



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

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

Lucas Pigarri Abreu

## **AVALIAÇÃO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA ESCAVADA X ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**

Palmas – TO

2017



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

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

Lucas Pigarri Abreu

## **AVALIAÇÃO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA ESCAVADA X ESTACA HÉLICE CONTÍNUA**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II do curso de Engenharia Civil, orientado pelo MSc. Eivaldo Alves dos Santos.

Palmas – TO

2017



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

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

LUCAS PIGARRI ABREU

AVALIAÇÃO DE PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACA ESCAVADA X ESTACA  
HÉLICE CONTÍNUA

Projeto apresentado como requisito parcial  
da disciplina TCC II do Curso de  
Engenharia Civil, orientado pelo Msc.  
Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovada em 22 de maio de 2017

BANCA EXAMINADORA

Msc. Edivaldo Alves dos Santos

Centro Universitário Luterano de Palmas

Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Centro Universitário Luterano de Palmas

Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas-TO

2017

## SUMÁRIO

1.1. OBJETIVOS.....	12
1.1.1. Objetivo geral.....	12
1.1.2. Objetivos específicos .....	12
1.2. JUSTIFICATIVA .....	13
2.1. TIPOS DE SOLO .....	14
2.2. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICA .....	16
2.3. O "STANDARD PENETRATION TEST" - SPT.....	17
2.3.1. Profundidades da sondagem.....	18
2.4. CARACTERIZAÇÃO DE FUNDAÇÃO .....	19
2.4.1. Fundações superficiais ou rasas .....	19
2.4.2. Fundações profundas.....	21
2.5. PLANTA DE CARGA .....	22
2.6. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	23
2.6.1. Método Aoki-Velloso .....	23
2.6.2. Método Décourt-Quaresma.....	24
2.6.3. Método de Velloso .....	25
2.7. COEFICIENTE DE SEGURANÇA .....	28
2.8. RECALQUE.....	29
2.8.1. Recalque em fundações profundas.....	30
2.9. MÉTODOS DE CÁLCULO .....	33
2.9.1. Cálculo de estaqueamento.....	33
2.9.2. Dimensionamento estrutural .....	36
2.9.3. Projeto estrutural de blocos sobre estaca .....	37
3.1. PLANTA DE CARGA .....	46
3.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	46
3.3. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO EM FUNÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTACA .....	47
3.4. PREVISÃO DE RECALQUE.....	47
3.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA ESTACA .....	48
3.6. DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO .....	48
3.7. ELABORAÇÃO GRÁFICA DO PROJETO .....	48
3.8. AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES TÉCNICAS .....	49

4.1. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	50
4.2. CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO.....	50
4.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO .....	52
4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	53
4.5. COMPARAÇÃO TÉCNICA ENTRE FUNDAÇÃO EM ESTACA ESCAVADA E ESTACA HÉLICE CONTÍNUA. ....	54
4.6. CONSUMO DE MATERIAL E MÉTODOS CONSTRUTIVO .....	55
<b>4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>58</b>

## RESUMO

A engenharia de fundação assim como as demais áreas da engenharia é um ramo que compete ao engenheiro civil, não só o conhecimento técnico, como também experiência para saber como o solo corresponde a ação dos carregamentos em cada um dos tipos de fundação. As fundações podem ser classificadas como, superficiais e profundas. Dentro da classificação de fundações profundas existem dois tipos que se diferem pelo seu comportamento de transferência de cargas: Fundação em estaca escavada e fundação hélice contínua. O propósito desse trabalho visa o dimensionamento de uma fundação profunda do tipo hélice contínua a partir dos dados de planta de carga e do laudo SPT, de um edifício que foi executado em fundação do tipo escavada, e comparar os dados de desempenho entre elas do ponto de vista técnico, relacionando, volume de concreto e quantidade de estacas necessárias para a execução do edifício Terrace Residence, localizado na região central de Palmas – Tocantins. Os procedimentos caracterizam método pesquisa adotado como estudo de caso, com natureza qualitativa, sendo este embasado em revisões bibliográficas apresentados no referencial teórico. Os métodos de cálculos seguem as indicações dos autores de forma que atenda todos os dispositivos estabelecidos por norma, além dos critérios estabelecidos como necessários para garantir a estabilidade estrutural. A partir dos resultados de SPT foi estabelecido o método semi empírico de Aoki e Velloso, e como esperado a utilização de estaca hélice contínua obteve resultados técnicos satisfatórios.

Palavras-chave: Fundação; Estaca; Dimensionamento de estaca

## ABSTRACT

The engineering of the Foundation as well as other areas of engineering is a branch which is the responsibility of the civil engineer, not only technical knowledge, as well as experience to know how the soil is the action of loads on each type of foundation. Foundations can be classified as, superficial and deep. Within the classification of deep foundations there are two types that differ by their behavior to transfer loads: Foundation in stake excavated and propeller foundation training. The purpose of this study is the sizing of a deep foundation of type continuous helix from the data of plant loading and the valuation report SPT, a building that was executed in foundation of the kind excavated, and compare the performance data between them from a technical point of view, linking, volume of concrete and quantity of cuttings necessary for the implementation of the building Street Residence, located in the central region of Palmas - Tocantins. The procedures characterize research method adopted as a case study with qualitative nature, this being based on literature reviews presented in the theoretical framework. The methods of calculations follow the indications of the authors in a manner that meets all of the devices established by standard, in addition to the criteria established as necessary to ensure the structural stability. From the results of SPT was established the method similar empirical Aoki and Velloso, and as expected the use of stake continuous helix obtained technical results satisfactory.

Keywords: Foundation; cutting; scaling up stakes

**LISTA DE EQUAÇÕES**

Equação 1 – Profundidade de Sondagem	18
Equação 2 - Capacidade de carga Metodo Aoki Velloso	23
Equação 3 - Resistencia de Ponta Método Décourt-Quaresma	24
Equação 4 – Resistência Lateral Método Décourt-Quaresma	24
Equação 5 - Carga Admissivel Método Décourt-Quaresma	25
Equação 6 - Resistência Lateral Método Velloso	26
Equação 7 - Capacidade de Ponta Método Velloso	26
Equação 8 - Resistência Lateral Método Velloso	26
Equação 9 - Resistência de Ponta Método Velloso	26
Equação 10 - Capacidade de Carga Método Teixeira	27
Equação 11 - Recalque Final	29
Equação 12 - Recalque Temporal	30
Equação 13 - Tensão em Fundação Profunda	30
Equação 14 - Recalque em Fundação Profunda	30
Equação 15 - Recalque na Ponta da Estaca	31
Equação 16 - Recalque Final	31
Equação 17 - Carga Correspondente ao Recalque	32
Equação 18 - Coeficiente de Recalque	33
Equação 19 - Número de Estacas	33
Equação 20 - Força Normal	36
Equação 21 – Tangente da Biela para duas Estacas	38
Equação 22 - Tração no Tirante para duas Estacas	39
Equação 23 – Área de aço da Armadura Principal	39
Equação 24 - Tensão Junto ao Pilar para duas Estacas	39
Equação 25 - Tensão Junto à Estaca para duas Estacas	40
Equação 26 - Tangente da Biela para três Estacas	40
Equação 27 - Tração no Tirante para três Estaca	41
Equação 28 - Tensão Junto ao Pilar para três Estacas	41
Equação 29 - Tangente da Biela Para quatro Estacas	42
Equação 30 – Resultante da Biela de Tração	42
Equação 31 - Tração no Tirante para quatro Estaca	42
Equação 32 - Tensão Junto ao Pilar para quatro Estacas	43



Equação 33 - Armadura de Suspensão	44
Equação 34 - Armadura de Pele	45

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Profundidade de sondagem .....	19
Figura 2 Bloco .....	20
Figura 3 Sapata.....	20
Figura 4 Sapata corrida .....	21
Figura 5 Radier .....	21
Figura 6 Tubulão .....	22
Figura 7 Estacas Metálicas .....	22
Figura 8 Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada .....	30
Figura 9 Posição do indeslocável .....	31
Figura 10 Recalque elástico do fuste $\omega_P$ .....	32
Figura 11 Curva carga-recalque.....	32
Figura 12 Blocos padronizados .....	35
Figura 13: Cálculo de blocos sobre 2 estacas .....	38
Figura 14: Equilíbrio das forças junto às estacas.....	39
Figura 15: cálculo de blocos sobre 3 estacas .....	40
Figura 16: cálculo de blocos sobre 3 estacas .....	42
Figura 17 blocos sobre 5 estacas via método das bielas .....	44
Figura 18: Localização da obra no plano diretor .....	45
Figura 19: Locação das Sondagens.....	46
Figura 20- Locação dos furos na área construída.....	50
Figura 21: Locação da estaca e SPT .....	52

