submetida a esforços de compressão. Já para as estacas submetidas a esforços transversais ou de tração a armação deve possuir um comprimento maior. Para se evitar deformação desta armação longa, durante sua introdução no fuste da estaca, as gaiolas devem ser formadas por barras de diâmetro maiores e estribos, em forma de espiral, soldados na armação longitudinal.



**Figura 27** – Detalhe das armaduras empregadas nas estacas hélice contínua  
Fonte: JÚNIOR, 2007, p. 164.

- **Controle de qualidade:** a estaca hélice contínua é monitorada através de um computador de bordo, visualizado na Figura 28, que apresenta como dados de saída, durante a perfuração, a inclinação do trado nas duas direções, a rotação e o torque para a introdução do trado, a velocidade de avanço e a profundidade do trado. São apresentados também os dados durante a concretagem, que mostram a profundidade da ponta do trado, a pressão do concreto no topo do trado, o volume de concreto injetado (total e parcial), o consumo de concreto pontual e total da estaca, a velocidade de subida do trado e o perfil estimado da estaca. Para o controle de qualidade o computador de bordo deverá ser alimentado com dados específicos da estaca e da bomba de concreto.



**Figura 28** – Equipamento utilizado no monitoramento durante a execução da estaca hélice contínua  
Fonte: Notas de aula disciplina TEC I, UFMG, 2008.

Estas estacas apresentam como vantagens alta produtividade, adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno, não geram vibrações típicas dos equipamentos à percussão, não geram detritos poluídos por lama bentonítica e podem ser executadas para atender a obras que apresentem cargas muito leves a muito pesadas. Já as desvantagens e/ou limitação desse tipo de fundação são:

- Execução limitada a uma profundidade máxima de  $\pm 30$  metros;
- Em virtude do porte do equipamento as áreas de trabalho devem ser planas e de fácil movimentação;
- Nas proximidades do local de trabalho deve possuir central de concreto;
- Na obra deve-se ter uma pá carregadeira para efetuar a limpeza e remoção do material extraído;
- Para compensar a mobilização dos equipamentos até a obra é necessário um número mínimo de estacas.

### 3.2.2.5 - Estaca Escavada com Lama Bentonítica

Essas estacas são escavadas com presença de lama bentonítica e concretadas lançando-se concreto plástico através de tubo tremonha (concretagem submersa).

“A utilização de lamas nas perfurações, para melhorar as condições de estabilidade e auxiliar na remoção dos detritos, data de muito tempo (Egípcios 3000 A.C., Chineses 1500 A.C., M. Fauvelle, 1845, Chappmam, 1887 etc). Entretanto, foi com a indústria do petróleo, a partir de 1900, que esta técnica, utilizando lamas bentoníticas, teve grande desenvolvimento. A lama bentonítica permitia e permite até hoje a perfuração de poços profundos sem desmoronamentos, substituindo os tubos de revestimento impossíveis de serem utilizados dada a profundidade das perfurações” (HACHICH *et al* , 1998, p. 348).

Conforme Júnior (2007), as estacas escavadas com lama bentonítica são utilizadas normalmente em obras pesadas onde à utilização de uma estaca que absorva grandes carregamentos passa a ser vantajosa, levando em consideração os aspectos técnico e econômico.

As estacas escavadas com lama bentonítica podem ser de executadas de duas formas:

- Estacas barretes: possui seção retangular e é executada por escavação com guindaste acoplado com "clamshell" acionada a cabo ou hidráulicamente, conforme Figura 29;



**Figura 29** – Imagem do maquinário empregado na execução das estacas barretes

Fonte: [www.geofix.com.br/site2010/servicos/estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barrete/introducao.html](http://www.geofix.com.br/site2010/servicos/estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barrete/introducao.html), Acesso junho 2014.

- Estação: possui seção circular e é executada por escavação mecânica com equipamento rotativo e caçambas, conforme Figura 30.



**Figura 30** - Imagem do maquinário empregado na execução dos estações

Fonte: [www.geofix.com.br/site2010/servicos/estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barrete/introducao.html](http://www.geofix.com.br/site2010/servicos/estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barrete/introducao.html), Acesso junho 2014.

A lama bentonítica é constituída de água e bentonita<sup>12</sup>. Essa lama é considerada um material tixotrópico<sup>13</sup>, sendo que em repouso é gelatinosa com ação anti-infiltrante e quando agitada se fluidifica. A estabilização da escavação ocorre quando a pressão no interior é maior que a externa exercida pelo lençol freático e a granulometria do terreno impede a dispersão da lama. Essa lama forma uma película impermeável sobre as paredes da vala denominada “cake”, não necessitando assim de revestimentos. A obtenção da viscosidade e densidade necessária dessa lama é feita em uma central de acordo com um controle de qualidade (NBR 6122, 1996).

A execução desse tipo de estaca pode ser feita nas seguintes etapas básicas:

- **Escavação:** para a execução das estacas tipo barrete é necessário à colocação de uma mureta-guia de concreto armado com dimensões internas maiores que o “clamshell”. A profundidade que a estaca barrete atinge depende do comprimento do cabo que sustenta o “clamshell”, podendo chegar a 80 metros. Já os estações não precisam de mureta-guia, bastando apenas de uma camisa metálica que é removida após a concretagem da estaca, chegando até a profundidade de 60 metros. A escavação é completamente preenchida com lama bentonítica. Essa lama pode ser reaproveitada misturando-a com lama nova, mas de tempos em tempos essa lama vai perder eficiência devendo-se trocá-la.
- **Colocação da armadura (quando necessária):** para tornar as armaduras longitudinais mais rígidas, as armações são montadas com formato de gaiolas com os estribos amarrados e soldados nas armaduras. São colocadas após a escavação e devem possibilitar a passagem do concreto e a instalação do tubo tremonha no seu interior. Para evitar a movimentação da gaiola durante a concretagem, esta deve ser fixada nas muretas-guia.
- **Concretagem submersa:** a concretagem, Figura 31, é feita com a instalação do tubo tremonha até o fundo da estaca e com o lançamento do concreto no funil existente no

<sup>12</sup> Bentonita é uma argila da família das montmorilonita encontradas em depósitos naturais.

<sup>13</sup> Material tixotrópico é aquele que em dispersão muda seu estado físico por efeito da agitação.

topo. Como o concreto é mais denso que a lama, acaba preenchendo a estaca de baixo para cima expulsando a lama. Na superfície da estaca pode ocorrer a formação de borra de concreto que deve ser removida até se atingir o concreto sem impurezas.



**Figura 31** – Imagem da execução de uma concretagem submersa

Fonte: [www.brasfond.com.br/site2006/galerias/barrete/05.jpg](http://www.brasfond.com.br/site2006/galerias/barrete/05.jpg), Acesso junho 2014.

Os fatores que afetam a escavação de um estacão ou barrete dependem das condições do subsolo como permeabilidade, presença de matacões ou camadas duras e do nível do lençol freático.

A qualidade da escavação está intimamente ligada à qualidade da lama e a conservação dos equipamentos, que influencia diretamente a qualidade da escavação, no que diz respeito à verticalidade.

Para a correta escolha e dimensionamento dos equipamentos deve ser verificada a localização da obra e as condições do canteiro tais como o tipo fluxo de trânsito na região, a existência de fundações antigas, a topografia do terreno, as condições de suporte do terreno tendo em vista o peso dos equipamentos e dos caminhões de concreto.

Essas estacas podem apresentar as seguintes vantagens:

- Podem ser executadas abaixo do nível de água;
- São de rápida execução;
- Não produzem vibrações e não afetam a vizinhança;
- Podem atingir grandes profundidades de aproximadamente 80 metros;
- São econômicas para obras com cargas pesadas a muito pesadas;
- Podem ser executadas através de camadas resistentes de pedregulhos compactados ou matacões com a utilização de martelo de fundo.

Já as desvantagens e/ou limitações para este tipo de fundação são:

- Elas podem ser consideradas uma solução anti-econômica para obras com cargas leves a médias;
- Há necessidade de local nas proximidades para a deposição de solo escavado;



- A água subterrânea pode reduzir a capacidade de carga da estaca causando dano ao concreto;
- Pode ocorrer o estrangulamento da seção da estaca quando essa fundação for feita em solo compressível.

#### 3.2.2.2.6 - Estacas Injetadas

São estacas perfuradas por processo rotativo com circulação de água, armadas ou tubadas e preenchidas com calda de cimento ou argamassa. Possuem pequeno diâmetro e são concretada “*in loco*” com perfuração vertical ou inclinada, utilizando preferencialmente revestimento ao longo de todo o furo para garantir a integridade de seu fuste. Essas estacas podem ser de dois tipos:

##### Estacas Raiz

“São estacas moldadas “*in loco*”, executadas através de perfuratrizes rotativas e/ou percussivas, preferencialmente utilizando revestimento ao longo de todo o furo, de modo a garantir a integridade de seu fuste. Após a sua perfuração a estaca é armada e preenchida com argamassa fluida.” (JÚNIOR, 2007, p. 191). Na Figura 32 pode-se observar o processo de perfuração empregado nesse tipo de estaca.



**Figura 32** – Equipamento empregado na perfuração da Estaca Raiz  
Fonte: [www.exatafundacoes.com.br/serv\\_er.php](http://www.exatafundacoes.com.br/serv_er.php), Acesso junho 2014.

De acordo com Júnior (2007), a estaca raiz é executada em três etapas distintas, que são:

- **Perfuração:** nesta etapa introduz-se no solo, por meio de rotação imposta por uma perfuratriz, uma tubulação munida na ponta de uma coroa mais larga que o diâmetro externo do tubo, formando a composição de revestimento. O material escavado pela perfuratriz é eliminado pela circulação de água injetada com pressão na parte interna da tubulação e que retorna pelo espaço existente entre a parede externa do tubo e a parede da escavação. Após o preenchimento com argamassa e instalação da armação a tubulação que reveste a estaca é retirada. Quando ocorre a necessidade de se ultrapassar obstáculos como alvenaria, entulho, matacão, rocha utiliza-se ferramentas como coroa com pastilhas de vídea, martelo de fundo de rotopercussão.

- Armação: a armação deve ser feita ao longo da estaca e pode ter quantidade de aço transversal variável de acordo com os esforços atuantes. A emenda das barras pode ser feita por transpasse para as estacas submetidas à compressão e com luva para estacas submetidas à tração.
- Concretagem: após a colocação da armadura é introduzido um tubo de PVC até o final da perfuração e injeta-se a argamassa fluida de baixo para cima até preencher toda a perfuração. No topo do tubo é injetado ar comprimido e em seguida é removida a tubulação de revestimento com o auxílio de macacos hidráulicos. A argamassa injetada possui traço de um saco de cimento para 22 a 25 litros de água para 80 a 85 litros de areia. Essa estaca é concretada até a superfície do terreno.

### Micro estacas

“São aquelas que se executam com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios, utilizando-se, em cada estágio, pressão que garanta a abertura das ‘manchetes’ e posterior injeção. Ao contrário das estacas raiz, usa-se altas pressões de injeção” (HACHICH *et al*, 1998, p. 361).

Este tipo de estaca começou a ser utilizada a partir da década de 50. Inicialmente essa técnica foi desenvolvida para reforço de fundações e melhoramento do solo, mas seu uso passou a ser como o de estaca normal utilizável em qualquer condição.

As micro estacas podem ser executadas verticalmente e inclinadas. Devido à pequena dimensão do equipamento empregado na sua execução esse tipo de estaca é empregado em locais de difícil acesso e obras de dimensões reduzidas. A Figura 33 mostra detalhe das micro estacas preenchidas com a calda de cimento.



**Figura 33** – Imagem de micro estacas preenchidas com calda de cimento  
 Fonte: <http://www.google.com.br/imagesmicroestacas>, Acesso junho 2014.

As vantagens das estacas injetadas são que elas podem ser executadas com inclinação, podem ser executadas através de solos resistentes, que apresentem camadas compactas de pedregulhos e/ou matacões, empregando-se coroas diamantadas, são recomendadas para obras com dificuldade de acesso, pois emprega equipamento com pequenas dimensões. Já as desvantagens e/ou limitações para este tipo de estacas são que elas apresentam elevado consumo de água na perfuração, são indicadas para obras com cargas muito leves a leves e o comprimento fica limitado a  $\pm 30$  metros.

#### 4 – Metodologia: Estudo de Caso

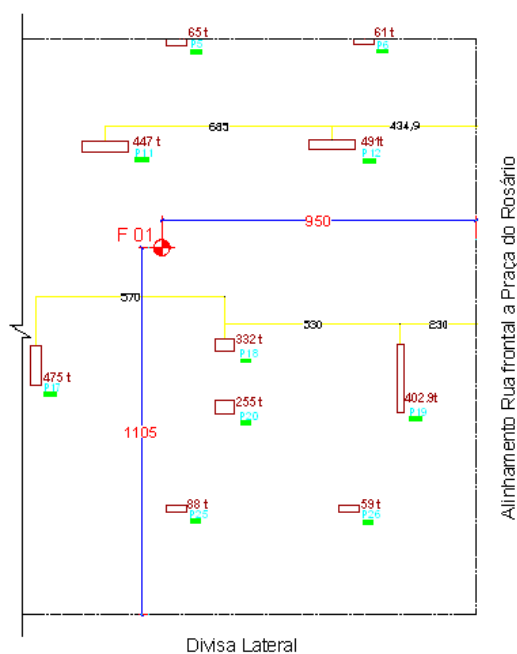
A fim de complementar o trabalho de conclusão de curso foi elaborado um estudo, onde se levou em consideração a análise da viabilidade técnica e econômica dos diferentes elementos de fundação. Com base nesse estudo, procurou-se determinar o melhor tipo de fundação a ser implantado num empreendimento localizado na cidade de Viçosa – Minas Gerais.

O projeto que descreve a locação dos pilares e que traz também o mapa de cargas relativo ao carregamento destes pode ser verificado no Anexo I. A obra em questão localiza-se num terreno que possui dimensões de 36,75 metros de comprimento por 17,37 metros de largura, totalizando uma área de 638,35m<sup>2</sup>. A edificação é de uso não residencial e apresenta uma área construída aproximada de 3460 m<sup>2</sup>. Os terrenos que limitam a obra possuem edificações aparentemente sólidas e de recente construção.

O primeiro trabalho a ser desenvolvido para a definição de uma fundação é a realização de uma sondagem de reconhecimento do terreno, que tem como objetivos principais:

- Definir a natureza e espessura das camadas do subsolo;
- Determinar a resistência e compressibilidade das camadas;
- Investigar a ocorrência ou não de água no limite da sondagem.

De acordo com a norma brasileira NBR 8036<sup>14</sup> a quantidade de furos de sondagem necessários para um bom conhecimento do perfil geotécnico do local de inserção da obra deve obedecer à relação de um furo para cada 200 m<sup>2</sup> de área de projeção da edificação até o limite de 1200 m<sup>2</sup>. No estudo de caso a projeção da edificação é próxima de 450 m<sup>2</sup>. Dessa forma, seria necessária a confecção de três furos de sondagem, no mínimo, para atender a recomendação citada anteriormente. No entanto, para o pré-dimensionamento da fundação foi fornecido apenas um boletim de sondagem cuja localização deste furo pode ser observada por meio da Figura 34.