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Sistema Unificado de Classificação dos Solos (U.S.C).....	15
Tabela 2 Métodos de prospecção.....	17
Tabela 3 Designação do solo pelo n <sup>a</sup> N.....	18
Tabela 4 " $\alpha$ " e "k" em função do tipo do solo.....	23
Tabela 5 "F1" e "F2" em função do tipo de estaca.....	24
Tabela 6 Valores de C em função do tipo de solo .....	24
Tabela 7 Valores de C para estacas escavadas .....	25
Tabela 8 Valores Aproximados de a, b, a', b'.....	27
Tabela 9 Valores de $\alpha$ e $\beta$ em função do solo.....	28
Tabela 10 Fatores de Segurança globais mínimos.....	29
Tabela 11 Valores orientativos a serem confirmados.....	34
Tabela 12 parâmetros para dimensionamento .....	37
Tabela 13- Capacidade de carga .....	51
Tabela 14- Tabela de geometrias .....	54
Tabela 15- Resultados; Estacas e Volume .....	55

## 1. INTRODUÇÃO

Como pode ser visto nas atuais obras, a engenharia de fundações tem passado por várias evoluções, grande parte dessas evoluções estão ligadas ao método de execução, procurando alcançar sempre meios mais produtivos, econômicos e principalmente de maior qualidade, de forma que seja desempenhada a função com menor custo em relação ao benefício.

É de suma importância que o projeto atenda todos os coeficientes de segurança fixados pelas normas técnicas, conforme Aoki e Velloso, tendo em vista que a fundação deve ter vida útil no mínimo igual ao restante da estrutura, por isso deve-se exigir ainda mais estudos nesta etapa da obra.

Hoje como pode ser visto nos noticiários, tem-se muitos exemplos de negligências em projetos e execução dessas estruturas, são erros que podem acarretar em prejuízos, como ocorrência de recalque, que a depender da intensidade pode ser irreversível ou em casos de erros extremos, causar o colapso de uma estrutura colocando em risco a vida das pessoas que a utilizam.

A proposta de trabalho refere-se a uma edificação familiar edificada em estaca escavada em um local cuja as características geotécnicas tendem a ter características favoráveis ao estudo de outros métodos de execução de fundação.

A proposta apresenta discussões sobre os métodos que precedem o dimensionamento, detalhando de forma sucinta todas as motivações de escolha, tendo em vista que o processo de dimensionamento leva em consideração a experiência do projetista e sua capacidade de analisar o projeto em sua totalidade.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo geral

Projetar uma fundação em estaca do tipo hélice contínua e comparar com o projeto de estaca escavada já executado.

### 1.1.2. Objetivos específicos

- Determinar a capacidade de carga do solo
- Realizar o dimensionamento de estaca hélice contínua
- Elaborar o projeto executivo.
- Avaliação comparativa das duas soluções técnicas.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

Um projeto de fundação quando elaborado de forma adequado promove maior segurança aos usuários da edificação evitando assim possíveis patologias ao edifício ou edificações vizinhas.

Além da grande responsabilidade que compete ao projetista de fundação cabe lembrar que o mercado hoje tem se tornado muito exigente nos quesitos, custo e prazo, dificultando ainda mais a aplicação da qualidade nos projetos. Levando em consideração as dificuldades enfrentadas hoje pelos profissionais do ramo faz-se necessário realizar um estudo técnico referente a esse tipo de estrutura, para que possa tornar o objeto de estudo mais claro, facilitando a compreensão de como se dá o processo de dimensionamento.

O estudo aprofundado e a determinação do carregamento a ser distribuído no solo, determinado em planta de carga, juntamente com o conhecimento das limitações tecnológicas da região a ser executada, interferem e determinam o tipo de fundação a ser implantada para que gere o menor custo em relação aos benefícios.

A abordagem do tema justifica-se devido possibilidade de haver uma solução técnica mais viável para o projeto estudado, analisando a possibilidade da execução de uma fundação em estaca do tipo hélice continua levando em consideração os parâmetros de projeto.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. TIPOS DE SOLO

O solo por ser rico em variedades, elas possuem características que podem determinar a empregabilidade, algumas boas e outras ruins, quando avaliado no ponto de vista da engenharia, o solo pode ter seu estudo baseado na agricultura ou obras de engenharia, como aterros, base para pavimentação, contenções, fundações entre outros.

Caputo (1988, p. 185) define que o sistema unificado de classificação dos solos divide-se em três grandes grupos:

a) Solos grossos - aqueles. Cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,074 mm (mais que 50% em peso, dos seus grãos, são retidos na peneira nº 200).

b) Solos finos - aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074 mm.

c) Turfas - solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis.

No primeiro grupo acham-se os pedregulhos, as areias e os solos pedregulhosos ou arenosos com pequenas quantidades de material fino (silte ou argila). Estes solos são designados da seguinte maneira:

Pedregulhos ou solos pedregulhosos: GW, GC, GP e GM

Areias ou solos arenosos: SW, SC, SP e SM

As letras representam as iniciais das palavras inglesas:

G de gravel (pedregulho)

S de sand (areia)

C de clay (argila)

W de well gradeà (bem graduado)

P de poorly gradeà (mal graduado)

M da palavra sueca mo, refere-se ao silte

Assim, por exemplo, SM significa solos arenosos com certa quantidade de finos não plásticos.

No segundo grupo acham-se os solos finos: siltosos ou argilosos, de baixa compressibilidade

(LL < 50) ou alta compressibilidade (LL > 50). São designados da seguinte forma:

Solos de baixa compressibilidade: ML, CL e OL

Solos de alta compressibilidade: MH, CH e OH

As letras, sobre as quais ainda não nos referimos, significam:

O de organic (orgânico)

L de low (baixa)

H de high (alta)

**Tabela 1** Sistema Unificado de Classificação dos Solos (U.S.C)

<b>SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS (U.S.C.)</b>		
Classificação geral	Tipos Principais	Símbolos
SOLOS GROSSOS (Menos que 50% passando na # 200)	Pedregulho ou solos pedregulhosos	GW, GP, GM, GG
	Areias ou solos arenoso	SW, SP, SM, E SC
SOLSO FINOS (mais que 50% passando na # 200)	Siltosos ou argilosos	Baixa compressibilidade (LL<50) ML, CL e OL
		Alta compressibilidade (LL > 50) MH, CH e OH
SOLSO ALTAMENTE ORGÂNICOS	Turfas	Pt

Fonte: Caputo (1987).

Caputo (1987, p 170) agrupa os solos de fundação como sendo:

-Pedregulhos – Solo constituídos por grãos minerais de dimensões compreendidas entre 76,0 e 4,8mm”



- *Areia* – Solo com dimensões das partículas entre 4,8 e 0,5mm. Classificam-se em grossa, media e fina; quanto à compactidade, em fofas ou soltas, mediamente compactas e compactas. Apresentando elevado ângulo de atrito interno.

- *Siltes* – Solo constituído por grãos minerais com dimensões compreendidas entre

0,05 e 0,005mm. Quando secos, formam torrões facilmente desagregáveis por pressões dos dedos.

- *Argila* – Solo coesivo construído por grãos minerais cujas dimensões são inferiores

A 0,005mm. Apresenta marcante características de plasticidade e fraca permeabilidade quando a consistência, classificam-se em muito mole (vasas), moles, medias, rijas e duras.

O conhecimento e caracterização do solo se justifica principalmente quando aplicada a determinação para o dimensionamento de fundações, levando em consideração que a maioria dos métodos empregados partem de métodos semi-empíricos.

## 2.2. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICA

Para toda e qualquer obra de engenharia é preciso que se conheça o solo no qual vai ser executado. A estrutura de fundação também não só parte dessa premissa como também quase todo seu dimensionamento está relacionado as características do solo. Por isso é importante que se faça um estudo detalhado de modo que seja o mais representativo possível.

Velloso; Lopes (2002), destaca que para uma investigação adequada é necessário que se faça um programa de sondagem. Segundo Velloso; Lopes (2002 p. 43), destaca os principais processos de investigação do subsolo para projeto de fundação como sendo;

- (a) Poços,
- (b) Sondagens a trado,
- (c) Sondagem a percussão com SPT,
- (d) Sondagens rotativas,
- (e) Sondagens mistas,
- (f) Ensaio de cone (SPT) e

## (g) Ensaio pressiométrico (PMT).

**Tabela 2** Métodos de prospecção

<b>Métodos de prospecção</b>	Diretos	Manuais	Poços Trincheiras Trados manuais
		Mecânicos	Sondagens à percussão com circulação de água (SPT) Sondagens rotativas Sondagens mistas Sond. especiais com extração de amostras indeformadas
	Semi-diretos		Ensaio de palheta ou “vane test” (VST) Ensaio de penetração dinâmica ou “diep sondering” (CPT) Ensaio pressiométrico (PMT)
	Indiretos (geofísicos)		Sísmico Gravimétricos Magnéticos Elétricos

Fonte: Lima (1979) apud Nunes (2010)

### 2.3. O "STANDARD PENETRATION TEST"- SPT

Entre os vários tipos de ensaios de sondagem conhecidos, o mais utilizado é o SPT, por causa de seu custo relativamente baixo, pode ser facilmente encontrado no mercado e capaz de indicar o tipo de solo, resistência e nível de água se houver no perfil sondado.

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

Ao se realizar uma sondagem pretende-se conhecer:

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

(KOSHIMAET. Al., 1998)

A NBR 6484/2001 prescreve que no boletim de sondagem SPT forneça os dados de resistência a penetração (N) a cada metro, a determinação dos tipos e profundidades dos solos e posição da água se houver

**Tabela 3** Designação do solo pelo  $n^a$  N

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação <sup>1</sup>
Areias e siltes arenosos	$\leq 4$	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	$> 40$	Muito compacta(o)
	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	$>19$	Dura (o)
<sup>1</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

. Fonte: NBR 6484/2001

### 2.3.1. Profundidades da sondagem

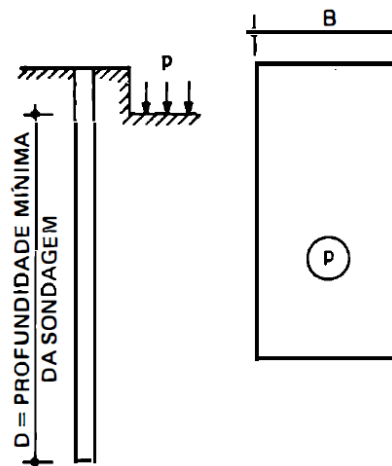
Pelo fato de que em obras verticais as tensões são dissipadas a grandes profundidades a baixo da estrutura prova a importância do reconhecimento em sua totalidade. Na prática, sugere-se que a profundidade média das sondagens, a partir da cota de fundação, satisfaça à condição: Caputo (1987)

$$D \geq (0,8 \text{ a } 1,0) \cdot p \cdot B$$

Eq. 1

Com  $D$  e  $B$  em metros, sendo  $B$  a menor dimensão da fundação e  $P$  (em  $\text{kg/cm}^2$ ) a pressão média na base da fundação

**Figura 1** Profundidade de sondagem



Fonte: Caputo, 1987

## 2.4. CARACTERIZAÇÃO DE FUNDAÇÃO

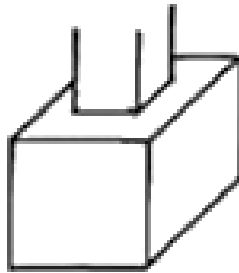
Conforme Koshima et al (1998), as fundações são separadas em dois grupos, fundações superficiais e profundas, o critério que distingue uma da outra e que a fundação profunda o mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno.

### 2.4.1. Fundações superficiais ou rasas

Segundo a NBR 6122, as fundações superficiais e/ou rasas são elementos estruturais que transmitem as cargas para o terreno, principalmente por meio das pressões distribuídas sob a base da fundação, onde a profundidade do assentamento da estrutura em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Fazem parte deste grupo de fundação os blocos, as sapatas, as sapatas associadas, os radier, as sapatas corridas e também as vigas de fundação.

“*bloco* – elemento de fundação de concreto simples, dimensionada de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;”

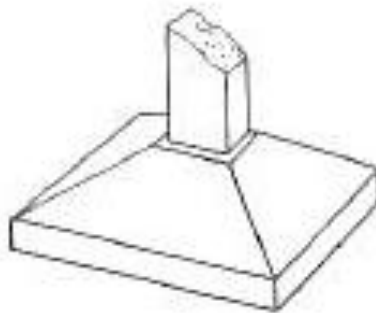
**Figura 2 Bloco**



Fonte: Koshima et al (1998)

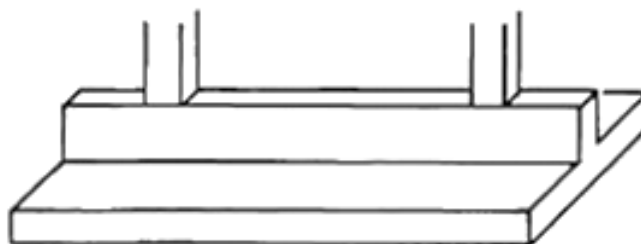
“*sapata* - elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;”

**Figura 3 Sapata**



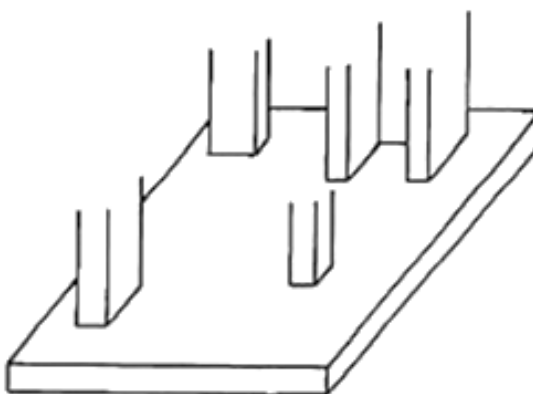
Fonte: Koshima et al (1998)

“*sapata associada* – elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;”

**Figura 4** Sapata corrida

Fonte: Koshima et al (1998)

“*radier* - elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.”

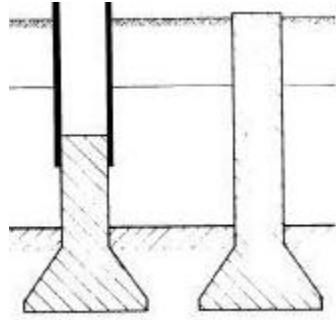
**Figura 5** Radier

Fonte: Koshima et al (1998)

#### 2.4.2. Fundações profundas

Conforme a NBR 6122, as fundações profundas são elementos estruturais que transmitem a carga ao terreno por meio da base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou até mesmo por uma combinação das duas, e que a mesma assente em uma profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Fazem parte deste grupo de fundação os tubulões, os caixões e as estacas.

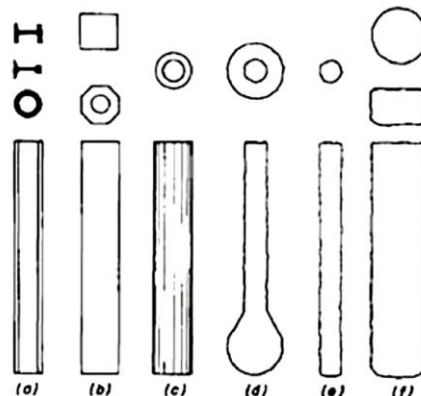
*tubulão* - elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a descida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões mas pelo processo executivo, que envolve a descida de operário); (Koshima et al, 1998)

**Figura 6 Tubulão**

Fonte: Koshima et al (1998)

“*estaca* - elemento de fundação profunda executado com o auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos;”

A figura 7 demonstra um esboço dos seguintes elementos estruturais- Estacas: (a) metálicas; (b) pré-moldadas de concreto vibrado; (c) pré-moldada de concreto centrifugado; (d) tipo Franki e tipo Strauss; (e) tipo raiz; (f) escavadas.