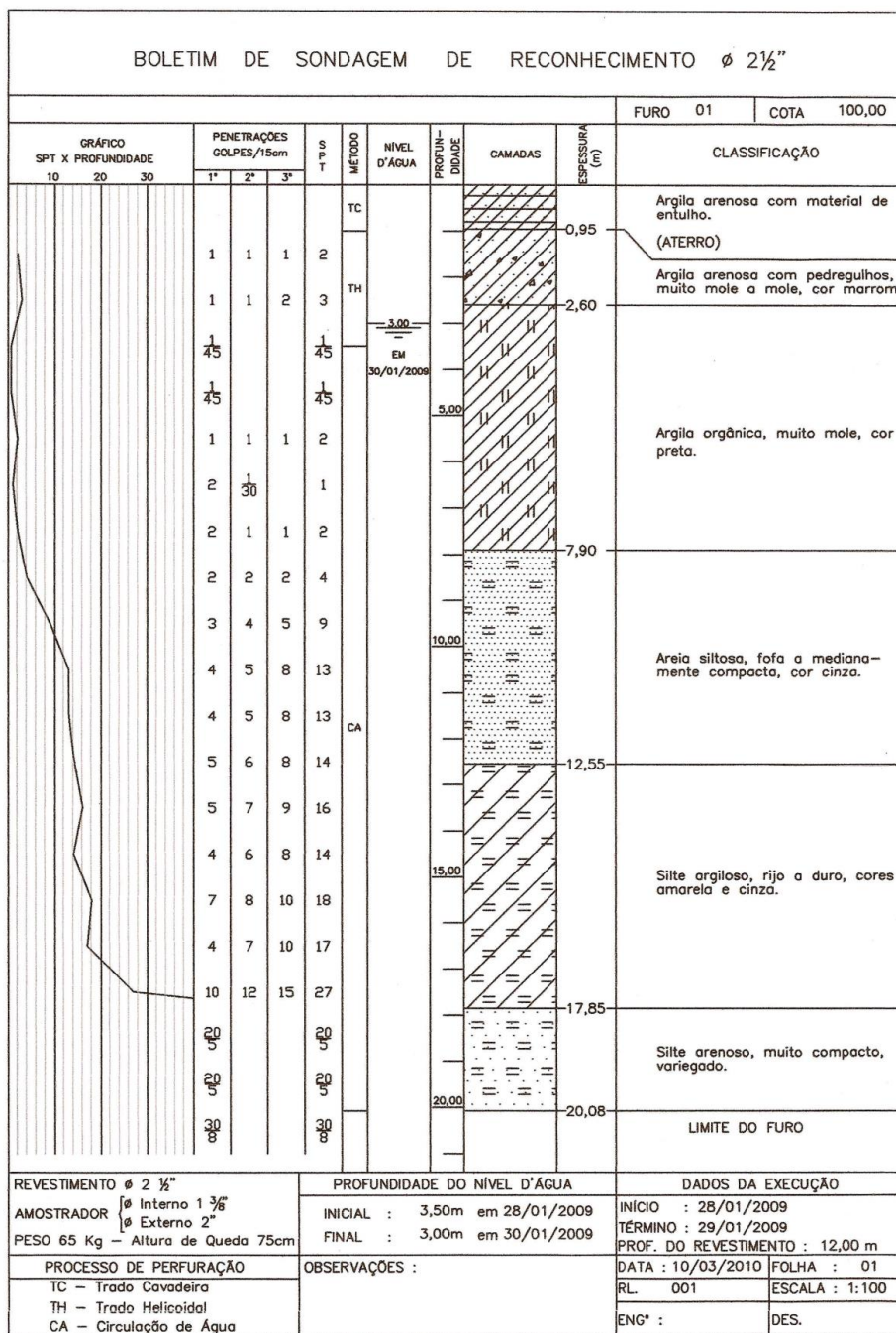


**Figura 34** – Croqui da localização do furo de sondagem

<sup>14</sup> NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento do solo para fundações de edifícios.

Porém antes da execução dos trabalhos da fundação serão efetuados mais dois furos para obter um melhor reconhecimento do subsolo<sup>15</sup>.

A sondagem realizada no local foi a de simples reconhecimento, que segundo Hachich *et al* (1998) tem como objetivo determinar a natureza e espessura das diferentes camadas de solo, a resistência e compressibilidade dessas camadas, bem como a ocorrência ou não de água no terreno. O resultado da sondagem pode ser acompanhado através da Figura 35 e também no Anexo II.



A sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT) <sup>16</sup> consiste na cravação de um amostrador padrão, através da queda livre de um peso de 65 kg, que cai de uma altura padronizada de 75 cm. Além de fornecer amostras do solo o SPT fornece dados importantes que possibilitam estimar a resistência do solo. A estimativa da resistência é feita pela correlação do número de golpes necessários para penetração dos últimos 30 cm do amostrador. Esse número de golpes recebe a designação **N**, e, através desse número **N** de golpes a norma brasileira NBR 6122<sup>17</sup> estabelece algumas equações de correlação para obter a resistência do solo, conforme mostrado abaixo:

- Fundações Diretas (Sapatas, Blocos, Radier) →  $\sigma_s = N / 5$  (kgf/cm<sup>2</sup>);
- Fundações Indiretas (Tubulões) →  $\sigma_s = N / 4$  (kgf/cm<sup>2</sup>).

Para empregar essas equações de correlação devem ser observadas as seguintes notas<sup>18</sup>:

1. Não se deve apoiar uma fundação em solos que apresentem  $N \leq 5$ , esta recomendação deve ser observada também ao Bulbo de Tensões;
2. O valor máximo de **N** a ser adotado é 20. Caso  $N \geq 20$ , adotar  $N = 20$ . Portanto para fundações diretas (Sapatas, etc)  $\sigma_s \leq 4$  kgf/cm<sup>2</sup> e para Tubulões  $\sigma_s \leq 5$  kgf/cm<sup>2</sup>;
3. Adotar para  $\sigma_s$  valores múltiplos de 0,5kgf/cm<sup>2</sup>;
4. Se no bulbo de tensões ocorrerem valores de **N** decrescente, verificar a tensão admissível nestas profundidades.

Outra importante informação para a definição de uma fundação é o mapa de cargas da edificação, que traz informações sobre a locação dos pilares, suas dimensões e os seus respectivos esforços solicitantes (Anexo I).

#### 4.1 – Análise Preliminar dos Tipos de Fundações Viáveis

Com os dados obtidos pela análise do Boletim de Sondagem e também pelo Projeto de Locação e Carga dos Pilares, pode-se realizar uma pré-seleção dos tipos de fundação a ser implantado no empreendimento que faz parte do estudo de caso.

##### **Fundações Diretas**

A cota de arrasamento adotada é de 1,0 m abaixo do nível do terreno. De acordo com o boletim de sondagem, a essa profundidade teremos as fundações diretas apoiadas em uma camada de argila arenosa muito mole a mole, com presença de pedregulhos e que apresenta valores de SPT (**N**) menor que 5, portanto são tecnicamente inviáveis. Dessa forma o uso de fundações diretas não pode ser adotado.

---

<sup>16</sup> A sigla SPT tem origem no inglês (Standard Penetration Test) e significa ensaio de penetração padrão.

<sup>17</sup> NBR 6122/ 2010 - Projeto e execução de fundações.

<sup>18</sup> Extraído das notas de aula da disciplina Fundações e Estruturas de Contenção, ministradas na Escola de Engenharia da UFMG, 2009.

## Fundações Indiretas

Devido à posição do nível de água e as baixas resistências das primeiras camadas de solo o uso de tubulão a céu aberto não é indicado. Para empregar o tipo de fundação em tubulão, este deveria ser perfurado com o auxílio de ar comprimido (tubulão a ar comprimido). Por ser uma solução mais cara do que o tubulão a céu aberto, e não exequíveis em obras urbanas a utilização desse tipo de solução pode ser descartada.

Sendo assim, a única opção de elementos de fundações que restam são as estacas. Elas podem ser moldadas *in loco* ou premoldadas. A análise da viabilidade técnica de cada uma delas será realizada abaixo:

### Estaca escavada a Trado

A obra será executada num terreno cujo nível de água situa-se a uma profundidade de 3 m. Além disso, esse terreno também apresenta, nas primeiras camadas de solo, baixa resistência. Para atingir solos com valores de N (SPT) maiores, as estacas deverão atingir uma profundidade abaixo NA, o que torna inviável a utilização desse tipo de solução.

### Estaca Strauss

A limitação do uso das estacas Strauss segue a mesma linha de raciocínio desenvolvida na análise da estaca Escavada a Trado, uma vez que não é recomendada a execução deste tipo de estaca em solos moles situados abaixo do nível de água, pois nessa situação há riscos de seccionamento da estaca. Além disso, esse tipo de estacas atende economicamente a obras que possuam cargas muito leves a médias, o que não é característica da obra analisada, que possui cargas que vão de leves a pesadas.

### Estaca Franki

As estacas Franki não devem ser executadas através de argilas moles saturadas devido à possibilidade de estrangulamento do fuste, originado pela invasão de água e/ou lama no tubo. Portanto como a obra será inserida num terreno que apresenta solo argiloso e saturado a adoção deste tipo de estacas não deve ser utilizada.

### Estaca Hélice Contínua

O uso de estaca Hélice Contínua é interessante, pois é uma solução que não está limitada a uma faixa de carga presente nas obras, ou seja, elas atendem os diferentes tipos de cargas que os pilares das obras apresentam. Além disso, pode ser executada em solos argilosos e saturados. Não é uma solução muito econômica para obra que apresentem cargas muito leves a média, porém devido a sua elevada produtividade muitas vezes é levada em consideração e adotadas após uma análise criteriosa de tempo e custo.

### Estaca Escavada com Lama Bentonítica

Por ser uma solução mais cara do que a estaca Hélice Contínua, a utilização desse tipo de estaca pode ser descartada.

### Estaca Injetada – Estaca Raiz

Assim como a estaca Escavada com Lama Bentonítica, a estaca Raiz é uma solução de custo mais elevado do que a estaca Hélice Contínua, portanto a utilização desse tipo de estaca pode ser descartada.

## Estacas Premoldadas

A obra será construída num terreno cujo solo não apresenta camadas resistentes com presença de camada compacta de pedregulhos ou matacões. Além disso, o terreno é de fácil acesso e possibilita a movimentação de grandes equipamentos, necessários para a cravação destes tipos de estacas. As opções disponíveis para este tipo de solução são as estacas premoldadas de concreto, estacas de perfis de aço e as de madeira. A única limitação para a adoção deste tipo de solução refere-se ao uso das estacas de madeira que atendem a obras com cargas muito leves a leves. Como a obra apresenta cargas que vão de leves a pesadas o uso de estacas de madeira não pode ser efetuado. Dessa forma, as estacas de concreto e de perfil de aço são soluções para a fundação da obra em questão.

Portanto as opções tecnicamente viáveis para a obra analisada são as estacas Hélice Contínua e as estacas Premoldadas de Concreto e de Perfil de Aço.

### 4.2 – Dimensionamentos das Fundações Tecnicamente Viáveis

Para o dimensionamento das estacas premoldadas de Concreto, Hélice Contínua e Aço, algumas recomendações importantes, tais como as relatadas em Alonso (1983), devem ser seguidas. São elas:

- O centro de gravidade de um conjunto de estacas de um bloco de coroamento deve coincidir com o centro de gravidade do pilar que nasce do bloco;
- Somente projetar estacas do mesmo tipo e diâmetro sob um mesmo bloco de coroamento;
- O bloco de coroamento sobre as estacas deve ser o mais econômico possível;
- A quantidade de estacas por bloco de fundação é obtida dividindo-se a carga do pilar pela carga admissível da estaca em questão;
- Para a locação das estacas deve-se considerar uma distância mínima ( $d$ ) entre seus eixos que deve ser igual a:

$$d = \begin{cases} 2,5 \varnothing \geq 60 \text{ cm para estacas pré - moldadas} \\ 3,0 \varnothing \geq 60 \text{ cm para estacas moldadas in loco} \end{cases}$$

onde  $\varnothing$  = é o diâmetro da estaca.

A carga de trabalho da estaca é fornecida pelo fabricante de acordo com os seus diâmetros. Essas cargas dependem do tipo de estacas utilizadas na fundação, do seu comprimento e das características do solo.

Já a capacidade de carga total é definida como a máxima carga que uma fundação profunda pode suportar. Ela é caracterizada pela soma da resistência devido ao atrito lateral mais a resistência de ponta, conforme se observa na Equação 1.

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu}$$

**Equação 1**

Onde:  $Q_u$  = Capacidade de carga total da estaca;

$Q_{lu}$  = Capacidade de carga devido ao atrito lateral;

$Q_{pu}$  = Capacidade de carga devido à resistência de ponta;

Na determinação da carga admissível de uma fundação profunda, deve-se levar em consideração os critérios de ruptura e recalque. Por meio de alguns processos teóricos disponíveis pode-se determinar a capacidade de carga da fundação e o seu respectivo recalque de forma a estabelecer a carga admissível.

Porém, o que se observa na prática corrente, é a utilização de fórmulas semi-empíricas que possibilitam o cálculo direto da carga admissível, com base em correlações diversas disponíveis, resultado da avaliação do comportamento de várias fundações existente e em provas de carga de comparação.

Para a avaliação da capacidade de carga e carga admissível das estacas, será realizado um estudo comparativo entre os métodos de cálculo semi-empírico de *Decourt-Quaresma* e *Alonso*, a fim de verificar qual a influência no resultado devido à escolha do método de cálculo.

#### Fórmula de Decourt-Quaresma

A determinação da carga admissível é baseada nos valores N obtidos através do ensaio SPT e também em função de um coeficiente K, denominado fator característico do tipo de solo. O valor de N deve seguir o seguinte critério:

$$\text{Para } \begin{cases} N < 3 \rightarrow \text{adota-se } N = 3 \\ N > 50 \rightarrow \text{adota-se } N = 50 \end{cases}$$

A obtenção da carga admissível pode ser realizada por meio da Equação 2.

$$Q_{Adm} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4}$$

#### **Equação 2**

Onde temos que:

$Q_{Adm}$  = Carga admissível;

$Q_{lu}$  = Capacidade de carga devido ao atrito lateral, determinada pela Equação 3.

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum (f_s \cdot I)$$

#### **Equação 3**

→ Sendo :

$p$  → *Périmetro da estaca*

$L$  → *Comprimento da estaca*

$I$  → *Intervalo de medição do SPT (Geralmente igual a 1)*

$$f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$Q_{pu}$  = Capacidade de carga devido à resistência de ponta, determinada pela Equação 4.

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

#### **Equação 4**



→ Sendo :  $s_p \rightarrow$  Área da ponta da estaca

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{P-1} + N_P + N_{P+1}}{3} \Rightarrow \begin{cases} N_P = \text{SPT obtido na ponta da estaca;} \\ N_{P-1} = \text{SPT obtido antes da ponta da estaca;} \\ N_{P+1} = \text{SPT obtido depois da ponta da estaca;} \end{cases}$$

Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser retirados da Tabela 1 e são dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca adotada.

**Tabela 1** - Valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada a seco	Escavada (bentonítica)	Hélice Contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
<b>Valores típicos de <math>\alpha</math></b>					
<b>Argilas</b>	0,85	0,85	0,3	0,85	1
<b>Siltes</b>	0,6	0,6	0,3	0,6	1
<b>Areias</b>	0,5	0,5	0,3	0,5	1
<b>Valores típicos de <math>\beta</math></b>					
<b>Argilas</b>	0,8	0,9	1	1,5	3
<b>Siltes</b>	0,65	0,75	1	1,5	3
<b>Areias</b>	0,5	0,6	1	1,5	3
Para estacas cravadas (Pré-moldadas e Franki) $\alpha = 1,00$ ; $\beta = 1,00$					

Fonte; HACHICH et al, 1998, p. 275 e p. 276.

Já o valor do fator característico do solo  $K$  é retirado da Tabela 2.

**Tabela 2** - Valores do coeficiente  $K$  em função do tipo de solo

Tipo de solo	$K$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>Argila siltosa</b>	11
<b>Argila arenosa</b>	12
<b>Silte argiloso</b>	20
<b>Silte arenoso</b>	25
<b>Areia argilosa</b>	30
<b>Areia siltosa</b>	35
<b>Areia</b>	40

Fonte: SILVEIRA et al, 2003, p. 47

### Fórmula de Alonso

A determinação da carga admissível, assim como no método de Decourt-Quaresma, é baseada nos valores  $N$  obtidos através do ensaio SPT. Recomenda-se que se  $N$  for superior a 40, deve-se empregar valor de  $N$  igual a 40.