**Figura 7 Estacas Metálicas**

Fonte: Koshima et al (1998)

## 2.5. PLANTA DE CARGA

A planta de carga faz parte do projeto estrutural, onde deve apresentar as informações de cargas, locação, momento, entre outros elementos. A planta de carga faz parte dos dados necessários para determinação das características da fundação. Velloso ; Lopes (2002) argumenta

## 2.6. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

### 2.6.1. Método Aoki-Velloso

Segundo Velloso ; Lopes (2010) a capacidade de carga relacionada a resistência de ponta e o atrito lateral através dos dado de SPT pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{KN}{F_1} + U \cdot \sum \frac{\alpha KN}{F_2} \Delta l \quad \text{Eq. 2}$$

Sendo k e  $\alpha$  obtidos através da tabela:

**Tabela 4**" $\alpha$ " e "k" em função do tipo do solo

<b>Tipo de solo</b>	<b>k (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Velloso ; Lopes (2010).

Segundo o autor, os valores de F1 e F2 podem ser retirados da tabela cujo os valores foram determinados após um retro análise de 100 corpos de prova entre os vários tipos.



**Tabela 5** "F1" e "F2" em função do tipo de estaca

<b>Tipo de Estaca</b>	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Velloso ; Lopes (2010).

## 2.6.2. Método Décourt-Quaresma

### 2.6.2.1. Resistência de ponta

Toma-se como valor de  $N$  a média segundo Monteiro entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. A resistência de ponta em  $\text{tf/m}^2$  é dada por: Velloso ; Lopes (2010)

$$q_{p,ult} = CN \quad \text{Eq. 3}$$

em que o  $C$  é dado na Tab. 6.

**Tabela 6** Valores de  $C$  em função do tipo de solo

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>C</math> (<math>\text{tf/m}^2</math>)</b>
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Velloso ; Lopes, (2010).

### 2.6.2.2. Resistência lateral

Segundo Velloso ; Lopes (2010), a resistência lateral pode ser dado da seguinte forma:

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad \text{Eq. 4}$$

Onde  $N$  é a média dos valores de  $N$  ao longo do fuste (a expressão independe do tipo de solo). Na determinação de  $N$ , os valores de  $N$  menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Velloso ; Lopes (2010)

O autor também cita que para estacas escavadas com lama betonítica em que o recalque não deve exceder 1 cm, considera-se apenas o atrito lateral dado pela expressão anterior.

Para estacas escavadas com lama betonítica, Velloso ; Lopes (2010) sugere que seja adotado coeficientes de segurança na determinação da carga admissível na estaca que será dado por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} + \frac{Q_{p,ult}}{4,0} \quad \text{Eq. 5}$$

O autor também sugere novos valores  $C$  no cálculo para estacas escavadas, dados na tabela 7.

**Tabela 7** Valores de  $C$  para estacas escavadas

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>C</math> (tf/m<sup>2</sup>)</b>
Argilas	10
Siltos argilosos (alteração de rocha)	12
Siltos arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

Fonte: Velloso ; Lopes, (2010)

### 2.6.3. Método de Velloso

Para Velloso ; Lopes (2010) a capacidade de carga de uma estaca pode ser estimada tomando por base os valores de  $Q_{l,ult}$  e  $Q_{p,ult}$  representadas na seguinte expressão:

$$Q_{l, ult} = U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum \tau_{l, ult} \cdot \Delta l_i \quad \text{Eq. 6}$$

$$Q_{p, ult} = A_b \cdot \alpha \beta \cdot q_{p, ult} \quad \text{Eq. 7}$$

Onde:  $U$  = perímetro da seção transversal do fuste;

$A_b$  = área da base (diâmetro  $B_b$ );

$\alpha$  = fator da execução da estaca ( $\alpha = 1$  para estacas cravadas;  $\alpha = 0,5$  para estacas escavadas);

$\lambda$  = fator de carregamento ( $\lambda = 1$  para estacas comprimidas;  $\lambda = 0,7$  para estacas tracionadas);

$$\beta = \text{fator da dimensão da base: } \begin{cases} 1,016 - 0,016 \cdot \frac{B_b}{b} \\ 2 \text{ para estacas tracionadas (para } B_b = B) \end{cases}$$

$b$  = diâmetro da ponta do cone (3,6 cm no cone padrão).

No caso de se dispor apenas dos resultados de sondagem a percussão (ensaio SPT), pode-se adotar: Velloso ; Lopes (2010)

$$\tau_{l, ult} = a' \cdot N^{b'} \quad \text{Eq. 8}$$

$$\tau_{l, ult} = a \cdot N^b \quad \text{Eq. 9}$$

Onde  $a$ ,  $b$ ,  $a'$ ,  $b'$  são parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT (cone), a serem definidos para os solos típicos da obra (ver Tab. 8). Velloso ; Lopes (2010)

**Tabela 8** Valores Aproximados de a, b, a', b'

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (tf/m <sup>2</sup> )	b	a' (tf/m <sup>2</sup> )	b'
Areias sedimentares submersas <sup>(1)</sup>	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas <sup>(1)</sup>	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos <sup>(1)</sup>	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	1 <sup>(1)</sup>
	47 <sup>(2)</sup>	0,96 <sup>(2)</sup>	1,21 <sup>(2)</sup>	0,74 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup>Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ); <sup>(2)</sup>Dados obtidos na obra da AÇO-MINAS (MG)

Fonte: Velloso ; Lopes, (2010)

### 2.6.3.1. Método de Teixeira

Velloso ; Lopes (2010) apresenta o método de Teixeira em que se pode determinar a capacidade de carga a compressão estimada de uma estaca em função dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  da tabela (9) aplicados a seguinte expressão:

$$Q_{l, ult} = \alpha \cdot \bar{N}_b \cdot A_b + U\beta\bar{N}_L L \quad \text{Eq. 10}$$

Onde:  $\bar{N}_b$  = valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da Ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

$\bar{N}_L$  = valor médio ao longo do fuste da estaca;

$A_b$  = área da Ponta ou base;

$L$  = comprimento da estaca.

**Tabela 9** Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do solo

	Solo ↓	Tipo de estaca* →	I	II	III	IV
Valores de $\alpha$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de solo (4 < N < 40)	Argila siltosa		11	10	10	10
	Silte argiloso		16	12	11	11
	Argila arenosa		21	16	13	14
	Silte arenoso		26	21	16	16
	Areia argilosa		30	24	20	19
	Areia siltosa		36	30	24	22
	Areia		40	34	27	26
	Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca			0,4	0,5	0,4	0,6

\*Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz

Fonte: Velloso ; Lopes (2010)

Os valores do parâmetro  $\alpha$  estão indicados na Tab. 9, em função da natureza do solo e do tipo de estaca. O parâmetro  $\beta$  (Tab. 9) só depende do tipo de estaca.

Os dados da Tab. 9 não se aplicam ao cálculo do atrito lateral de estacas pré-moldadas de concreto cravadas em argilas moles sensíveis, quando, normalmente, o  $N$  é inferior a 3. Nesses casos, são indicados os seguintes valores:

a. argilas fluviolagunares e de baías holocênicas (SFL) - camadas situadas até cerca de 20 -25 m de profundidade, coloração cinza-escura, ligeiramente sobre adensadas, com  $N < 3$ :  $\tau_{l, ult} = 2$  a  $3$  tf/m<sup>2</sup>

b. argilas transicionais, pleistocênicas - camadas profundas subjacentes aos sedimentos SFL, as vezes de coloração cinza-claro, pressões de pré-adensamento maiores do que aquelas do SFL, com  $N$  de 4 a 8:  $\tau_{l, ult} = 6$  a  $8$  tf/m<sup>2</sup>

Para as estacas dos tipos I, II e IV Teixeira recomenda o coeficiente de segurança da norma, isto é 2; para as estacas do tipo III (escavadas), recomenda, para a ponta, um coeficiente 4 e, para o atrito lateral, 1,5. (VELLOSO ; LOPES,2010).

## 2.7. COEFICIENTE DE SEGURANÇA

A NBR 6122/1996 trata a importância na segurança das fundações que devem ocorrer por meio das análises correspondentes ao estado limite último e aos estados-limites de utilização. Porém, em obras correntes de fundação, verifica-se o estado-

limite último de ruptura ou deformação plástica excessiva e à verificação do estado-limite de utilização caracterizado por deformações excessivas.