A obtenção da carga admissível pode ser realizada por meio do menor valor obtido através da Equação 5.

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{2} \quad \text{ou} \quad Q_{Adm} = \frac{Q_{lu}}{0,8}$$

**Equação 5**

Nas relações acima temos que:

$Q_{Adm}$  = Carga admissível, considerando o menor dos valores;

$Q_u$  = Capacidade de carga total da estaca, obtida pela Equação 1;

$Q_{lu}$  = Capacidade de carga devido ao atrito lateral, determinada pela Equação 6.

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$$

**Equação 6**

→ Sendo :  $p$  → Périmetro da estaca

$L$  → Comprimento da estaca

$$f_s = \alpha \cdot N_{s \text{ Médio}}$$

$N_{s \text{ Médio}}$  → Média dos valores de  $N$  ao longo do fuste da estaca

$Q_{pu}$  = Capacidade de carga devido à resistência de ponta, determinada pela Equação 7.

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

**Equação 7**

→ Sendo :  $s_p$  → Área da ponta da estaca

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med. acima} + (\beta \cdot N)_{med. abaixo}]$$

$(\beta \cdot N)_{med. acima}$  → Média dos valores de  $(\beta \cdot N)$  calculada num intervalo  $8 \cdot d_p$  acima da ponta da estaca

$(\beta \cdot N)_{med. abaixo}$  → Média dos valores de  $(\beta \cdot N)$  calculada num intervalo  $3 \cdot d_p$  abaixo da ponta da estaca

Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser retirados da Tabela 3 e são dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca adotada.

**Tabela 3** - Valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo do solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada a seco	Escavada (bentonítica)	Hélice Contínua	Injetadas (raiz)	Injetadas (sob pressão)
<b>Valores típicos de <math>\alpha</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>					
	0,56	0,59	0,65	0,87	0,67
<b>Valores típicos de <math>\beta</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>					
<b>Argilas</b>	10	10	10	10	10
<b>Siltos</b>	15	15	15	15	15
<b>Areias</b>	20	20	20	20	20

Fonte: SILVEIRA et al, 2003, p. 49

#### 4.2.1 – Estacas Premoldadas de Concreto

##### Cálculo Empregando o Método de Decourt-Quaresma

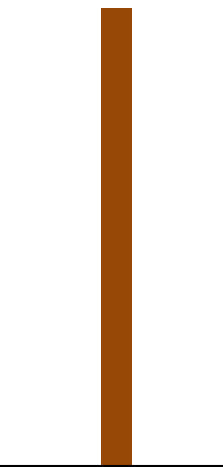
Para o dimensionamento da fundação do empreendimento utilizando estacas premoldadas de concreto empregaram-se estacas com diâmetro de 42 cm e 50 cm e que apresentam carga de trabalho igual a 100 toneladas força e 140 toneladas força, respectivamente.

O projeto estrutural (Anexo I) que descreve a locação e o mapa de carga dos pilares retrata a existência de 26 pilares. Baseado na capacidade de carga das estacas e no carregamento proveniente dos pilares pode-se determinar o número de estacas necessárias para suportar tal carregamento.

Para exemplificar o processo de dimensionamento será levado em consideração o dimensionamento das estacas premoldadas de concreto para o pilar 17, que apresenta dimensões 30 cm x 120 cm e carga máxima de 475 toneladas força. Para esse pilar será feito o cálculo visando determinar a quantidade de estacas e o comprimento necessário, ou seja, o comprimento equivalente para que elas atinjam a capacidade de carga total especificada.

Nos cálculos do dimensionamento das estacas, considerou-se uma cota de arrasamento igual a 1m. Já os valores de N e  $N_{eq}$ , relativos ao furo 1, considerados nos cálculos podem ser visualizados na Tabela 4.

**Tabela 4** - Valores de N e  $N_{eq}$  utilizados nos cálculos do pilar 17

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	$N_{eq}$	Estaca
0	-	-	
1	2	3	
2	3	3	
3	1/45	3	
4	1/45	3	
5	2	3	
6	1	3	
7	2	3	
8	4	4	
9	9	9	
10	13	13	
11	13	13	
12	14	14	
13	16	16	
14	14	14	
15	18	18	
16	17	17	
17	27	27	
18	20/5	50	
19	20/5	50	
20	30/8	50	

Para o cálculo do comprimento da estaca premoldada foi feita uma 1ª tentativa adotando-se o comprimento efetivo de 16 m e empregando estacas com  $\varnothing$  50 cm e resistência de 140 toneladas força, pois com esse diâmetro o número de estaca necessário para suportar a carga do pilar 17 seria menor.

Como a estaca está inserida num perfil de solo que apresenta diferentes camadas teremos valores de  $N$  variando. Porém sendo a estaca cravada  $\alpha = \beta = 1$ . Dessa forma não é necessário realizar os cálculos para as camadas isoladamente. Portanto, para o cálculo segue que:

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 16\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57\text{m}$$

$$d_p = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196\text{m}^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 1$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17)}{3} + 1 \cdot 16$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 62,33$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,57 \cdot \frac{16}{15} \cdot 62,33$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 104\text{tf}$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{16} + N_{17} + N_{18}}{3} = \frac{17 + 27 + 50}{3} = 31,3$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte argiloso, o valor de será  $K = 20 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 1 \cdot 20 \cdot 31,3 = 626,7\text{tf/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 626,7 \Rightarrow Q_{pu} \cong 123\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 104 + 123$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 227tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 16 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{104}{1,3} + \frac{123}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 111tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor que 140 toneladas força, realiza-se uma 2ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 17 m.

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 17\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57\text{m}$$

$$d_p = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196\text{m}^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 1$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \Sigma(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\Sigma(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27)}{3} + 1 \cdot 17$$

$$\Sigma(f_s \cdot l) = 72,33$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \Sigma(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,57 \cdot \frac{17}{16} \cdot 72,33$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 121\text{tf}$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{17} + N_{18} + N_{19}}{3} = \frac{27 + 50 + 50}{3} = 42,3$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte argiloso, o valor de será  $K = 20 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 1 \cdot 20 \cdot 42,3 = 846,7\text{tf/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 846 \Rightarrow Q_{pu} \cong 166\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga total da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 121 + 166$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 287\text{tf}}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 17 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{121}{1,3} + \frac{166}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 134\text{tf}}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 140 toneladas força, realiza-se uma 3ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 18 m.

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 18m$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57m$$

$$d_p = 50cm = 0,5m$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196m^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 1$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 50)}{3} + 1 \cdot 18$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 90$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,57 \cdot \frac{18}{17} \cdot 90,0$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 150tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{18} + N_{19} + N_{20}}{3} = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50$$

Nessa nova posição a ponta da estaca ficará inserida na camada de silte arenoso, cujo valor de  $K$  é igual a 25 tf/m<sup>2</sup>.

$$q_p = 1 \cdot 25 \cdot 50 = 1250tf/m^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 1250 \Rightarrow Q_{pu} \cong 245tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga total da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 150 + 245$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 395tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 18 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{150}{1,3} + \frac{245}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 177tf}$$

Como o valor calculado na terceira tentativa é maior do que a carga de trabalho da estaca de  $\emptyset$  50, o comprimento efetivo da estaca será de 18 m. Já o número de estacas premoldadas de concreto para esse pilar será calculado pela Equação 8.

$$ESTACAS = \frac{Q_{MÁXIMA}}{Q}$$

### Equação 8

Onde: Estacas = número de estacas;

$Q_{\text{máxima}}$  = carga máxima obtida no mapa de cargas (tf);

$Q$  = carga de trabalho fornecida pelo fabricante (tf).

$$ESTACAS = \frac{475}{140} = 3,4 \Rightarrow 4 \text{ estacas}$$

Para dimensionar as fundações dos outros pilares, utilizando estacas premoldadas de concreto, aplicou-se o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 17.

A tabela que retrata a sondagem do furo 1 e as tentativas para a obtenção dos comprimentos efetivos das respectivas estacas, de acordo com seus diâmetros, segue na Tabela 5:

**Tabela 5 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas premoldadas de concreto - Decourt-Quaresma**

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 42 cm		
			1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
			C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
			Le = 15 m	Le = 16 m	Le = 17 m
			Ø Estaca = 42 cm	Ø Estaca = 42 cm	Ø Estaca = 42 cm
			P = 1,32 m	P = 1,32 m	P = 1,32 m
			$\sum(f_s \cdot l) = 55,7$	$\sum(f_s \cdot l) = 62,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 72,3$
			Q <sub>lu</sub> = 79 tf	Q <sub>lu</sub> = 88 tf	Q <sub>lu</sub> = 101 tf
			S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>
			K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
			N <sub>méd</sub> = 20,7	N <sub>méd</sub> = 31,3	N <sub>méd</sub> = 42,3
			q <sub>p</sub> = 413,3 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 626,7 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1058,3 tf/m <sup>2</sup>
			Q <sub>pu</sub> = 57 tf	Q <sub>pu</sub> = 87 tf	Q <sub>pu</sub> = 147 tf
			Q <sub>u</sub> = 136 tf	Q <sub>u</sub> = 175 tf	Q <sub>u</sub> = 248 tf
			Q <sub>Adm</sub> = 75 tf	Q <sub>Adm</sub> = 89 tf	Q <sub>Adm</sub> = 115 tf
			CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 50 cm		
			1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
			C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
			Le = 16 m	Le = 17 m	Le = 18 m
			Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm
			P = 1,57 m	P = 1,57 m	P = 1,57 m
			$\sum(f_s \cdot l) = 62,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 72,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 90,0$
			Q <sub>lu</sub> = 104 tf	Q <sub>lu</sub> = 121 tf	Q <sub>lu</sub> = 150 tf
			S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>
			K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
			N <sub>méd</sub> = 31,3	N <sub>méd</sub> = 42,3	N <sub>méd</sub> = 50,0
			q <sub>p</sub> = 626,7 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 846,7 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>
			Q <sub>pu</sub> = 123 tf	Q <sub>pu</sub> = 166 tf	Q <sub>pu</sub> = 245 tf
			Q <sub>u</sub> = 227 tf	Q <sub>u</sub> = 287 tf	Q <sub>u</sub> = 395 tf
			Q <sub>Adm</sub> = 111 tf	Q <sub>Adm</sub> = 134 tf	Q <sub>Adm</sub> = 177 tf



### Cálculo Empregando o Método de Alonso

A estaca será inserida num perfil de solo que apresenta camadas diferentes. Dessa forma, teremos valores de  $\alpha$  e  $\beta$  variando, sendo necessário realizar cálculos para as camadas isoladamente. Portanto, para o cálculo tem-se que:

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 16\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57\text{m}$$

$$d_p = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196\text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{médio}}$$

$$\alpha = 0,67\text{t/m}^2$$

$$N_{s\text{médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17)}{16} = 8,69$$

$$f_s = 0,67 \cdot 8,69 \Rightarrow f_s = 5,82\text{t/m}^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,57 \cdot 16 \cdot 5,82 \Rightarrow Q_{lu} = 97\text{tf}$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{\text{med.acima}} + (\beta \cdot N)_{\text{med.abaixo}}]$$

$$8d_p = 8 \cdot 0,5 = 4\text{m}$$

$$3d_p = 3 \cdot 0,5 = 1,5\text{m} \cong 2\text{m}$$

$$\beta = 15\text{t/m}^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(16 + 14 + 18 + 17)}{4} + 15 \cdot \frac{(27 + 40)}{2} \right] = 373,1\text{t/m}^2$$

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 373,1 \Rightarrow Q_{pu} = 73\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 97 + 73$$

$$\Rightarrow Q_u = 170\text{tf}$$

A carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 16 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{170}{2} = 85\text{tf} \\ \frac{97}{0,8} = 121\text{tf} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} = 85\text{tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor que 140 toneladas força, realiza-se uma 2ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 18 m.

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 18\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57\text{m}$$

$$d_p = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196\text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{médio}}$$

$$\alpha = 0,67\text{t/m}^2$$

$$N_{s\text{médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40)}{18} = 11,44$$

$$f_s = 0,67 \cdot 11,44 \Rightarrow f_s = 7,67\text{t/m}^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,57 \cdot 18 \cdot 7,67 \Rightarrow Q_{lu} = 144\text{tf}$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaiixo}]$$

$$8dp = 8 \cdot 0,5 = 4\text{m}$$

$$3dp = 3 \cdot 0,5 = 1,5\text{m} \cong 2\text{m}$$

$$\beta = 15\text{t/m}^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(18 + 17 + 27 + 40)}{4} + 15 \cdot \frac{(40 + 40)}{2} \right] = 491,3\text{t/m}^2$$

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 491,3 \Rightarrow Q_{pu} = 96\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 144 + 96$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 240tf}$$

A carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 18 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{240}{2} = 120\text{tf} \\ \frac{144}{0,8} = 179\text{tf} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 120tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 140 toneladas força, realiza-se uma 3ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 20 m.

Dados:

$$\phi = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$L = 20\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,5 \Rightarrow p = 1,57\text{m}$$

$$d_p = 50\text{cm} = 0,5\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,196m^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{ médio}}$$

$$\alpha = 0,67t/m^2$$

$$N_{s\text{ médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40 + 40 + 40)}{20} = 14,3$$

$$f_s = 0,67 \cdot 14,3 \Rightarrow f_s = 9,58t/m^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,57 \cdot 20 \cdot 9,58 \Rightarrow Q_{lu} = 199tf$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaiixo}]$$

$$8dp = 8 \cdot 0,5 = 4m$$

$$3dp = 3 \cdot 0,5 = 1,5m \cong 2m$$

$$\beta = 15t/m^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(27 + 40 + 40 + 40)}{4} + 15 \cdot \frac{(40 + 40)}{2} \right] = 575,6t/m^2$$

$$Q_{pu} = sp \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,196 \cdot 575,6 \Rightarrow Q_{pu} = 113tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 199 + 113$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 312tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 20 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{312}{2} = 156tf \\ \frac{199}{0,8} = 249tf \end{cases} \Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 156tf}$$

Como o valor calculado na terceira tentativa é maior do que a carga de trabalho da estaca de Ø 50, o comprimento efetivo da estaca será de 20 m.

Para dimensionar as fundações dos outros pilares, utilizando estacas premoldadas de concreto, aplicou-se o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 17.

A tabela que retrata a sondagem do furo 1 e as tentativas para a obtenção dos comprimentos das respectivas estacas por meio da formulação de Alonso, segue na Tabela 6.

**Tabela 6 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas premoldadas de concreto – Alonso**

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 42 cm		
			1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
	1	2	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
	2	3	Le = 16 m	Le = 18 m	Le = 19 m
	3	1/45	Ø Estaca = 42 cm	Ø Estaca = 42 cm	Ø Estaca = 42 cm
	4	1/45	P = 1,32 m	P = 1,32 m	P = 1,32 m
Argila	5	2	f <sub>s</sub> = 5,82	f <sub>s</sub> = 7,67	f <sub>s</sub> = 8,67
β = 10tf/m <sup>2</sup>	6	1	Q <sub>Iu</sub> = 81 tf	Q <sub>Iu</sub> = 121 tf	Q <sub>Iu</sub> = 144 tf
	7	2	8d <sub>p</sub> = 3 m	8d <sub>p</sub> = 3 m	8d <sub>p</sub> = 3 m
	8	4	3d <sub>p</sub> = 1 m	3d <sub>p</sub> = 1 m	3d <sub>p</sub> = 1 m
	9	9	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 245,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 420,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 535,0 tf/m <sup>2</sup>
Areia	10	13	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 405,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 600,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 600,0 tf/m <sup>2</sup>
Siltosa	11	13	q <sub>p</sub> = 325,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 510,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 567,5 tf/m <sup>2</sup>
β = 20tf/m <sup>2</sup>	12	14	S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,139 m <sup>2</sup>
	13	16	Q <sub>pu</sub> = 45 tf	Q <sub>pu</sub> = 71 tf	Q <sub>pu</sub> = 79 tf
	14	14	Q <sub>u</sub> = 126 tf	Q <sub>u</sub> = 191 tf	Q <sub>u</sub> = 223 tf
Silte	15	18	Q <sub>Adm</sub> = 63 tf	Q <sub>Adm</sub> = 96 tf	Q <sub>Adm</sub> = 111 tf
Argiloso	16	17	Q <sub>Adm</sub> = 102 tf	Q <sub>Adm</sub> = 151 tf	Q <sub>Adm</sub> = 180 tf
β = 15tf/m <sup>2</sup>	17	27	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 50 cm		
	18	20/5	1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
Silte	19	20/5	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
Arenoso	20	30/8	Le = 16 m	Le = 18 m	Le = 20 m
β = 15tf/m <sup>2</sup>	21	30/8	Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm
	22	30/8	P = 1,57 m	P = 1,57 m	P = 1,57 m
			f <sub>s</sub> = 5,82	f <sub>s</sub> = 7,67	f <sub>s</sub> = 9,58
			Q <sub>Iu</sub> = 97 tf	Q <sub>Iu</sub> = 144 tf	Q <sub>Iu</sub> = 199 tf
			8d <sub>p</sub> = 4 m	8d <sub>p</sub> = 4 m	8d <sub>p</sub> = 4 m
			3d <sub>p</sub> = 2 m	3d <sub>p</sub> = 2 m	3d <sub>p</sub> = 2 m
			(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 243,8 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 382,5 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> = 551,3 tf/m <sup>2</sup>
			(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 502,5 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 600,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> = 600,0 tf/m <sup>2</sup>
			q <sub>p</sub> = 373,1 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 491,3 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 575,6 tf/m <sup>2</sup>
			S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>
			Q <sub>pu</sub> = 73 tf	Q <sub>pu</sub> = 96 tf	Q <sub>pu</sub> = 113 tf
			Q <sub>u</sub> = 170 tf	Q <sub>u</sub> = 240 tf	Q <sub>u</sub> = 312 tf
			Q <sub>Adm</sub> = 85 tf	Q <sub>Adm</sub> = 120 tf	Q <sub>Adm</sub> = 156 tf
			Q <sub>Adm</sub> = 121 tf	Q <sub>Adm</sub> = 179 tf	Q <sub>Adm</sub> = 249 tf

A quantidade de estacas necessárias para suportar o carregamento de cada pilar pode ser visualizada através da Tabela 7. Com esses resultados, fez-se o lançamento das fundações em estacas premoldadas de concreto, conforme Anexo III.

**Tabela 7 - Número de estacas premoldadas de concreto por pilar**

Pilar	Carga Máxima (tf)	Quantidade de Estacas e Diâmetro			Comprimento da Estaca (m)	
					Decourt-Quaresma	Alonso
P <sub>1</sub>	52,7	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>2</sub>	81,4	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>3</sub>	70	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>4</sub>	53,4	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>5</sub>	82,7	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>6</sub>	78	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>7</sub>	36,9	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>8</sub>	221	2	∅	50 cm	18	20
P <sub>9</sub>	325,8	3	∅	50 cm	18	20
P <sub>10</sub>	406,3	3	∅	50 cm	18	20
P <sub>11</sub>	429,3	4	∅	50 cm	18	20
P <sub>12</sub>	482,5	4	∅	50 cm	18	20
P <sub>13</sub>	99	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>14</sub>	200	2	∅	50 cm	18	20
P <sub>15</sub>	320	3	∅	50 cm	18	20
P <sub>16</sub>	443	4	∅	50 cm	18	20
P <sub>17</sub>	475	4	∅	50 cm	18	20
P <sub>18</sub>	332	3	∅	50 cm	18	20
P <sub>19</sub>	403	3	∅	50 cm	18	20
P <sub>20</sub>	255	2	∅	50 cm	18	20
P <sub>21</sub>	47	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>22</sub>	68	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>23</sub>	75	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>24</sub>	63	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>25</sub>	88	1	∅	42 cm	17	19
P <sub>26</sub>	59	1	∅	42 cm	17	19

Legenda: Pilar de Divisa  
Pilar Normal

#### 4.2.2– Estacas Hélice Contínua


##### Cálculo Empregando o Método de Decourt-Quaresma

Nesta parte do estudo realizou-se o dimensionamento das fundações da edificação utilizando estacas hélice contínua. Tais estacas apresentam diâmetro de 50 cm e 60 cm e apresentam carga de trabalho de 100 toneladas força e 140 toneladas força, respectivamente.

Para exemplificar o processo de dimensionamento das fundações em estacas hélice contínua, será levado em consideração o dimensionamento das estacas relativas ao pilar 19, que apresenta dimensões 20 cm x 205 cm e carga máxima de 403 toneladas força. Para esse pilar será feito o cálculo com o intuito de determinar a quantidade de estacas e o comprimento equivalente, ou seja, o comprimento necessário para que elas atinjam a capacidade de carga especificada.

O dimensionamento das estacas para o pilar 19 considerou-se também uma cota de arrasamento igual a 1m e os valores de  $N$  e  $N_{eq}$ , relativos ao furo 1. Tais valores seguem dispostos na Tabela 8.

**Tabela 8** - Valores de  $N$  e  $N_{eq}$  utilizados nos cálculos do pilar 19

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	$N_{eq}$	Estaca
0	-	-	
1	2	3	
2	3	3	
3	1/45	3	
4	1/45	3	
5	2	3	
6	1	3	
7	2	3	
8	4	4	
9	9	9	
10	13	13	
11	13	13	
12	14	14	
13	16	16	
14	14	14	
15	18	18	
16	17	17	
17	27	27	
18	20/5	50	
19	20/5	50	
20	30/8	50	

Na primeira tentativa de determinação do comprimento da estaca hélice contínua, adotou-se o comprimento efetivo (LE) de 16 m e estacas com  $\varnothing$  60 cm.

Como a estaca está inserida num perfil de solo que apresenta diferentes camadas teremos valores de  $N$  variando. Porém para estaca hélice contínua os valores do coeficiente  $\alpha$  se mantêm constante para os diferentes tipos de solos, conforme Tabela 1. Dessa forma não é necessário realizar os cálculos para as camadas isoladamente. Portanto, para o cálculo de  $Q_{lu}$ , tem-se que:

Dados:

$$\phi = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$L = 16\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88\text{m}$$

$$d_p = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283\text{m}^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 0,3$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17)}{3} + 1 \cdot 16$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 62,33$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,88 \cdot \frac{16}{15} \cdot 62,33$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 125tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{16} + N_{17} + N_{18}}{3} = \frac{17 + 27 + 50}{3} = 31,3$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte argiloso, o valor de será  $K = 20 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 0,3 \cdot 20 \cdot 31,3 = 188tf/m^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 188 \Rightarrow Q_{pu} \cong 53tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 125 + 53$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 178tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 60 cm e 16 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{125}{1,3} + \frac{53}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 110tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor do que 140 toneladas força, o processo de cálculo continua e realiza-se uma 2ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 17 m.

Dados:

$$\phi = 60cm = 0,6m$$

$$L = 16m$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88m$$

$$d_p = 60cm = 0,6m$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283m^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 0,3$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27)}{3} + 1 \cdot 17$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 72,33$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,88 \cdot \frac{17}{16} \cdot 72,33$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 145tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{17} + N_{18} + N_{19}}{3} = \frac{27 + 50 + 50}{3} = 42,3$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte argiloso, o valor de será  $K = 20 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 0,3 \cdot 20 \cdot 42,3 = 254tf/m^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 254 \Rightarrow Q_{pu} \cong 72tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga total da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 145 + 72$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 217tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 60 cm e 17 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{145}{1,3} + \frac{72}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 129tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 140 toneladas força, uma 3ª tentativa é realizada com um comprimento efetivo da estaca igual a 18 m.

Dados:

$$\phi = 60cm = 0,6m$$

$$L = 16m$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88m$$

$$d_p = 60cm = 0,6m$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283m^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 0,3$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 50)}{3} + 1 \cdot 18$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 90$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,88 \cdot \frac{18}{17} \cdot 90,0$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 180tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :



$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{18} + N_{19} + N_{20}}{3} = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50$$

Nessa nova posição a ponta da estaca ficará inserida na camada de silte arenoso, cujo valor de K é igual a 25 tf/m<sup>2</sup>.

$$q_p = 0,3 \cdot 25 \cdot 50 = 375 \text{ tf/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = sp \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 375 \Rightarrow Q_{pu} \cong 106 \text{ tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga total da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 180 + 106$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 286 \text{ tf}}$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 60 cm e 18 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{180}{1,3} + \frac{106}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 165 \text{ tf}}$$

Como o valor calculado para a terceira tentativa é maior do que a carga de trabalho da estaca de Ø 60, o comprimento efetivo da estaca será de 18 m. Já o número de estacas hélice continua para esse pilar será calculado da seguinte forma:

$$\text{ESTACAS} = \frac{403}{140} = 2,9 \Rightarrow 3 \text{ estacas}$$

Para dimensionar as fundações dos outros pilares, utilizando estacas hélice continua, aplicou-se o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 19.

A tabela que retrata a sondagem do solo e as tentativas para a obtenção dos comprimentos efetivos das respectivas estacas, de acordo com seus diâmetros, segue na Tabela 9.

**Tabela 9** – Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas hélice contínua – Decourt Quaresma

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 50 cm			
			1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA	
Argila	1	2	3	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
	2	3	3	Le = 15 m	Le = 16 m	Le = 17 m
	3	1/45	3	Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm	Ø Estaca = 50 cm
	4	1/45	3	P = 1,57 m	P = 1,57 m	P = 1,57 m
	5	2	3	$\sum(f_s \cdot l) = 55,7$	$\sum(f_s \cdot l) = 62,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 72,3$
	6	1	3	Q <sub>lu</sub> = 94 tf	Q <sub>lu</sub> = 104 tf	Q <sub>lu</sub> = 121 tf
	7	2	3	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,196 m <sup>2</sup>
Areia Siltosa	8	4	4	K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
	9	9	9	N <sub>méd</sub> = 20,7	N <sub>méd</sub> = 31,3	N <sub>méd</sub> = 42,3
	10	13	13	q <sub>p</sub> = 124,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 188,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 317,5 tf/m <sup>2</sup>
Siltosa	11	13	13	Q <sub>pu</sub> = 24 tf	Q <sub>pu</sub> = 37 tf	Q <sub>pu</sub> = 62 tf
	12	14	14	Q <sub>u</sub> = 118 tf	Q <sub>u</sub> = 141 tf	Q <sub>u</sub> = 183 tf
Silte	13	16	16	Q <sub>Adm</sub> = 78 tf	Q <sub>Adm</sub> = 90 tf	Q <sub>Adm</sub> = 108 tf
	14	14	14	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 60 cm		
Argiloso	15	18	18	1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
	16	17	17	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
Siltosa	17	27	27	Le = 16 m	Le = 17 m	Le = 18 m
	18	20/5	50	Ø Estaca = 60 cm	Ø Estaca = 60 cm	Ø Estaca = 60 cm
Arenoso	19	20/5	50	P = 1,88 m	P = 1,88 m	P = 1,88 m
	20	30/8	50	$\sum(f_s \cdot l) = 62,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 72,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 90,0$
				Q <sub>lu</sub> = 125 tf	Q <sub>lu</sub> = 145 tf	Q <sub>lu</sub> = 180 tf
				S <sub>p</sub> = 0,283 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,283 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,283 m <sup>2</sup>
				K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 20 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
				N <sub>méd</sub> = 31,3	N <sub>méd</sub> = 42,3	N <sub>méd</sub> = 50,0
				q <sub>p</sub> = 188,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 254,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 375,0 tf/m <sup>2</sup>
				Q <sub>pu</sub> = 53 tf	Q <sub>pu</sub> = 72 tf	Q <sub>pu</sub> = 106 tf
				Q <sub>u</sub> = 178 tf	Q <sub>u</sub> = 217 tf	Q <sub>u</sub> = 286 tf
				Q <sub>Adm</sub> = 110 tf	Q <sub>Adm</sub> = 129 tf	Q <sub>Adm</sub> = 165 tf

### Cálculo Empregando o Método de Alonso

A estaca será inserida num perfil de solo que apresenta camadas diferentes. Dessa forma, teremos valores de  $\alpha$  e  $\beta$  variando, sendo necessário realizar cálculos para as camadas isoladamente. Portanto, para o cálculo tem-se que:

Dados:

Dados:

$$\phi = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$L = 16\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88\text{m}$$

$$d_p = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283\text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{médio}}$$

$$\alpha = 0,65\text{t/m}^2$$

$$N_{s\text{médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17)}{16} = 8,69$$

$$f_s = 0,65 \cdot 8,69 \Rightarrow f_s = 5,65\text{t/m}^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,88 \cdot 16 \cdot 5,65 \Rightarrow Q_{lu} = 113\text{tf}$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{\text{med.acima}} + (\beta \cdot N)_{\text{med.abaxo}}]$$

$$8dp = 8 \cdot 0,6 = 5\text{m}$$

$$3dp = 3 \cdot 0,6 = 1,8\text{m} \cong 2\text{m}$$

$$\beta = 20\text{t/m}^2 \text{ e } \beta = 15\text{t/m}^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 20 \cdot \frac{(14)}{1} + 15 \cdot \frac{(16 + 14 + 18 + 17)}{4} + 15 \cdot \frac{(27 + 40)}{2} \right] = 513,1\text{t/m}^2$$

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 513,1 \Rightarrow Q_{pu} = 145\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 113 + 145$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 258\text{tf}}$$

A carga admissível para essa estaca com diâmetro de 60 cm e 16 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{258}{2} = 129\text{tf} \\ \frac{113}{0,8} = 141\text{tf} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 129\text{tf}}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor que 140 toneladas força, uma 2ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 17 m é realizada.

Dados:

$$\phi = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$L = 17\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88\text{m}$$

$$d_p = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283\text{m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{médio}}$$

$$\alpha = 0,65\text{t/m}^2$$

$$N_{s\text{médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27)}{17} = 9,76$$

$$f_s = 0,65 \cdot 9,76 \Rightarrow f_s = 6,35\text{t/m}^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,88 \cdot 16 \cdot 6,35 \Rightarrow Q_{lu} = 135\text{tf}$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{\text{med.acima}} + (\beta \cdot N)_{\text{med.abaxo}}]$$

$$8dp = 8 \cdot 0,6 = 5\text{m}$$

$$3dp = 3 \cdot 0,6 = 1,8\text{m} \cong 2\text{m}$$

$$\beta = 20\text{t/m}^2 \text{ e } \beta = 15\text{t/m}^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(16 + 14 + 18 + 17 + 27)}{5} + 15 \cdot \frac{(27 + 40)}{2} \right] = 438,0\text{t/m}^2$$

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 438,0 \Rightarrow Q_{pu} = 124\text{tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 135 + 124$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 259\text{tf}}$$

A carga admissível para essa estaca com diâmetro de 60 cm e 16 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{259}{2} \cong 129\text{tf} \\ \frac{135}{0,8} = 168\text{tf} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 129\text{tf}}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 140 toneladas força, realiza-se uma 3ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 18 m.

Dados:

$$\phi = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$$

$$L = 18\text{m}$$

$$p = \pi \cdot \phi \Rightarrow p = \pi \cdot 0,6 \Rightarrow p = 1,88m$$

$$d_p = 60cm = 0,6m$$

$$s_p = \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \Rightarrow s_p = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \Rightarrow s_p = 0,283m^2$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$$

$$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{ médio}}$$

$$\alpha = 0,65t/m^2$$

$$N_{s\text{ médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40)}{18} = 11,44$$

$$f_s = 0,65 \cdot 11,44 \Rightarrow f_s = 7,44t/m^2$$

$$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,88 \cdot 18 \cdot 7,44 \Rightarrow Q_{lu} = 167tf$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaixo}]$$

$$8dp = 8 \cdot 0,6 = 5m$$

$$3dp = 3 \cdot 0,6 = 1,8m \cong 2m$$

$$\beta = 15t/m^2$$

$$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(14 + 18 + 17 + 27 + 40)}{5} + 15 \cdot \frac{(40 + 40)}{2} \right] = 474t/m^2$$

$$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,283 \cdot 474 \Rightarrow Q_{pu} = 134tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 167 + 134$$

$$\Rightarrow Q_u = 301tf$$

Já a carga admissível para essa estaca com diâmetro de 50 cm e 20 m de comprimento e empregando o método de Alonso é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{301}{2} = 151tf \\ \frac{167}{0,8} = 209tf \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} = 151tf$$

Como o valor calculado na terceira tentativa é maior que o valor da carga de trabalho da estaca de Ø 60, o comprimento efetivo da estaca será de 18 m.