**Tabela 10** Fatores de Segurança globais mínimos

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

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

Fonte; NBR 6122/1996

## 2.8. RECALQUE

Na construção civil, o fator recalque é um dos maiores inimigos das grandes obras, por isso é projetar para que ele seja mínimo. Conforme Moraes (1978), pelo fato do solo ser um complexo de partículas sólidas, água e ar, ele tende a se deformar quando submetido a carregamentos variando conforme a quantidade aplicada.

Pinto (1998), distingue os recalques por carregamento estático em três tipos: por deformação elástica, escoamento lateral e adensamento. Segundo o autor o recalque imediato é o que ocorre imediatamente após o carregamento, o recalque lateral ocorre devido o deslocamento das partículas dos meios mais carregados para o menos solicitado e o recalque por adensamento provém da expulsão da água dos vazios do solo fato, comum em solos argilosos.

Velloso ; Lopes (2002) define o recalque final ( $w_f$ ) como sendo o somatório de recalque imediato ( $w_i$ ) e o recalque que ocorre com o tempo ( $w_t$ ).

$$w_f = w_i + w_t$$

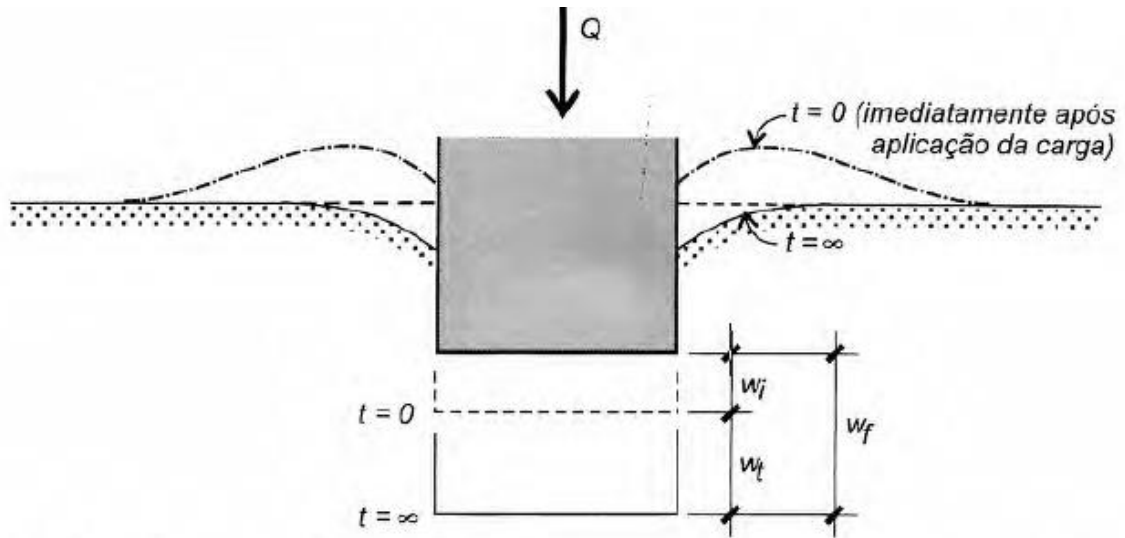
Eq. 11

Conforme o autor, o recalque temporal ( $w_t$ ) se define pelo somatório do recalque por adensamento ( $w_a$ ) e aos fenômenos viscosos (“creep”) que é também tratado como adensamento secundário ( $w_v$ ).

$$w_t = w_a + w_v$$

Eq. 12

**Figura 8** Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: Velloso ; Lopes (2002)

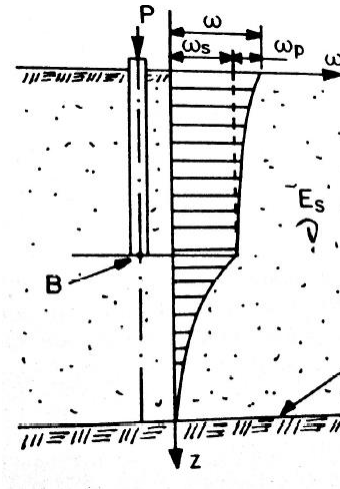
### 2.8.1. Recalque em fundações profundas

Conforme Alonso (1989), as tensões  $\sigma$  e o recalque  $w_s$  do solo no ponto B através das seguintes excreções;

$$\sigma = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \sigma_{i,k} \quad \text{Eq. 13}$$

$$w_s = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \omega_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \omega_{i,k} \quad \text{Eq. 14}$$

**Figura 9** Posição do indeslocável



Fonte: Alonso, (1989)

em que  $\sigma_{i,j}$  e  $\omega_{i,j}$  correspondem a tensão e o recalque produzidos no ponto B pela carga de ponta  $P_{i,j}$ ;  $\sigma_{i,k}$  e  $\omega_{i,k}$  os mesmos parâmetros, também no ponto B no pé da mesma e somar o valor de  $\omega_s$  o recalque elástico do fuste  $\omega_f$ .

Para calcular  $\omega_f$ , traça-se o diagrama de esforço normal da estaca dado por  $N_z = P - PL(z)$ . Assim, tem-se:

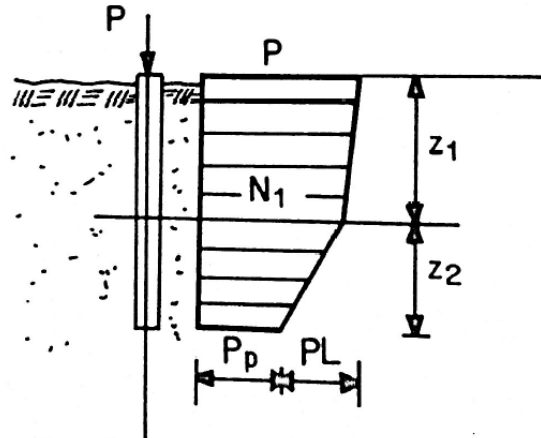
$$\omega_p = \frac{1}{AE} \quad \text{Eq. 15}$$

O autor também cita um exemplo para o caso indicado na fig.(9), em que o valor de  $\omega_p$  será:

$$\omega_p = \frac{1}{AE} \left[ \frac{P+N_1}{2} \cdot z_1 + \frac{N_1+P_2}{2} \cdot z_2 \right] \quad \text{Eq. 16}$$



**Figura 10** Recalque elástico do fuste  $\omega_P$

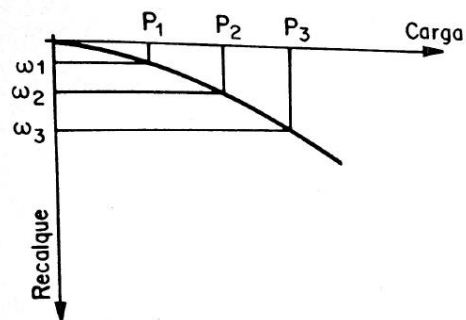


Alonso ; (1989)

- *Curva carga-recalque*

De acordo com Alonso ; (1989), a previsão da curva carga-recalque (fig. (11)) poderá ser feita para vários testes de carregamento ( $P_i$ ). Porém o autor também apresenta uma equação de Van de Veen (eq.17) que pode ser utilizada para representar a curva.

**Figura 11** Curva carga-recalque



Alonso, (1989)

$$P_i = PR(1 - e^{-\alpha w})$$

Eq. 17

em que

$P_i$  = carga correspondente ao recalque  $W_i$

PR= carga da ruptura da estaca ( correspondente a um valor assintótico da curva, quando  $W_i \rightarrow \infty$  )

$\alpha$ = coeficiente que depende das características as estaca e da natureza do solo.

Atraves da expressão assima, conhecidos os valores da carga de ruptura (PR) e das coordenadas de um ponto (  $P_i$ :  $W_i$  da curva carga-recalque, pode-se obter o valor de ( $\alpha$ ) pela expressão:

$$\alpha = -\frac{\ln(1-\frac{P_i}{PR})}{w_i} \quad \text{Eq. 18}$$

e, conseqüentemente, traçar a curva carga-recalque teórica.