Para dimensionar as fundações dos outros pilares, utilizando estacas hélice continua, aplicou-se o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 19.

A tabela que retrata a sondagem do furo 1 e as tentativas para a obtenção dos comprimentos das respectivas estacas por meio da formulação de Alonso, segue na Tabela 10.

**Tabela 10 – Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas hélice contínua - Alonso**

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 50 cm					
			1ª TENTATIVA		2ª TENTATIVA		3ª TENTATIVA	
	1	2	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m
	2	3	Le =	15 m	Le =	16 m	Le =	17 m
	3	1/45	Ø Estaca =	50 cm	Ø Estaca =	50 cm	Ø Estaca =	50 cm
	4	1/45	P =	1,57 m	P =	1,57 m	P =	1,57 m
Argila	5	2	f <sub>s</sub> =	5,3	f <sub>s</sub> =	5,6	f <sub>s</sub> =	6,3
β = 10tf/m <sup>2</sup>	6	1	Q <sub>lu</sub> =	82 tf	Q <sub>lu</sub> =	94 tf	Q <sub>lu</sub> =	112 tf
	7	2	8d <sub>p</sub> =	4 m	8d <sub>p</sub> =	4 m	8d <sub>p</sub> =	4 m
	8	4	3d <sub>p</sub> =	2 m	3d <sub>p</sub> =	2 m	3d <sub>p</sub> =	2 m
	9	9	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	232,5 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	243,8 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	285,0 tf/m <sup>2</sup>
Areia	10	13	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	330,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	502,5 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	600,0 tf/m <sup>2</sup>
Siltosa	11	13	q <sub>p</sub> =	281,3 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> =	373,1 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> =	442,5 tf/m <sup>2</sup>
β = 20tf/m <sup>2</sup>	12	14	S <sub>p</sub> =	0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> =	0,196 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> =	0,196 m <sup>2</sup>
	13	16	Q <sub>pu</sub> =	55 tf	Q <sub>pu</sub> =	73 tf	Q <sub>pu</sub> =	87 tf
	14	14	Q <sub>u</sub> =	138 tf	Q <sub>u</sub> =	167 tf	Q <sub>u</sub> =	199 tf
Silte	15	18	Q <sub>Adm</sub> =	69 tf	Q <sub>Adm</sub> =	84 tf	Q <sub>Adm</sub> =	100 tf
Argiloso	16	17	Q <sub>Adm</sub> =	103 tf	Q <sub>Adm</sub> =	117 tf	Q <sub>Adm</sub> =	140 tf
β = 15tf/m <sup>2</sup>	17	27	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE Ø 60 cm					
	18	20/5	1ª TENTATIVA		2ª TENTATIVA		3ª TENTATIVA	
	19	20/5	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m
Silte	20	30/8	Le =	16 m	Le =	17 m	Le =	18 m
Arenoso	21	30/8	Ø Estaca =	60 cm	Ø Estaca =	60 cm	Ø Estaca =	60 cm
β = 15tf/m <sup>2</sup>	22	30/8	P =	1,88 m	P =	1,88 m	P =	1,88 m
			f <sub>s</sub> =	5,6	f <sub>s</sub> =	6,3	f <sub>s</sub> =	7,4
			Q <sub>lu</sub> =	113 tf	Q <sub>lu</sub> =	135 tf	Q <sub>lu</sub> =	167 tf
			8d <sub>p</sub> =	5 m	8d <sub>p</sub> =	5 m	8d <sub>p</sub> =	5 m
			3d <sub>p</sub> =	2 m	3d <sub>p</sub> =	2 m	3d <sub>p</sub> =	2 m
			(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	523,8 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	276,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Acima</sub> =	348,0 tf/m <sup>2</sup>
			(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	502,5 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	600,0 tf/m <sup>2</sup>	(β*N) <sub>Med.Abaixo</sub> =	600,0 tf/m <sup>2</sup>
			q <sub>p</sub> =	513,1 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> =	438,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> =	474,0 tf/m <sup>2</sup>
			S <sub>p</sub> =	0,283 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> =	0,283 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> =	0,283 m <sup>2</sup>
			Q <sub>pu</sub> =	145 tf	Q <sub>pu</sub> =	124 tf	Q <sub>pu</sub> =	134 tf
			Q <sub>u</sub> =	258 tf	Q <sub>u</sub> =	258 tf	Q <sub>u</sub> =	301 tf
			Q <sub>Adm</sub> =	129 tf	Q <sub>Adm</sub> =	129 tf	Q <sub>Adm</sub> =	151 tf
			Q <sub>Adm</sub> =	141 tf	Q <sub>Adm</sub> =	168 tf	Q <sub>Adm</sub> =	209 tf

A determinação do número de estacas necessárias para dar suporte ao carregamento de cada pilar por pilar, pode ser visualizada na Tabela 11.

**Tabela 11** - Número de estacas hélice contínua por pilar

Pilar	Carga Máxima (tf)	Quantidade de Estacas e Diâmetro	Comprimento da Estaca (m)	
			Decourt-Quaresma	Alonso
P <sub>2</sub>	88,6	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>3</sub>	76,2	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>4</sub>	58,2	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>5</sub>	90,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>6</sub>	85,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>7</sub>	34,8	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>8</sub>	221,0	2 Ø 60 cm	18	18
P <sub>9</sub>	319,1	3 Ø 60 cm	18	18
P <sub>10</sub>	403,9	3 Ø 60 cm	18	18
P <sub>11</sub>	434,5	4 Ø 60 cm	18	18
P <sub>12</sub>	479,0	4 Ø 60 cm	18	18
P <sub>13</sub>	99,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>14</sub>	200,0	2 Ø 60 cm	18	18
P <sub>15</sub>	320,0	3 Ø 60 cm	18	18
P <sub>16</sub>	443,0	4 Ø 60 cm	18	18
P <sub>17</sub>	475,0	4 Ø 60 cm	18	18
P <sub>18</sub>	332,0	3 Ø 60 cm	18	18
P <sub>19</sub>	403,0	3 Ø 60 cm	18	18
P <sub>20</sub>	255,0	2 Ø 60 cm	18	18
P <sub>21</sub>	47,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>22</sub>	68,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>23</sub>	75,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>24</sub>	63,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>25</sub>	88,0	1 Ø 50 cm	17	17
P <sub>26</sub>	59,0	1 Ø 50 cm	17	17

Legenda: Pilar de Divisa  
Pilar Normal

De posse dos valores da Tabela 11, fez-se o lançamento da fundação em estacas hélice contínua e o resultado segue detalhado no Anexo IV.

#### 4.2.3 – Estacas de Perfil Metálico

Segundo (Alonso; Soares, 2006, p.11), “a utilização no Brasil de perfis metálicos como elementos de fundações profundas têm apresentado avanços significativos”. Até pouco tempo atrás, as estacas metálicas eram empregadas principalmente nas estruturas de contenção, onde os perfis metálicos eram associados a pranchas de madeira ou pré-fabricadas de concreto. Seu uso também era direcionado a pilares de divisa, com o objetivo de se eliminar as vigas alavancas.


Para o dimensionamento da fundação do empreendimento utilizando estacas constituídas de perfil metálico, empregaram-se os perfis HP 200 x 53 e o HP 310 x 79, ambos produzidos em aço de alta resistência mecânica ASTM A 572 Grau 50.

A carga de trabalho para estacas utilizando os perfis HP 200 x 53 e o HP 310 x 79, segundo Júnior (2007) são igual a 106 toneladas força e 153 toneladas força, respectivamente.

Para exemplificar o processo de dimensionamento será levado em consideração o dimensionamento das estacas constituídas de perfis de aço para o pilar 12, que apresenta dimensões 140 cm x 30 cm e carga máxima de aproximadamente 483 toneladas força. Assim como no dimensionamento dos outros tipos de estacas, o cálculo do estaqueamento do pilar 12 visa determinar a quantidade de estacas e o comprimento necessário destas, ou seja, o comprimento equivalente para que elas atinjam a capacidade de carga especificada.

Nos cálculos do dimensionamento das estacas, considerou-se uma cota de arrasamento igual a 1m. Já os valores de N e  $N_{eq}$ , relativos ao furo 1, considerados nos cálculos podem ser visualizados na Tabela 12.

**Tabela 12** - Valores de N e  $N_{eq}$  utilizados nos cálculos do pilar 12

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	$N_{eq}$	Estaca
0	-	-	
1	2	3	
2	3	3	
3	1/45	3	
4	1/45	3	
5	2	3	
6	1	3	
7	2	3	
8	4	4	
9	9	9	
10	13	13	
11	13	13	
12	14	14	
13	16	16	
14	14	14	
15	18	18	
16	17	17	
17	27	27	
18	20/5	50	
19	20/5	50	
20	30/8	50	

### Cálculo Empregando o Método de Decourt-Quaresma

Para o cálculo do comprimento necessário das estacas realizou-se uma primeira tentativa empregando o comprimento efetivo ( $L_E$ ) igual a 19 m. A fim de se obter um menor conjunto de estacas, capaz de suportar a carga, no estaqueamento do pilar 12 empregou-se estacas constituídas de perfil HP 310 x 79, que apresentam uma resistência de 153 toneladas força.

Assim como no cálculo das estacas anteriores, a estaca metálica estará inserida num perfil de solo que apresenta camadas diferentes. Porém, como a estaca metálica também faz parte do grupo de estaca cravada os coeficientes de  $\alpha$  e  $\beta$  apresentaram valores constantes e iguais à unidade, ou seja,  $\alpha = \beta = 1$ . Dessa forma não é necessário realizar os cálculos para as camadas isoladamente.

Assim, para o cálculo de  $Q_{lu}$ , segue:



Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$L = 19m$

$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$

$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$

$\beta = 1$  e  $\alpha = 1$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3+3+3+3+3+3+3+3+4+9+13+13+14+16+14+18+17+27+50+50)}{3} + 1 \cdot 19$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 107,7$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,21 \cdot \frac{19}{18} \cdot 107,7$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 138tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{19} + N_{20} + N_{21}}{3} = \frac{50+50+50}{3} = 50$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte arenoso, o valor de será  $K = 25 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 1 \cdot 25 \cdot 50 = 1250tf/m^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 1250 \Rightarrow Q_{pu} \cong 114tf$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 138 + 114$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 252tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com HP 310 x 79 e 19 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{138}{1,3} + \frac{114}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 134tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor que 153 toneladas força, uma 2ª tentativa é realizada com um comprimento efetivo da estaca igual a 20 m.

Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$L = 20m$

$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$

$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$

$\beta = 1$  e  $\alpha = 1$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3+3+3+3+3+3+3+3+4+9+13+13+14+16+14+18+17+27+50+50+50)}{3} + 1 \cdot 19$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 125,3$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,21 \cdot \frac{20}{19} \cdot 125,3$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 160tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{20} + N_{21} + N_{22}}{3} = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte arenoso, o valor de será  $K = 25 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 1 \cdot 25 \cdot 50 = 1250 \text{ tf/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 1250 \Rightarrow Q_{pu} \cong 114 \text{ tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 160 + 114$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 274tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com o perfil HP 310 x 79 e 20 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{160}{1,3} + \frac{114}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 151tf}$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 153 toneladas força, realiza-se uma 3ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 21 m.

Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$$L = 21m$$

$$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$$

$$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$$

$$\beta = 1 \text{ e } \alpha = 1$$

$$\Rightarrow Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \rightarrow f_s = \beta \cdot \frac{N_{eq}}{3} + \beta$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 1 \cdot \frac{(3+3+3+3+3+3+3+3+4+9+13+13+14+16+14+18+17+27+50+50+50+50)}{3} + 1 \cdot 19$$

$$\sum(f_s \cdot l) = 143$$

$$Q_{lu} = p \cdot \frac{L}{(L-1)} \cdot \sum(f_s \cdot l) \Rightarrow Q_{lu} = 1,21 \cdot \frac{21}{20} \cdot 143$$

$$\Rightarrow Q_{lu} \cong 182tf$$

Para o cálculo de  $Q_{pu}$ :

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$$

$$q_p = \alpha \cdot K \cdot N_{méd.}$$

$$N_{méd.} = \frac{N_{21} + N_{22} + N_{23}}{3} = \frac{50 + 50 + 50}{3} = 50$$

Como a ponta da estaca ficara inserida na camada de silte arenoso, o valor de será  $K = 25 \text{ tf/m}^2$ .

$$q_p = 1 \cdot 25 \cdot 50 = 1250 \text{ tf/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 1250 \Rightarrow Q_{pu} \cong 114 \text{ tf}$$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 182 + 114$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_u = 296tf}$$

Já a carga admissível para essa estaca com o perfil HP 310 x 79 e 21 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_{lu}}{1,3} + \frac{Q_{pu}}{4} \Rightarrow Q_{adm.} = \frac{182}{1,3} + \frac{114}{4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{Q_{adm.} = 168tf}$$

Como o valor calculado para a terceira tentativa é maior do que a carga de trabalho da estaca de perfil HP 310 x 79, o comprimento efetivo da estaca deverá ser de 21 m. Já o número de estacas metálicas para esse pilar será calculado pela equação abaixo:

$$ESTACAS = \frac{483}{153} = 3,2 \Rightarrow 4 \text{ estacas}$$

Para dimensionar as fundações dos outros pilares, utilizando estacas metálicas, aplicou-se o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 12.

A tabela que retrata a sondagem do furo 1 e as tentativas para a obtenção dos comprimentos efetivos das respectivas estacas, de acordo com a característica do perfil, segue na Tabela 13.

**Tabela 13** - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas metálicas - Decourt-Quaresma

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE PERFIL HP 200 x 53		
			1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
	1	2	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
	2	3	Le = 20 m	Le = 21 m	Le = 22 m
	3	1/45	Altura Perfil 0,204 m	Altura Perfil 0,204 m	Altura Perfil 0,204 m
Argila	4	1/45	Largura Perfil 0,207 m	Largura Perfil 0,207 m	Largura Perfil 0,207 m
	5	2	P = 0,82 m	P = 0,82 m	P = 0,82 m
	6	1	$\sum(f_s \cdot l) = 125,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 143,0$	$\sum(f_s \cdot l) = 160,7$
	7	2	Q <sub>lu</sub> = 108 tf	Q <sub>lu</sub> = 123 tf	Q <sub>lu</sub> = 138 tf
	8	4	S <sub>p</sub> = 0,042 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,042 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,042 m <sup>2</sup>
Areia	9	9	K = 25 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
Siltosa	10	13	N <sub>méd</sub> = 50,0	N <sub>méd</sub> = 50,0	N <sub>méd</sub> = 50,0
	11	13	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>
	12	14	Q <sub>pu</sub> = 53 tf	Q <sub>pu</sub> = 53 tf	Q <sub>pu</sub> = 53 tf
	13	14	Q <sub>u</sub> = 161 tf	Q <sub>u</sub> = 176 tf	Q <sub>u</sub> = 191 tf
	14	16	Q <sub>Adm</sub> = 97 tf	Q <sub>Adm</sub> = 108 tf	Q <sub>Adm</sub> = 120 tf
Silte	14	14			
Argiloso	15	18			
	16	17			
	17	27			
	18	20/5			
Silte	19	20/5			
Arenoso	20	30/8			
	21	30/8			
	22	30/8			
	23	30/8			

CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE PERFIL HP 310 x 79			
	1ª TENTATIVA	2ª TENTATIVA	3ª TENTATIVA
	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m	C.A.= 1 m
	Le = 19 m	Le = 20 m	Le = 21 m
	Altura Perfil 0,299 m	Altura Perfil 0,299 m	Altura Perfil 0,299 m
	Largura Perfil 0,306 m	Largura Perfil 0,306 m	Largura Perfil 0,306 m
	P = 1,21 m	P = 1,21 m	P = 1,21 m
	$\sum(f_s \cdot l) = 107,7$	$\sum(f_s \cdot l) = 125,3$	$\sum(f_s \cdot l) = 143,0$
	Q <sub>lu</sub> = 138 tf	Q <sub>lu</sub> = 160 tf	Q <sub>lu</sub> = 182 tf
	S <sub>p</sub> = 0,091 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,091 m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> = 0,091 m <sup>2</sup>
	K = 25 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>	K = 25 tf/m <sup>2</sup>
	N <sub>méd</sub> = 50,0	N <sub>méd</sub> = 50,0	N <sub>méd</sub> = 50,0
	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>	q <sub>p</sub> = 1250,0 tf/m <sup>2</sup>
	Q <sub>pu</sub> = 114 tf	Q <sub>pu</sub> = 114 tf	Q <sub>pu</sub> = 114 tf
	Q <sub>u</sub> = 252 tf	Q <sub>u</sub> = 274 tf	Q <sub>u</sub> = 296 tf
	Q <sub>Adm</sub> = 134 tf	Q <sub>Adm</sub> = 151 tf	Q <sub>Adm</sub> = 168 tf

### Cálculo Empregando o Método de Alonso

O perfil metálico será inserido num perfil de solo que apresenta camadas diferentes. Dessa forma, teremos valores de  $\alpha$  e  $\beta$  variando, sendo necessário realizar cálculos para as camadas isoladamente. Portanto, para o cálculo tem-se que:

Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$L = 19m$

$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$

$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$

$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$

$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{ médio}}$

$\alpha = 0,67t/m^2$

$N_{s\text{ médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40 + 40)}{19} = 12,95$

$f_s = 0,67 \cdot 12,95 \Rightarrow f_s = 8,67t/m^2$

$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,21 \cdot 19 \cdot 8,67 \Rightarrow Q_{lu} = 132tf$

$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$

$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaiixo}]$

$8dp = 8 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 3,4m \cong 3m$

$3dp = 3 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 1,3m \cong 1m$

$\beta = 15t/m^2$

$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(27 + 40 + 40)}{3} + 15 \cdot \frac{(40)}{1} \right] = 567,5t/m^2$

$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 567,5 \Rightarrow Q_{pu} = 52tf$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca em perfil é:

$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 132 + 52$

$\Rightarrow Q_u = 184tf$

A carga admissível, empregando o método de Alonso, para a estaca utilizando o perfil HP 310x79 com 19 m de comprimento e é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{184}{2} = 92tf \\ \frac{132}{0,8} = 165tf \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} = 92tf$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  é menor que 153 toneladas força, realiza-se uma 2ª tentativa com um comprimento efetivo da estaca igual a 24 m

Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$L = 24m$

$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$

$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$

$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$

$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{ médio}}$

$\alpha = 0,67t/m^2$

$N_{s\text{ médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40)}{24}$

$N_{s\text{ médio}} = 18,58$

$f_s = 0,67 \cdot 18,58 \Rightarrow f_s = 12,45t/m^2$

$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,21 \cdot 24 \cdot 12,45 \Rightarrow Q_{lu} = 239tf$

$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$

$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaxo}]$

$8dp = 8 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 3,4m \cong 3m$

$3dp = 3 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 1,3m \cong 1m$

$\beta = 15t/m^2$

$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(40 + 40 + 40)}{3} + 15 \cdot \frac{(40)}{1} \right] = 600t/m^2$

$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 600 \Rightarrow Q_{pu} = 55tf$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca em perfil é:

$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 239 + 55$

$\Rightarrow Q_u = 294tf$

A carga admissível, empregando o método de Alonso, para a estaca utilizando o perfil HP 310x79 com 24 m de comprimento é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{294}{2} = 147tf \\ \frac{239}{0,8} = 299tf \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} = 147tf$$

Como o valor de  $Q_{adm}$  ainda é menor que 153 toneladas força, segue os cálculos com um comprimento efetivo da estaca igual a 25 m.

Dados:

Perfil HP 310x79

Altura  $\rightarrow d = 0,299m$

Largura  $\rightarrow b_f = 0,306m$

$L = 25m$

$p = 2 * (d + b_f) \Rightarrow p = 2 * (0,299 + 0,306) \Rightarrow p = 1,21m$

$s_p = d * b_f \Rightarrow s_p = 0,299 * 0,306 \Rightarrow s_p = 0,091m^2$

$\Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s$

$f_s = \alpha \cdot N_{s\text{ médio}}$

$\alpha = 0,67t/m^2$

$N_{s\text{ médio}} = \frac{(3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 3 + 4 + 9 + 13 + 13 + 14 + 16 + 14 + 18 + 17 + 27 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40)}{25}$

$N_{s\text{ médio}} = 19,44$

$f_s = 0,67 \cdot 19,44 \Rightarrow f_s = 13,02t/m^2$

$Q_{lu} = 0,662 \cdot p \cdot L \cdot f_s \Rightarrow Q_{lu} = 0,662 \cdot 1,21 \cdot 25 \cdot 13,02 \Rightarrow Q_{lu} = 261tf$

$\Rightarrow Q_{pu} = s_p \cdot q_p$

$q_p = 0,5 \cdot [(\beta \cdot N)_{med.acima} + (\beta \cdot N)_{med.abaiixo}]$

$8dp = 8 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 3,4m \cong 3m$

$3dp = 3 \cdot (\sqrt{0,299^2 + 0,306^2}) = 1,3m \cong 1m$

$\beta = 15t/m^2$

$q_p = 0,5 \cdot \left[ 15 \cdot \frac{(40 + 40 + 40)}{3} + 15 \cdot \frac{(40)}{1} \right] = 600t/m^2$

$Q_{pu} = s_p \cdot q_p \Rightarrow Q_{pu} = 0,091 \cdot 600 \Rightarrow Q_{pu} = 55tf$

Dessa forma temos que a capacidade de carga da estaca em perfil é:

$Q_u = Q_{lu} + Q_{pu} \Rightarrow Q_u = 261 + 55$

$\Rightarrow Q_u = 316tf$

A carga admissível, empregando o método de Alonso, para a estaca utilizando o perfil HP 310x79 com 24 m de comprimento e é:

$$Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{Q_u}{2} \\ \frac{Q_{lu}}{0,8} \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} \leq \begin{cases} \frac{316}{2} = 158tf \\ \frac{261}{0,8} = 326tf \end{cases} \Rightarrow Q_{adm.} = 158tf$$

Como o valor calculado na terceira tentativa é maior que o valor da carga de trabalho da estaca em perfil HP 310x79, o comprimento efetivo da estaca será de 25 m.

O dimensionamento das fundações dos outros pilares segue o mesmo procedimento descrito no cálculo do pilar 12. Já a tabela que retrata a sondagem e as tentativas para a obtenção dos comprimentos das respectivas estacas por meio da formulação de Alonso, segue na Tabela 14.



**Tabela 14 - Sondagem relativa ao furo 1 e comprimentos efetivos para estacas metálicas - Decourt-Quaresma**

PROFUNDIDADE (m)	N (SPT)	N <sub>eq</sub>	CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE PERFIL HP 200 x 53								
			1ª TENTATIVA			2ª TENTATIVA			3ª TENTATIVA		
	1	2	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m			
	2	3	Le =	20 m	Le =	25 m	Le =	26 m			
	3	3	Altura Perfil	0,204 m	Altura Perfil	0,204 m	Altura Perfil	0,204 m			
	3	1/45	Largura Perfil	0,207 m	Largura Perfil	0,207 m	Largura Perfil	0,207 m			
Argila	4	1/45	P =	0,82 m	P =	0,82 m	P =	0,82 m			
$\beta = 10\text{tf/m}^2$	5	2	$f_s =$	9,6	$f_s =$	13,0	$f_s =$	13,6			
	6	1	$Q_{lu} =$	104 tf	$Q_{lu} =$	177 tf	$Q_{lu} =$	192 tf			
	7	2	$8d_p =$	2 m	$8d_p =$	2 m	$8d_p =$	2 m			
	8	4	$3d_p =$	1 m	$3d_p =$	1 m	$3d_p =$	1 m			
Areia	9	9	$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
Siltosa	10	13	$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
$\beta = 20\text{tf/m}^2$	11	13	$q_p =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$q_p =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$q_p =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
	12	14	$S_p =$	0,042 m <sup>2</sup>	$S_p =$	0,042 m <sup>2</sup>	$S_p =$	0,042 m <sup>2</sup>			
	13	16	$Q_{pu} =$	25 tf	$Q_{pu} =$	25 tf	$Q_{pu} =$	25 tf			
Silte	14	14	$Q_u =$	130 tf	$Q_u =$	203 tf	$Q_u =$	217 tf			
Argiloso	15	18	$Q_{Adm} =$	65 tf	$Q_{Adm} =$	101 tf	$Q_{Adm} =$	109 tf			
$\beta = 15\text{tf/m}^2$	16	17	$Q_{Adm} =$	130 tf	$Q_{Adm} =$	221 tf	$Q_{Adm} =$	240 tf			
	17	27									
	18	20/5									
Silte	19	20/5									
Arenoso	20	30/8									
$\beta = 15\text{tf/m}^2$	21	30/8									
	22	30/8									
	23	30/8									
	24	30/8									
	25	30/8									
	26	30/8									
	27	30/8									

CÁLCULO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE DAS ESTACAS DE PERFIL HP 310 x 79											
			1ª TENTATIVA			2ª TENTATIVA			3ª TENTATIVA		
			C.A.=	1 m	C.A.=	1 m	C.A.=	1 m			
			Le =	19 m	Le =	24 m	Le =	25 m			
			Altura Perfil	0,299 m	Altura Perfil	0,299 m	Altura Perfil	0,299 m			
			Largura Perfil	0,306 m	Largura Perfil	0,306 m	Largura Perfil	0,306 m			
			P =	1,21 m	P =	1,21 m	P =	1,21 m			
			$f_s =$	8,7	$f_s =$	12,5	$f_s =$	13,0			
			$Q_{lu} =$	132 tf	$Q_{lu} =$	239 tf	$Q_{lu} =$	261 tf			
			$8d_p =$	3 m	$8d_p =$	3 m	$8d_p =$	3 m			
			$3d_p =$	1 m	$3d_p =$	1 m	$3d_p =$	1 m			
			$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	535,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Acima}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
			$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$(\beta * N)_{\text{Med.Abaixo}} =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
			$q_p =$	567,5 tf/m <sup>2</sup>	$q_p =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>	$q_p =$	600,0 tf/m <sup>2</sup>			
			$S_p =$	0,091 m <sup>2</sup>	$S_p =$	0,091 m <sup>2</sup>	$S_p =$	0,091 m <sup>2</sup>			
			$Q_{pu} =$	52 tf	$Q_{pu} =$	55 tf	$Q_{pu} =$	55 tf			
			$Q_u =$	184 tf	$Q_u =$	294 tf	$Q_u =$	316 tf			
			$Q_{Adm} =$	92 tf	$Q_{Adm} =$	147 tf	$Q_{Adm} =$	158 tf			
			$Q_{Adm} =$	165 tf	$Q_{Adm} =$	299 tf	$Q_{Adm} =$	326 tf			

A quantidade de estacas necessárias para suportar o carregamento de cada pilar pode ser visualizada através da Tabela 15.

**Tabela 15** - Número de estacas metálicas por pilar

Pilar	Carga Máxima (tf)	Quantidade de Estacas e Seção Perfil			Comprimento da Estaca (m)	
					Decourt-Quaresma	Alonso
P <sub>1</sub>	52,7	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>2</sub>	81,4	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>3</sub>	70	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>4</sub>	53,4	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>5</sub>	82,7	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>6</sub>	78	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>7</sub>	36,9	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>8</sub>	221	2	HP	310 x 79	21	25
P <sub>9</sub>	325,8	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>10</sub>	406,3	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>11</sub>	429,3	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>12</sub>	482,5	4	HP	310 x 79	21	25
P <sub>13</sub>	99	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>14</sub>	200	2	HP	310 x 79	21	25
P <sub>15</sub>	320	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>16</sub>	443	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>17</sub>	475	4	HP	310 x 79	21	25
P <sub>18</sub>	332	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>19</sub>	403	3	HP	310 x 79	21	25
P <sub>20</sub>	255	2	HP	310 x 79	21	25
P <sub>21</sub>	47	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>22</sub>	68	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>23</sub>	75	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>24</sub>	63	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>25</sub>	88	1	HP	200 x 53	22	26
P <sub>26</sub>	59	1	HP	200 x 53	22	26

Legenda: Pilar de Divisa  
Pilar Normal

Com os resultados apresentados na Tabela 15, fez-se o lançamento da fundação em estacas metálicas utilizando os perfis HP 200 x 53 e HP 310 x 79, conforme Anexo V.

#### 4.3 – Levantamento de Quantidades e Estimativa de Custos

A última etapa para a definição de qual será a fundação mais econômica é a realização dos anteprojetos de cada solução previamente escolhida e o levantamento dos quantitativos físicos para cada uma das soluções, como por exemplo, a mobilização, a quantidade de metros de estacas, o volume de concreto, o peso do aço, entre outros. Além disso, não se deve esquecer o levantamento dos custos diretos e indiretos para execução de cada solução analisada.

De acordo com os anteprojetos, visualizados através dos Anexos III, IV e V, e as tabelas de dimensionamento, foram elaborados os resumos da composição dos custos totais de cada solução de fundação analisada, levando em consideração os métodos de cálculo de Decourt-Quaresma e Alonso.

Nesses cálculos, levaram em consideração uma altura média dos blocos de coroamento de 1m e uma quantidade média de aço para a estaca hélice contínua de aproximadamente 45 kg por estaca. Dessa forma, a estimativa de custo para os três tipos de fundação é obtida por meio da multiplicação dos quantitativos, relativos aos itens necessários para execução das estacas, pelo respectivo preço unitário de mercado de cada item. O resumo da realização desse processo segue descrito na Tabela 16, Tabela 17 e Tabela 18.

**Tabela 16** - Composição de custos para as estaca premoldadas de concreto

ITEM	UNIDADE	QUANTIDADE		UNITÁRIO	PREÇO (R\$)	
		Decourt-Quaresma	Alonso		TOTAIS	
					Decourt-Quaresma	Alonso
Mobilização de Equipamentos	vb	1	1	10000,00	10000,00	10000,00
Estaca Premoldada de Concreto Ø 42 cm	m	238	266	130,00	30940,00	34580,00
Estaca Premoldada de Concreto Ø 50cm	m	666	740	183,00	121878,00	135420,00
Cravação da estaca de Concreto Ø 42 cm	m	238	266	60,00	14280,00	15960,00
Cravação da estaca de Concreto Ø 50 cm	m	666	740	80,00	53280,00	59200,00
Soldagem emenda das estacas Ø 42 cm	un	28,0	42,0	84,00	2352,00	3528,00
Soldagem emenda das estacas Ø 50 cm	un	74,0	111,0	100,00	7400,00	11100,00
Preparo da cabeça da estaca	un	51	51	80,00	4080,00	4080,00
Concreto armado para bloco	m³	32,5	32,5	800,00	26000,00	26000,00

Nota: Valores unitários obtidos por meio de pesquisa de mercado, Outubro 2014.