## 2.9. MÉTODOS DE CÁLCULO

### 2.9.1. Cálculo de estaqueamento

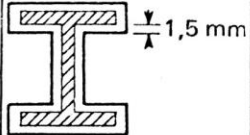
Segundo Alonso ; (1983), após definido o tipo de estaca e calculado a carga admissível o espasamento mínimo pode ser obtido através da tabela (11) e a quantidade de estacas cacula-se por:

$$N.^\circ \text{ de estacas} = \frac{\text{Carga no pilar}}{\text{Carga admissível da estaca}} \quad \text{Eq. 19}$$

O auto destaca que o método só é válido se o centro de carga do pilar coincidir com o centro de carga do estaqueamento e as estacas corem iguais em tipo e diâmetro.

A distribuição das estacas segundo Alonso (1983), dever ser feita de acordo com os exemplos da tabela a seguir;

Tabela 11 Valores orientativos a serem confirmados

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

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

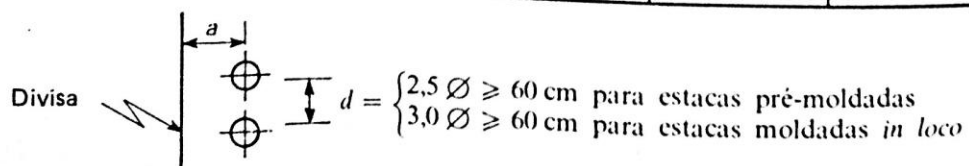
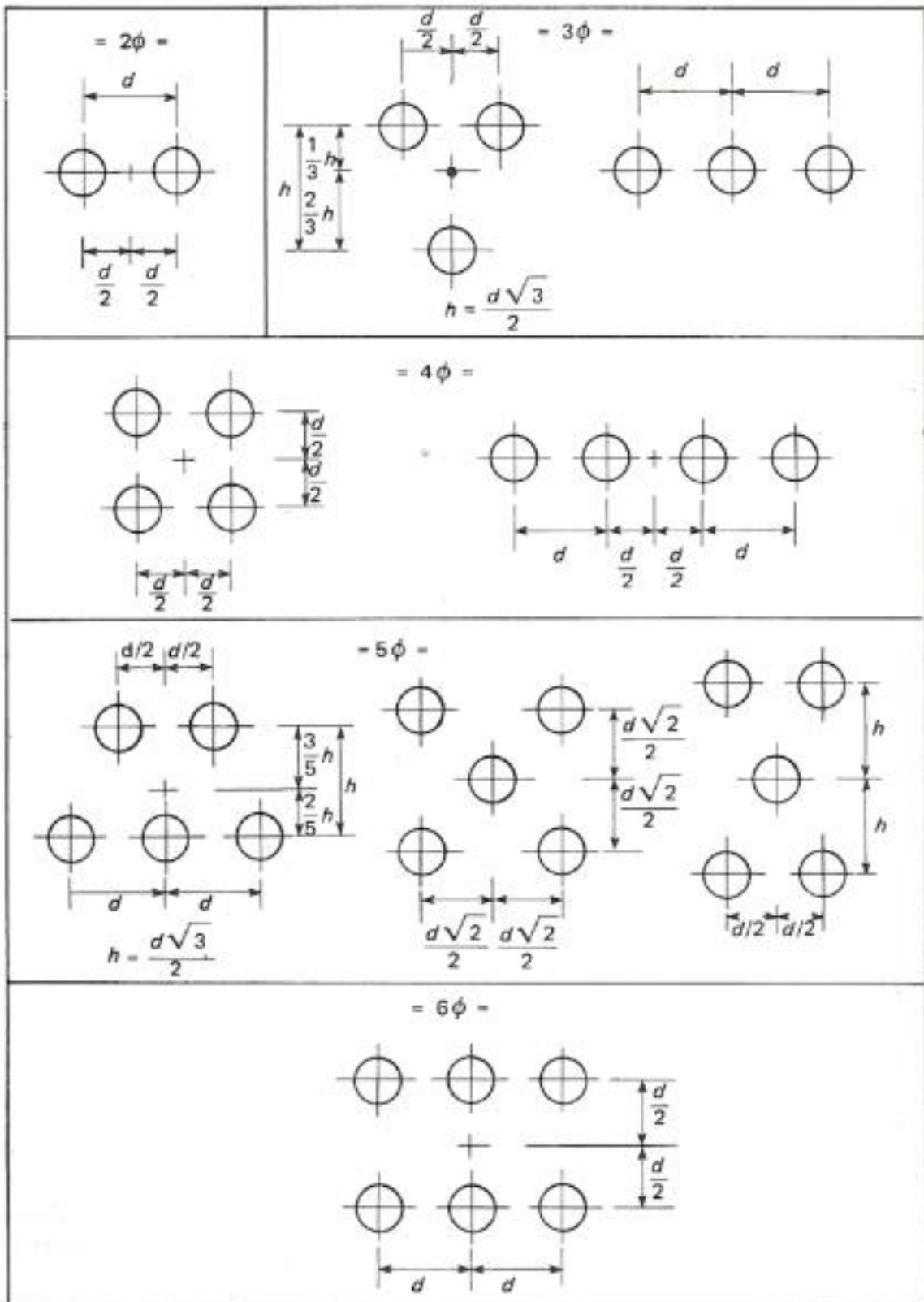


Figura 12 Blocos padronizados



Fonte: Alonso, (1983)

De acordo com Alonso (1983) os o espaçamento deve ser adotado também entre estacas de blocos contíguos.

### 2.9.2. Dimensionamento estrutural

Nos casos em que se constata que a estaca não rompe por flambagem, Alonso (1989) afirma que o cálculo deve ser feito conforme a NBR 6118, majorando-se a carga na compressão na proporção  $(1+6/h)$  más não menor que 1,1, sendo h, medido em centímetros.

A expressão a ser adotada será:

$$N_d \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} \quad \text{Eq. 20}$$

Em que:  $N_d = \gamma_f \cdot N$

$F_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

$F_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  ou  $0,2\% E_s$

A armadura mínima a adotar será  $0,5\%A$ , em que A é a área da seção transversal da estaca.

De acordo com a NBR 6122:2010

Estacas moldadas in loco: parâmetros para dimensionamento

**Tabela 12** parâmetros para dimensionamento

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

NBR 6122:2010

### 2.9.3. Projeto estrutural de blocos sobre estaca

Segundo a NBR não se deve aplicar de modo direto a teoria da flexão devendo procurar outras formas para se calcular a armadura principal. A NBR 6118 (2003) sugere a utilização do método das bielas e tirante. Um bloco para ser considerado rígido deve satisfazer a consideração:

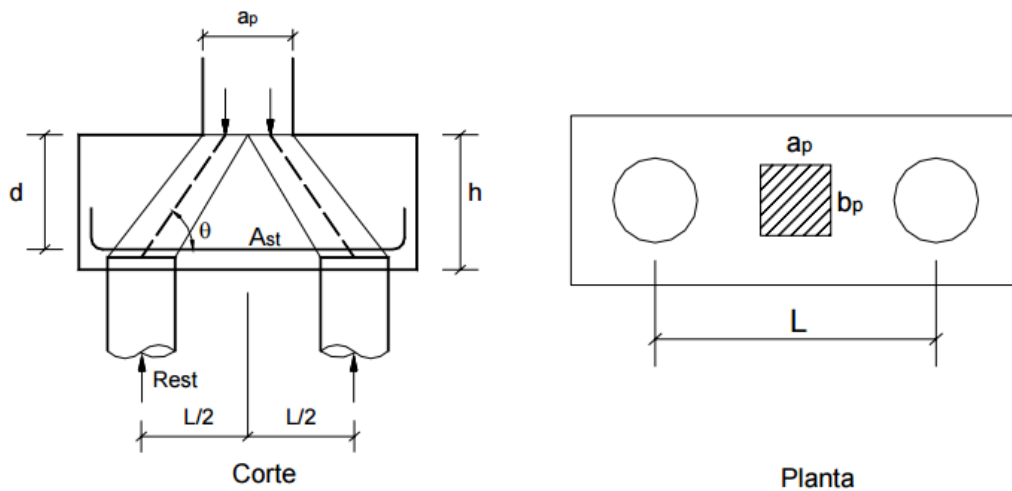
$$h > \left( \frac{a - a_p}{3} \right)$$

#### 2.9.3.1. Blocos sobre 2 estacas

O método das bielas comprimidas é citado na NBR como metodologia de dimensionamento de blocos por ser um método de cálculo desenvolvido a partir de testes específicos, apesar da limitação na quantidade máxima de estacas de blocos.