<b>TOTAL GERAL<sub>(Decourt-Quaresma)</sub> ⇒ R\$= 270210,00</b>
<b>TOTAL GERAL<sub>(Alonso)</sub> ⇒ R\$= 299868,00</b>

**Tabela 17** - Composição de custos para as estacas hélice contínua

ITEM	UNIDADE	QUANTIDADE		UNITÁRIO	PREÇO (R\$)	
		Decourt-Quaresma	Alonso		TOTAIS	
					Decourt-Quaresma	Alonso
Mobilização de Equipamentos	vb	1	1	14000,00	14000,00	14000,00
Execução de Estaca Hélice Contínua Ø 50cm	m	238	238	50,00	11900,00	11900,00
Execução de Estaca Hélice Contínua Ø 60cm	m	666	666	60,00	39960,00	39960,00
Concreto para estaca	m³	258,4	258,4	280,00	72355,08	72355,08
Aço para estaca	kg	2295	2295	6,00	13770,00	13770,00
Concreto armado para bloco	m³	53,7	53,7	800,00	42960,00	42960,00
Preparo da cabeça da estaca	un	51	51,0	100,00	5100,00	5100,00
Remoção de terra c/ bota fora (30% empolamento)	m³	305,4	305,4	35,00	10688,82	10688,82

Nota: Valores unitários obtidos por meio de pesquisa de mercado, Outubro 2014.

<b>TOTAL GERAL<sub>(Decourt-Quaresma)</sub> ⇒ R\$= 210733,90</b>
<b>TOTAL GERAL<sub>(Alonso)</sub> ⇒ R\$= 210733,90</b>

**Tabela 18** - Composição de custos para as estacas premoldadas de perfil de aço

ITEM	UNIDADE	QUANTIDADE		UNITÁRIO	PREÇO (R\$)	
		Decourt-Quaresma	Alonso		TOTAIS	
					Decourt-Quaresma	Alonso
Mobilização de Equipamentos	vb	1	1	10000,00	10000,00	10000,00
Estaca Premoldada de Perfil HP 200 x 53	kg	16324	19292	2,85	46523,40	54982,20
Estaca Premoldada de Perfil HP 310 x 79	kg	58065	69125	2,85	165485,25	197006,25
Cravação da Estaca Metálica	m	1043	1239	45,00	46935,00	55755,00
Emenda de Topo	un	49	49	200,00	9800,00	9800,00
Corte de Estaca	un	98,0	98,0	85,00	8330,00	8330,00
Concreto armado para bloco	m³	23,8	23,8	800,00	19040,00	19040,00

Nota: Valores unitários obtidos por meio de pesquisa de mercado, Outubro 2014.

<b>TOTAL GERAL<sub>(Decourt-Quaresma)</sub> ⇒ R\$= 306113,65</b>
<b>TOTAL GERAL<sub>(Alonso)</sub> ⇒ R\$= 354913,45</b>

A partir dos valores dos totais, relativos a cada solução analisada, chega-se a resumo final de custo para cada tipo de fundação, conforme se observa na Tabela 19.

**Tabela 19** – Resumo dos custos relativo a cada solução de fundação

Tipo de Fundação	Custo Total em R\$	
	Decourt-Quaresma	Alonso
Estaca Premoldada de Concreto	270210,00	299868,00
Estaca Hélice Contínua	210733,90	210733,90
Estaca Premoldada de Perfil de Aço	306113,65	354913,45

## 5 – Discussão dos Resultados

O desenvolvimento desse trabalho, bem como os dimensionamentos e locações dos elementos de fundação, foram realizados de acordo com o projeto de pilares, mapa de carga e também no resultado da sondagem de simples reconhecimento do terreno.

Após a análise dos elementos básicos, iniciou-se o procedimento de verificação e escolha baseado na resistência do solo, na posição do nível de água e na grandeza das cargas dos pilares da obra, e se constatou que a solução em estacas era a única possível de ser implantada. Dentre os vários tipos de estacas existentes, as que não apresentaram restrições técnica foram as premoldadas de concreto, as hélices contínuas e as premoldadas de perfil de aço. Tecnicamente os três tipos de fundação demonstraram ser viáveis. Posterior à análise da viabilidade técnica, realizou-se o processo de dimensionamento.

O dimensionamento, que consiste basicamente na determinação do comprimento efetivo correspondente a carga de trabalho da estaca, foi realizado empregando os métodos de cálculo semi-empírico de *Decourt-Quaresma* e *Alonso*. O objetivo da utilização de métodos de cálculo diferentes foi promover dados, a fim de verificar como a escolha do método de cálculo influência no resultado final da composição de preço do tipo de fundação.

Posterior ao processo de dimensionamento iniciou-se um estudo econômico para se determinar qual solução seria capaz de melhor atender ao empreendimento.

Esse estudo levou em conta a mobilização dos equipamentos, a quantidade de estacas, a quantidade de concreto para a estaca hélice contínua, o concreto armado para confecção do bloco de coroamento, o preparo da cabeça da estaca, dentre outros fatores específicos relativos a cada tipo de estaca. Após a realização do levantamento dos quantitativos físicos de cada estaca, baseado nos métodos de cálculo, anteriormente relatados, e a cotação de seus itens unitários, calculou-se o preço total da implantação de cada solução.

Comparando os resultados da composição de custo total, descrita na Tabela 19, notou-se que a opção de fundação em estacas hélice contínua foi a que proporcionou o menor custo de implantação. Observa-se esse resultado mesmo quando se confronta uma metodologia de cálculo mais otimista, como a obtida pela formulação de *Decourt-Quaresma*, com uma metodologia conservadora, alcançada pela formulação de *Alonso*.

Como forma de verificação dos resultados, observou-se, ao longo da pesquisa, que algumas bibliografias indicam que uma fundação bem projetada corresponde de 3% a 10% do custo total da edificação, porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987). A edificação em questão é um edifício comercial de padrão normal e possui uma área total de construção de aproximadamente 3460 m<sup>2</sup>. De acordo com a tabela do SINDUSCON-MG (Anexo VI), o preço de custo do m<sup>2</sup> construído de uma obra dessa natureza, relativo ao mês de Outubro de 2014, é de R\$1.447,81/m<sup>2</sup>, portanto pode-se estimar em R\$5.009.422,60 o custo total da obra. O custo da fundação em

estacas hélice contínua, de acordo com a análise de custos realizada, foi aproximadamente de R\$210.733,90, o que corresponde a 4,21% do custo total do empreendimento. Portanto, a opção em estaca hélice contínua é uma solução econômica e tecnicamente viável para obra em questão.

## 6 – Conclusão

A fundação é elemento necessário para se transmitir as cargas provenientes da estrutura para o solo. O melhor tipo de fundação é aquela que além de suporta as cargas da estrutura com segurança e se adequar aos aspectos técnicos e econômicos, tem a capacidade de não afetar a integridade das construções vizinhas.

Para a escolha adequada do tipo fundação, o engenheiro civil deve ter um bom conhecimento teórico e técnico dos tipos de fundação existentes, desde os trabalhos de elaboração dos projetos até a execução na obra, e saber principalmente aplicar o seu conhecimento de acordo com a necessidade de cada obra.

Para um empreendimento, a escolha da melhor solução se processa com base nas características geotécnicas do local, na grandeza das cargas a serem transmitidas, na responsabilidade da obra, dentre outros. Dessa maneira, a melhor solução de fundação é aquela cujo estudo comparativo das opções, disponíveis no mercado, atenda os requisitos técnicos da obra, considerando o menor custo e prazo de execução, além de garantir condições de segurança, funcionalidade e durabilidade. A realização desse estudo comparativo deve ser conduzida de maneira criteriosa para direcionar a escolha de uma fundação que seja a mais adequada e para que no futuro não seja necessário à realização de trabalhos de reforço estrutural que, na grande maioria dos casos são muito onerosos.

O comportamento, a longo prazo, da fundação pode ser afetado diretamente por fatores de projeto e fatores executivos. Portanto, para garantir seu bom desempenho é ideal que ela seja projetada, controlada e executada por uma equipe de profissionais especializados e experientes, a fim de se obter uma solução eficiente no que diz respeito à viabilidade técnica e econômica.

## 7 – Referências Bibliográficas

ABNT. “**Projeto e execução de fundações**”. NBR 6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. Out., 2010.

ABNT. “**Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**”. NBR8036. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. Jun., 1983.

ALONSO, Urbano Rodriguez – “**Exercícios de Fundações**”. São Paulo: Ed. Edgar Blücher Ltda, 1983.

ALONSO, Urbano Rodriguez – “**Previsão e Controle das Fundações**”. São Paulo: Ed. Edgar Blücher Ltda, 1991.

ALONSO, Urbano Rodriguez; SOARES, Ronaldo do Carmo - “**Perfis Gerdau Açominas Aplicados Como Estacas Metálicas em Fundações Profundas**”. Coletânea do Uso do Aço, 2006.

AZEREDO, Hélio Alves de. “**O Edifício até sua Cobertura – 2ª ed. ver.**”. São Paulo. EDGARD BLÜCHER, 1997.

BRITO, José Luis Wey de. “**Fundações do edifício**”. São Paulo: EPUSP, 1987.

JÚNIOR, Ivan Joppert. “**Fundações e Contensões de Edifícios – qualidade total na gestão do projeto e execução**”. São Paulo: PINI, 2007.

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

Magalhães, Max de Castro. “**Notas de Aula de Tecnologia das Construções I**” Belo Horizonte: UFMG, 2008.

NAKAMURA, Juliana. “**Sapatas de Concreto**”. Reportagem Revista Téchno. ed. 137. Disponível em: [www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp](http://www.revistatechne.com.br/.../imprime98838.asp), Acesso junho 2010.

ROCHA, Wagner Magalhães da. “**Notas de Aula de Fundações e Estruturas de Contenção**” Belo Horizonte: UFMG, 2009.

SILVEIRA, José Ernani da Silva. “**Fundações Profundas – Estacas – Aspectos Executivos e Dimensionamento Geotécnico**” Belo Horizonte: UFMG, 2003.

### Site Consultados:

<http://www.google.com.br/imagesfundacoesemradier>, Acesso junho 2014.

[http://www.meksol.com.br/servicos\\_02.htm](http://www.meksol.com.br/servicos_02.htm), Acesso junho 2014.

[http://www.geofix.com.br/site2010/galerias/index.html#prettyPhoto\[estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barretes\]/5/](http://www.geofix.com.br/site2010/galerias/index.html#prettyPhoto[estacas-escavadas-de-grande-diametro-e-barretes]/5/), Acesso junho 2014.

<http://www.brasfond.com.br/2013/index.html>, Acesso junho 2014.

[http://www.exatafundacoes.com.br/serv\\_er.php](http://www.exatafundacoes.com.br/serv_er.php), Acesso junho 2014.

<http://www.google.com.br/imagesmicroestacas>, Acesso junho 2014.

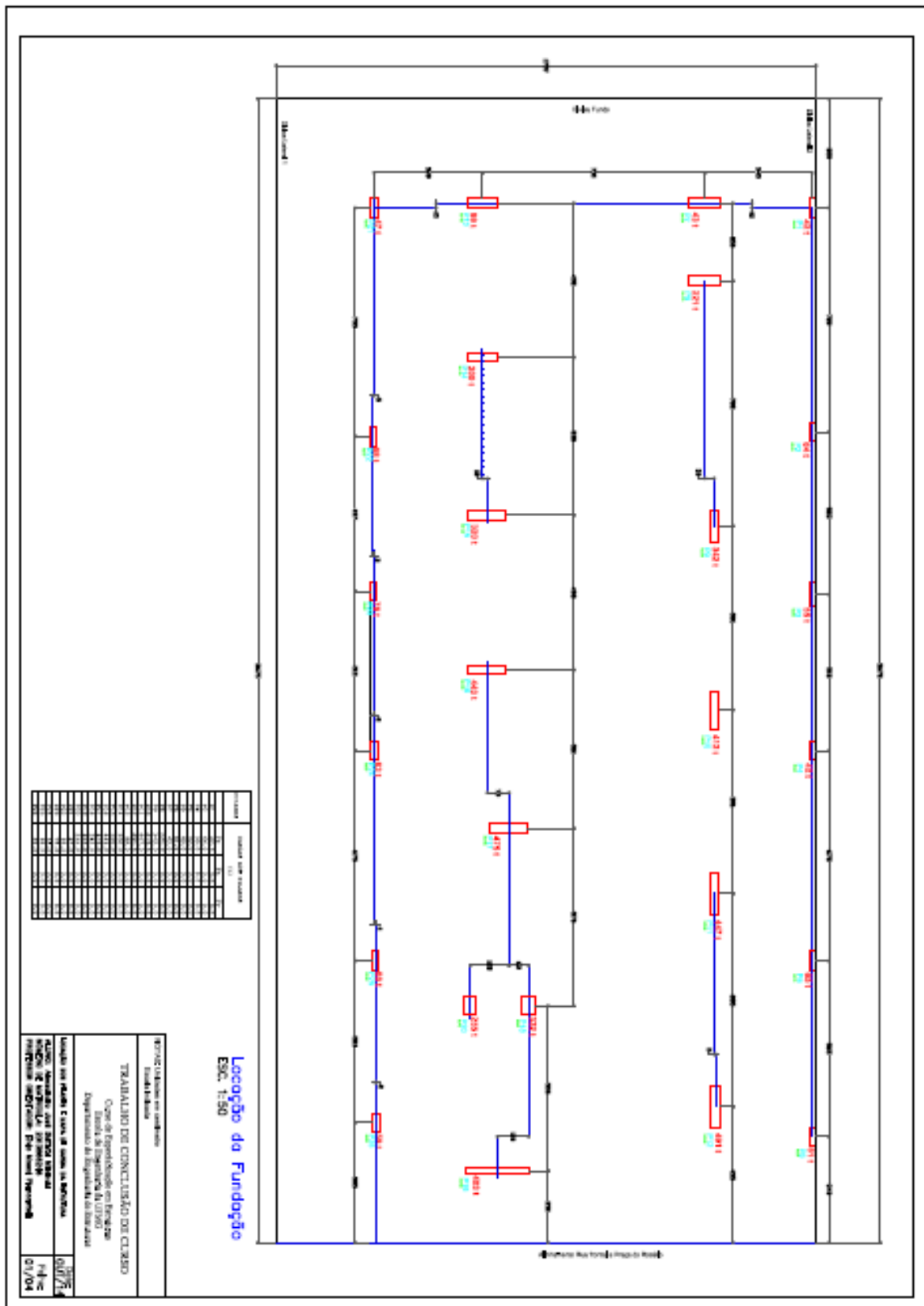
[http://www.sinduscon-mg.org.br/site/arquivos/up/cub/tabelas/tabela\\_cub\\_setembro\\_2014.pdf](http://www.sinduscon-mg.org.br/site/arquivos/up/cub/tabelas/tabela_cub_setembro_2014.pdf), Acesso novembro 2014.

### Bibliografia Complementar

França, Júnia Lessa; VASCONCELLOS, Ana Cristina de. **“Manual para Normatização de Publicações Técnico-Científicas”**. 8ª ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2009.

8 – Anexos

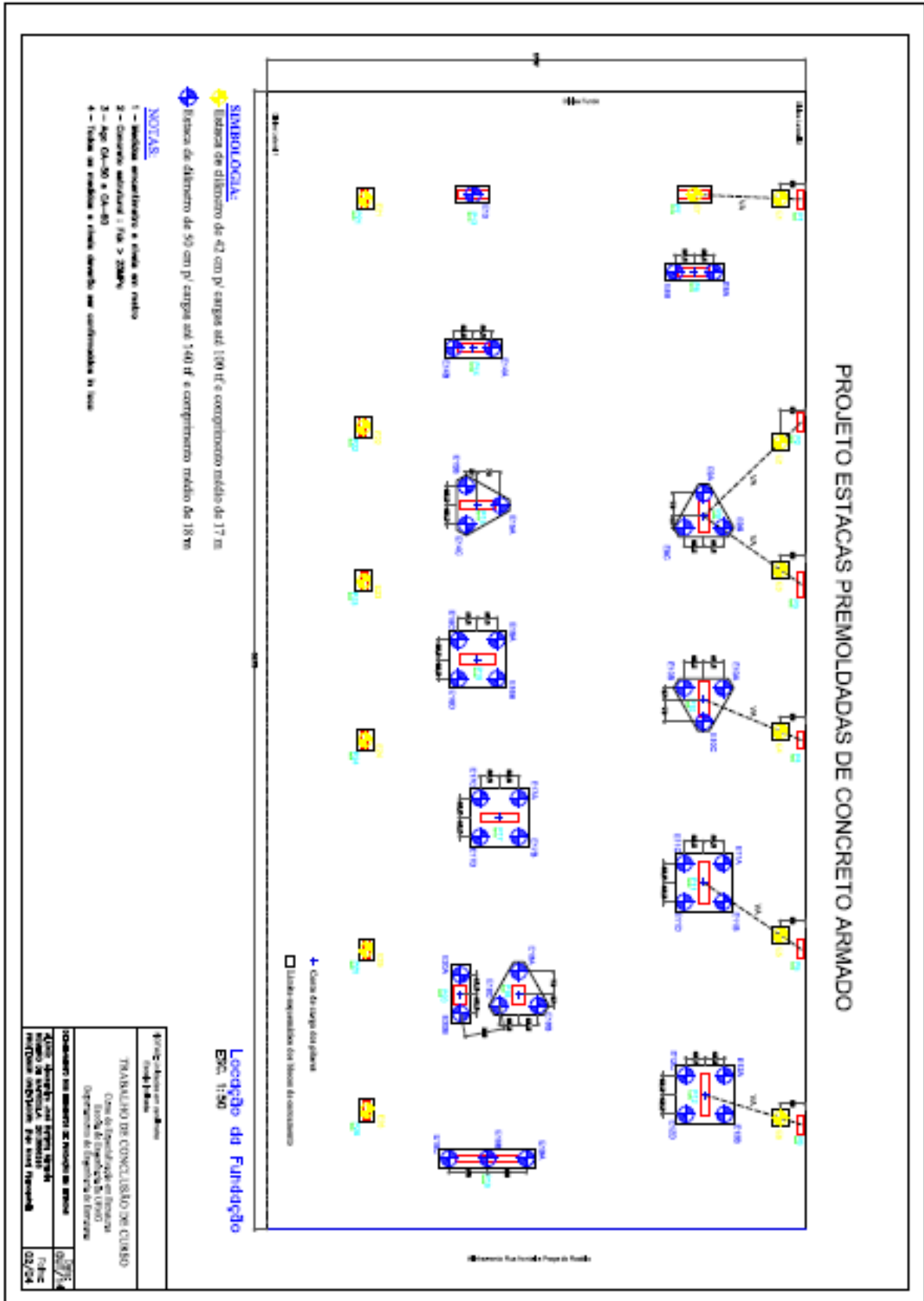
ANEXO I – Projeto de Locação dos Pilares e Mapa de Carga da Estrutura

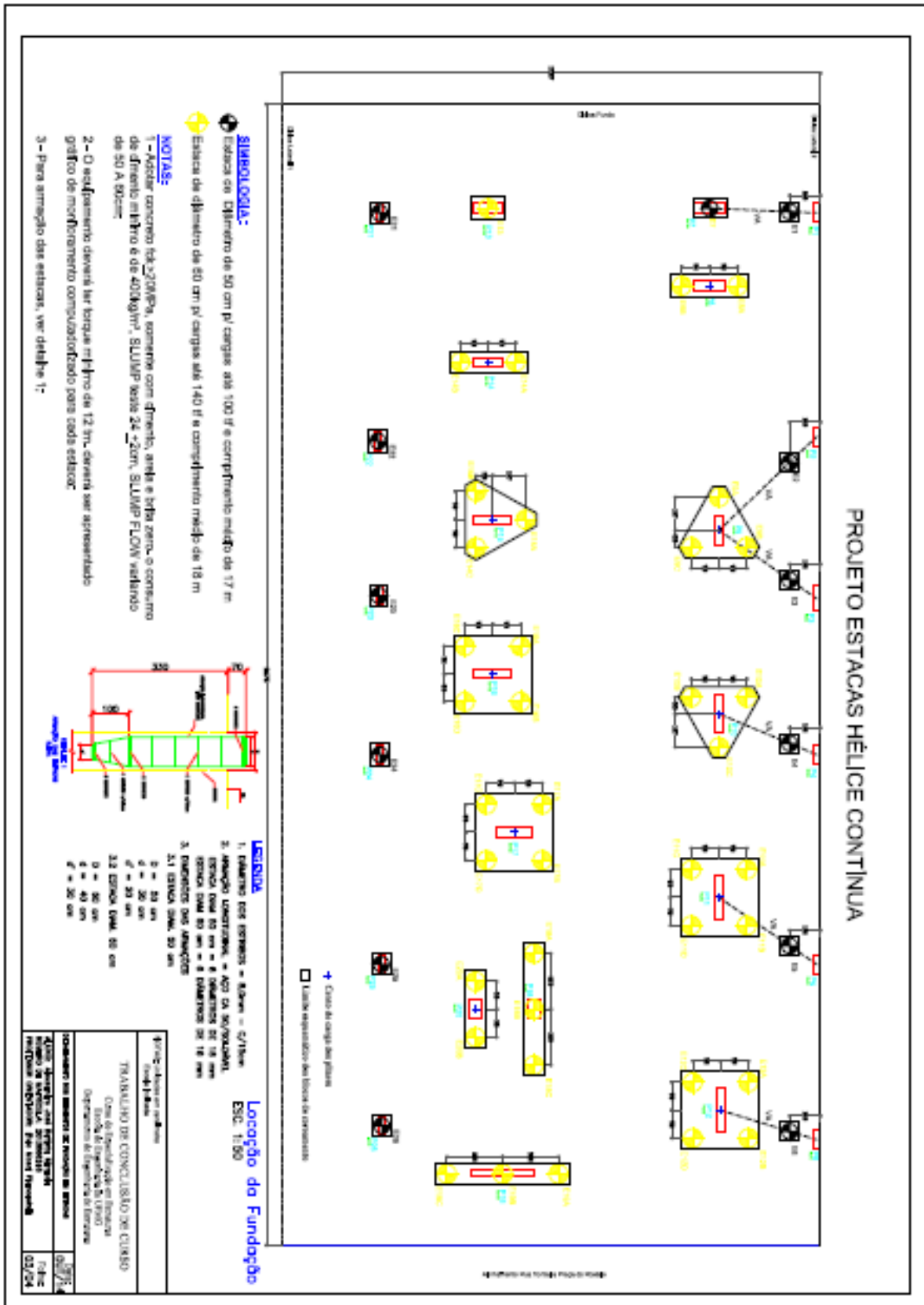


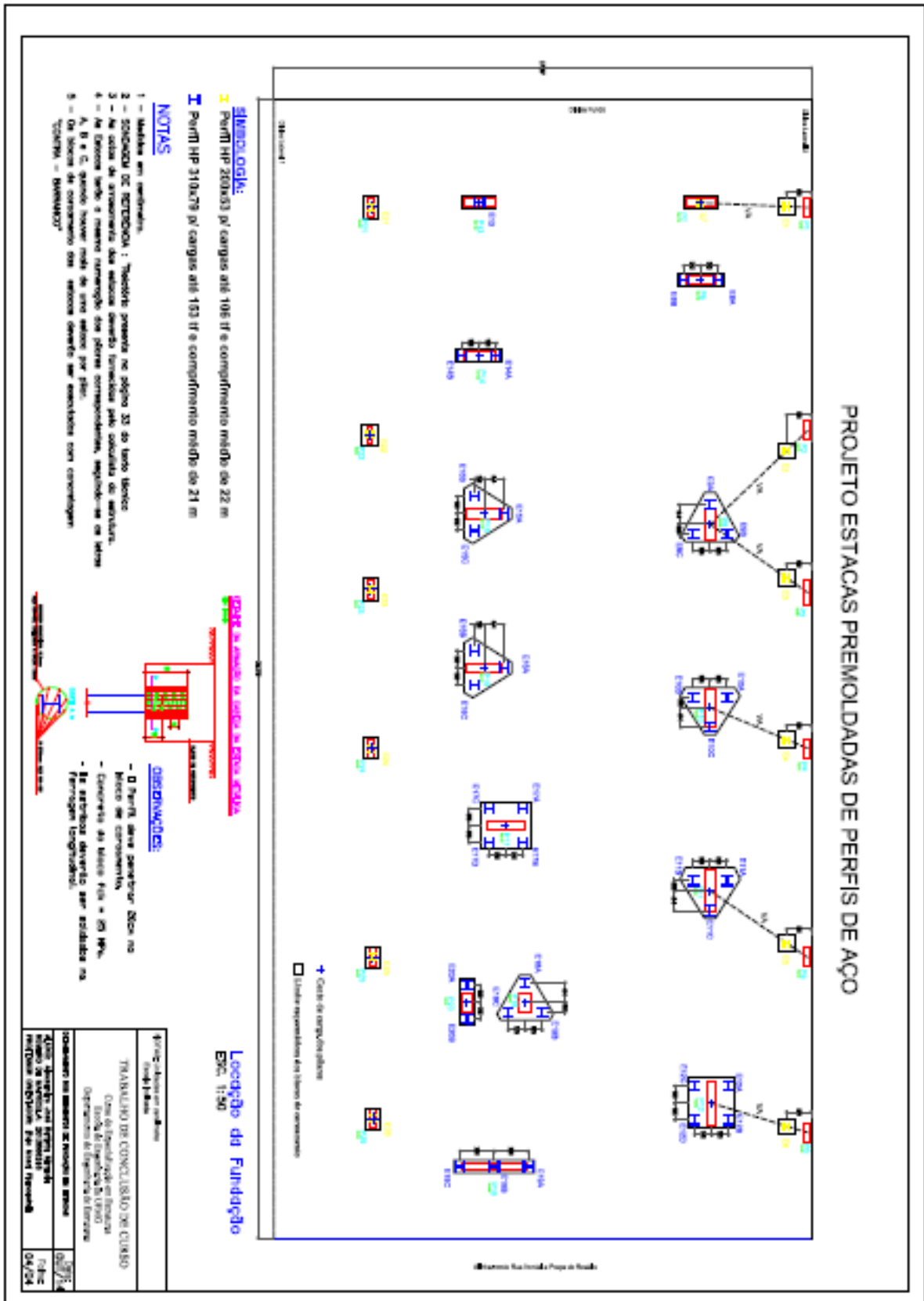


**ANEXO II – Boletim de Sondagem Relativo ao Furo 01**

BOLETIM DE SONDAÇÃO DE RECONHECIMENTO $\phi$ 2 1/2"										FURO 01	COTA 100,00	
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT	MÉTODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUN-DIDADE	CAMADAS	ESPESSURA (m)	CLASSIFICAÇÃO
10	20	30	1*	2*	3*							
			1	1	1	2	TC	3,00 EM 30/01/2009	0,95	(ATERRO)	0,95	Argila arenosa com material de entulho.
			1	1	2	3	TH		2,60	Argila arenosa com pedregulhos, muito mole a mole, cor marrom.		
			1/45	1/45	1/45	5,00	Argila orgânica, muito mole, cor preta.					
			1	1	1	2	7,90		Argila orgânica, muito mole, cor preta.			
			2	1/30	1	10,00	Areia siltosa, fofa a medianamente compacta, cor cinza.					
			2	1	1	2	12,55		Areia siltosa, fofa a medianamente compacta, cor cinza.			
			2	2	2	4	15,00		Silte argiloso, rijo a duro, cores amarela e cinza.			
			3	4	5	9	17,85		Silte argiloso, rijo a duro, cores amarela e cinza.			
			4	5	8	13	20,08		Silte arenoso, muito compacto, variegado.			
			4	5	8	13	LIMITE DO FURO					
5	6	8	14									
5	7	9	16									
4	6	8	14									
7	8	10	18									
4	7	10	17									
10	12	15	27									
20	20	20	20									
20	20	20	20									
30	30	30	30									
REVESTIMENTO $\phi$ 2 1/2" AMOSTRADOR { $\phi$ Interno 1 3/8" { $\phi$ Externo 2" PESO 65 Kg – Altura de Queda 75cm						PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA INICIAL : 3,50m em 28/01/2009 FINAL : 3,00m em 30/01/2009			DADOS DA EXECUÇÃO INÍCIO : 28/01/2009 TÉRMINO : 29/01/2009 PROF. DO REVESTIMENTO : 12,00 m			
PROCESSO DE PERFURAÇÃO TC – Trado Cavadeira TH – Trado Helicoidal CA – Circulação de Água						OBSERVAÇÕES :			DATA : 10/03/2010 FOLHA : 01 RL. 001 ESCALA : 1:100 ENG° : DES.			









**CUSTOS UNITÁRIOS BÁSICOS DE CONSTRUÇÃO (NBR 12.721:2006 - CUB 2006)**  
**Mês/ano: OUTUBRO/2014**

Os valores abaixo referem-se aos Custos Unitários Básicos de Construção (CUB/m²), calculados de acordo com a Lei Fed. nº. 4.591, de 16/12/64 e com a Norma Técnica NBR 12.721:2006 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e são correspondentes ao mês de **OUTUBRO/2014**.

\*Estes custos unitários foram calculados conforme disposto na ABNT NBR 12.721:2006, com base em novos projetos, novas memoriais descritivas e novos critérios de orçamentação e, portanto, constituem nova série histórica de custos unitários, não comparáveis com a anterior, com a designação de CUB/2006\*.

\*Na formação destes custos unitários básicos não foram considerados os seguintes itens, que devem ser levados em conta na determinação dos preços por metro quadrado de construção, de acordo com o estabelecido no projeto e especificações correspondentes a cada caso particular: fundações, subterramentos, paredes-diafragma, tirantes, rebocamento de lençol freático; elevador(es); equipamentos e instalações, tais como: fogões, aquecedores, bombas de recalque, incineração, ar-condicionado, calefação, ventilação e exaustão, outros; playground (quando não classificado como área construída); obras e serviços complementares; urbanização, recreação (piscinas, campos de esporte), ajardinamento, instalação e regulamentação do condomínio; e outros serviços (que devem ser discriminados no Anexo A - quadro III); impostos, taxas e emolumentos cartoriais, projetos: projetos arquitetônicos, projeto estrutural, projeto de instalação, projetos especiais; remuneração do construtor; remuneração do incorporador.\*

Valores em R\$/m²

**PROJETOS-PADRÃO RESIDENCIAIS**

PADRAO BAIXO		PADRAO NORMAL		PADRAO ALTO	
R-1	1.136,69	R-1	1.370,15	R-1	1.665,93
PP-4	1.044,71	PP-4	1.285,66	R-8	1.345,94
R-8	992,53	R-8	1.111,17	R-16	1.396,33
PIS	748,63	R-16	1.077,15		

**PROJETOS-PADRÃO COMERCIAIS**

**CAL (Comercial Andares Livres) e CSL (Comercial Salas e Lojas)**

PADRAO NORMAL		PADRAO ALTO	
CAL-8	1.265,52	CAL-8	1.371,80
CSL-8	1.088,11	CSL-8	1.198,26
CSL-16	1.447,81	CSL-16	1.593,56

**PROJETOS-PADRÃO GALPÃO INDUSTRIAL (GI) E RESIDÊNCIA POPULAR (RP1Q)**

RP1Q	1.146,50
GI	598,54

Projeto-padrão R8-N (Outubro/2014):

Número-Índice: 185,360 (Base Fev/2007 = 100)

Variação Global: 0,08%

Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Minas Gerais  
 Filial à FIBMG e à CIBC | Secenci-MG, o Braço Social do Sinduscon-MG

Rua Marília de Dirceu, 226 3ª e 4ª andares Lourdes CEP 30170-090  
 Belo Horizonte MG Tel.: +55 31 3253-2666 Fax: +55 31 3253-2667  
[www.sinduscon-mg.org.br](http://www.sinduscon-mg.org.br) [sinduscon@sinduscon-mg.org.br](mailto:sinduscon@sinduscon-mg.org.br)