Alva (2007, p. 04), detalha o processo de dimensionamento para blocos com até 5 estacas recomendando importância de tentar agrupar em até cinco estaca de forma que as tensões nas bielas junto ao pilar não ultrapassem  $2,6 \cdot f_{cd}$ .

**Figura 13:** Cálculo de blocos sobre 2 estacas



Fonte: Alva, (2007)

Ângulo de inclinação da biela:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{L - a_p}{2}};$$

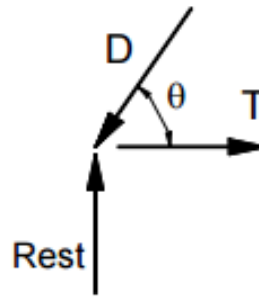
Eq. 21

Porém o resultado deve satisfazer a condição:  $(40^\circ \text{ ou } 45^\circ < \theta < 55^\circ)$ .

Resultante de compressão na biela de tração na armadura principal:

Por equilíbrio de forças do nó junto à estaca:

**Figura 14:** Equilíbrio das forças junto às estacas



Fonte: Alva, (2007)

$$T = \frac{R_{est}}{d} \left[ \frac{L}{2} - \frac{a_p}{4} \right] \quad \text{Eq. 22}$$

Onde:

$D$  é a resultante da compressão na biela junto à estaca

$T$  é a resultante de tração de cálculo no tirante

$R_{est}$  é a reação na estaca carregada (valor de cálculo para a combinação de ações analisadas)

E para concluir, a armadura principal de tração é calculada por:

$$A_{st} = \frac{T}{f_{yd}} \quad \text{onde } f_{yd} \text{ é a resistência de cálculo ao escoamento} \quad \text{Eq. 23}$$

Verificação das tensões de compressão atuantes na biela:

Para evitar o esmagamento da biela diagonal, deve-se limitar as tensões de compressão atuantes na mesma. Alva (2007, p. 05)

Junto ao pilar:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{2R_{est}}{A_p \sin^2 \theta} \quad \text{onde } A_b \text{ é a seção transversal do pilar} \quad \text{Eq. 24}$$

Junto à estaca:



O cálculo é análogo: divide-se a resultante na biela pela área da mesma junto à estaca:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{R_{est}}{A_{est} \sin^2 \theta} \quad \text{onde } A_{est} \text{ é a área da seção transversal da estaca} \quad \text{Eq. 25}$$

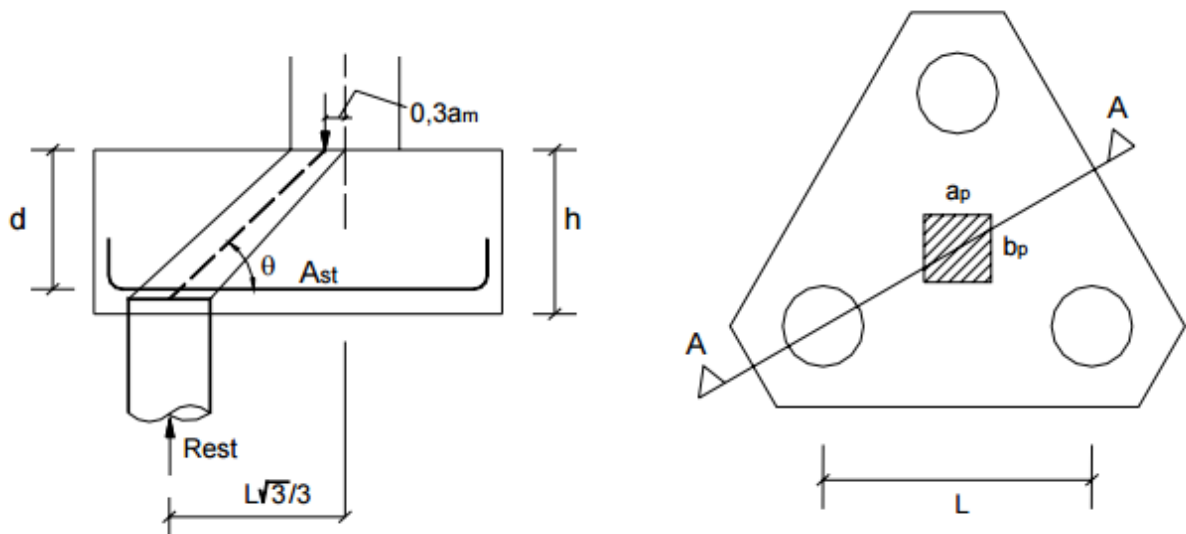
As tensões de compressão nas bielas devem estar limitadas a:

$$\sigma_{c.biela} \leq 1,4f_{cd} \text{ junto ao pilar}$$

$$\sigma_{c.biela} \leq 0,85f_{cd} \text{ junto à estaca}$$

### 2.9.3.2. Blocos sobre 3 estacas

**Figura 15:** cálculo de blocos sobre 3 estacas



Fonte: Alva, (2007)

Ângulo de inclinação da biela:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3a_m} \quad \text{Eq. 26}$$

Porém o resultado deve satisfazer a condição: ( $40^\circ$  ou  $45^\circ < \theta < 55^\circ$ ), onde  $a_m$  é a menor dimensão do pilar.

Resultante de compressão na biela de tração na armadura principal:

Seguindo o modelo para duas estacas calcula-se T por:

$$T = \frac{R_{est}}{d} \left[ \frac{L\sqrt{est}}{d} - 0,3a_m \right] \quad \text{Eq. 27}$$

E para concluir, a armadura principal de tração é calculada pela equação 42.

Verificação das tensões de compressão atuantes na biela:

Calculando-se as áreas das bielas junto ao pilar e junto à estaca, podem-se demonstrar as seguintes expressões para o cálculo das tensões nas bielas. Alva (2007, p. 06)

Junto ao pilar:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{3R_{est}}{A_p \sin^2 \theta} \quad \text{onde } A_b \text{ é a seção transversal do pilar} \quad \text{Eq. 28}$$

Junto à estaca:

Deve ser calculado conforme a equação 25.

As tensões de compressão nas bielas devem estar limitadas a:

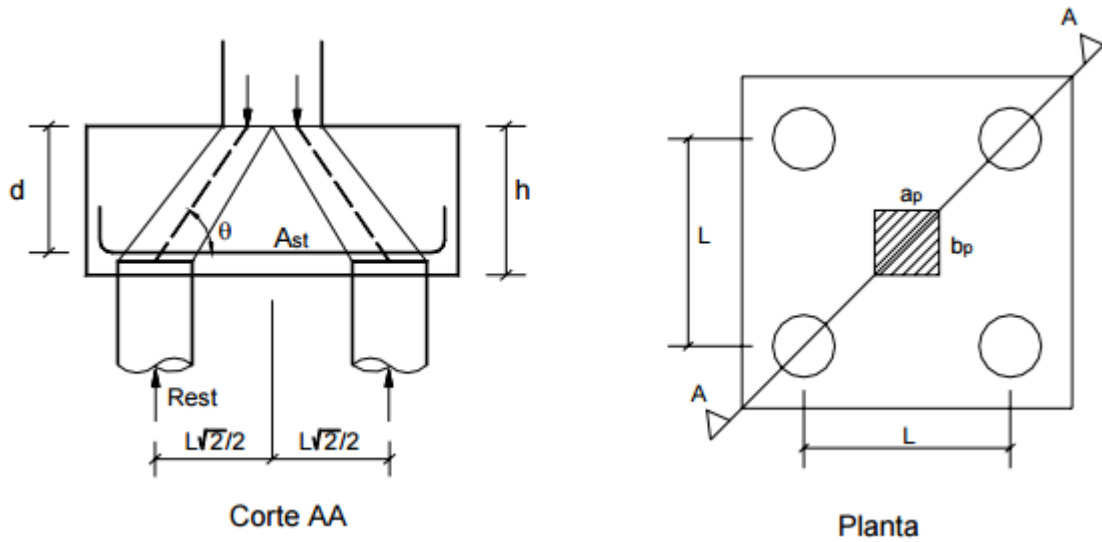
$$\sigma_{c.biela} \leq 1,75f_{cd} \text{ junto ao pilar}$$

$$\sigma_{c.biela} \leq 0,85f_{cd} \text{ junto à estaca}$$

$$\sigma_{c.biela} \leq 0,85f_{cd} \text{ junto à estaca}$$

### 2.9.3.3. Blocos sobre 4 estacas

**Figura 16:** cálculo de blocos sobre 3 estacas



Fonte: Alva, (2007)

Ângulo de inclinação da biela:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4}a_m} \quad \text{Eq. 29}$$

Porém o resultado deve satisfazer a condição:  $(40^\circ \text{ ou } 45^\circ < \theta < 55^\circ)$ , onde  $a_m$  é a menor dimensão do pilar.

Resultante de compressão na biela de tração na armadura principal:

Segundo o esquema da figura 16, tem-se:

$$D = \frac{R_{est}}{\operatorname{sen}\theta} \quad \text{Eq. 30}$$

$$T = \frac{R_{est}}{d} \left[ \frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{\sqrt{2}}{4}a_m \right] \quad \text{Eq. 31}$$

A área da armadura principal de tração, segundo as direções das bielas (ou diagonais do quadrado formado pelas estacas) é calculada pela equação 23.

Verificação das tensões de compressão atuantes na biela:

Da mesma maneira dos casos anteriores, chega-se às seguintes expressões para o cálculo das tensões nas bielas: Alva (2007, p. 09)

Junto ao pilar:

$$\sigma_{c.biela} = \frac{4R_{est}}{A_p \text{sen}^2\theta} \quad \text{onde } A_b \text{ é a seção transversal do pilar} \quad \text{Eq. 32}$$

Junto à estaca:

Deve ser calculado conforme a equação 24.

As tensões de compressão nas bielas devem estar limitadas a:

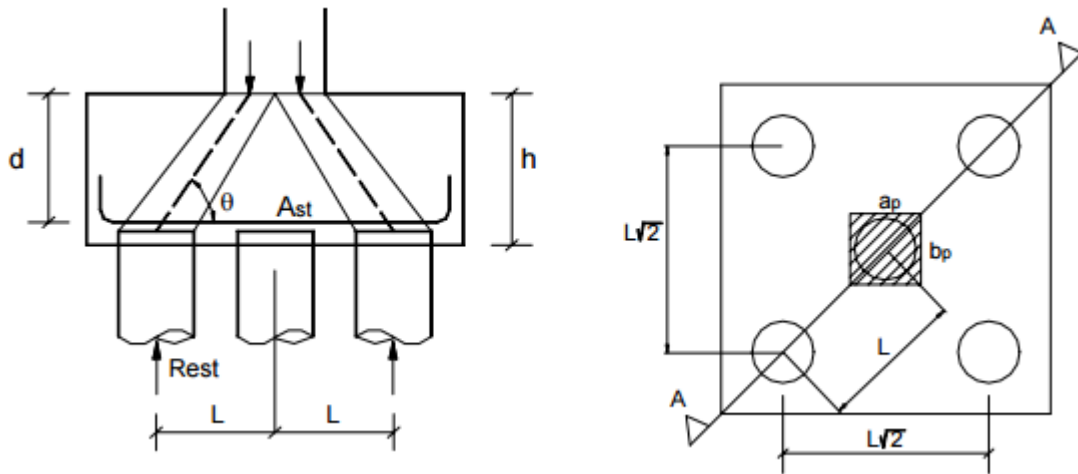
$$\sigma_{c.biela} \leq 2,10f_{cd} \quad \text{junto ao pilar}$$

$$\sigma_{c.biela} \leq 0,85f_{cd} \quad \text{junto à estaca}$$

#### 2.9.3.4. Blocos sobre 5 estacas

Conforme Alva (2007), o processo de dimensionamento das armaduras principais de são pelos mesmos métodos do bloco com 4 estacas.

**Figura 17** blocos sobre 5 estacas via método das bielas



Fonte: Alva, (2007)

O processo de dimensionamento se dá basicamente da mesma forma do bloco com quatro estacas, exceto pela reação.

Notar que estaca posicionada no centro do bloco (sob o pilar) não modifica a maneira de dimensionar das armaduras, sendo computada apenas no cálculo da reação vertical em cada estaca e na respectiva biela. O detalhamento das armaduras principais de tração é semelhante ao caso dos blocos de 4 estacas, podendo-se dispor as armaduras segundo as diagonais, segundo os lados e em malha. Alva (2007, p. 12)

#### 2.9.3.5. Armaduras complementares em blocos

Apesar de todas as cargas verticais serem admitidas no método das bielas devem levar em consideração situações reais, em que podem surgir bielas secundárias entre as estacas.

De acordo com NBR 6118:2003 se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que  $3\phi$ , deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

Segundo Alva (2007), ela pode ser calculada por:

$$A_{\text{susp}} = \frac{P}{1,5 \cdot N \cdot f_{yd}}$$

Eq. 33

Além da armadura de suspensão, faz-se necessário o dimensionamento da armadura de pele para diminuir a fissuração superficial. Segundo Alva (2007), a área total dessa armadura, em cada face da peça, deve ser igual a:

$$A_{sl} = 0,10\% \cdot bh \quad \text{Eq. 34}$$

### 3. METODOLOGIA

No processo de dimensionamento foram adotadas metodologias para que a estrutura venha a atender os critérios mínimos de dimensionamento e segurança.

Para o estudo foi utilizado os dados de uma edificação residencial de padrão médio já executada na quadra 604 Sul em Palmas-To, para a edificação foi dimensionada fundação do tipo estaca escavada. O empreendimento compreende apenas uma torre com doze pavimentos.

Como metodologia foram realizados cálculos geotécnicos, geométricos e estrutural, com base no referencial teórico. Além do referencial teórico foram tomados como dados a planta de carga e o laudo geotécnico da edificação utilizados no dimensionamento da fundação já existente hoje.

Foi adotado o método pesquisa de estudo de caso, com natureza qualitativa, por ser o que mais se adequa ao perfil do trabalho, para alcançar nosso objetivo.

**Figura 18: Localização da obra no plano diretor**



Fonte: Google, (2016).

### 3.1. PLANTA DE CARGA

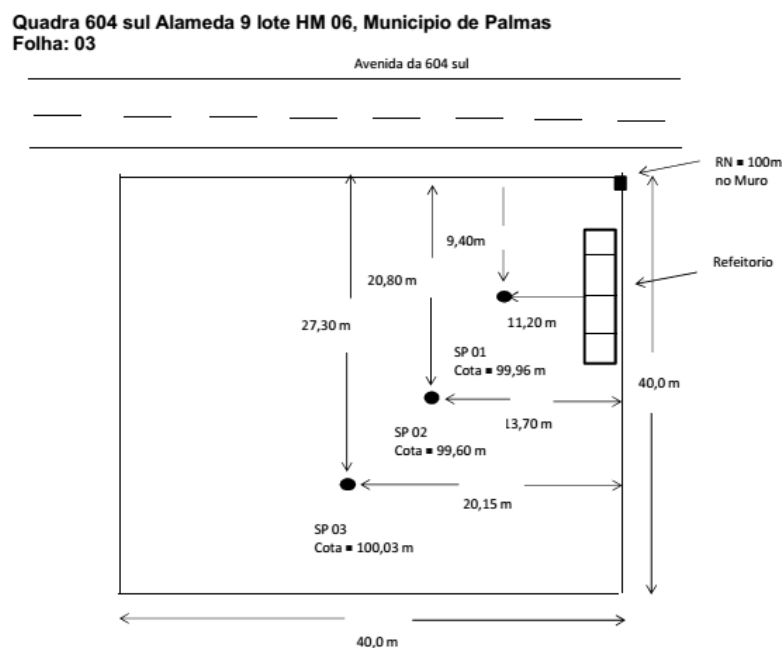
A planta de carga assim como os demais dados necessários para o projeto, foram fornecidos pela empresa que executou a edificação e que segundo ela contratou uma empresa especializada para a execução dos projetos.

### 3.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na fase de investigação geotécnica foram feitas 3 perfurações de sondagem NSPT, totalizando 37,35 metros lineares. De acordo com a empresa responsável pelo levantamento dos dados, as sondagens foram executadas segundo as recomendações da NBR-6484/2001.

Ao analisar os laudos foi decidido que a melhor representação do terreno seria laudo da sondagem 03 na qual localiza-se na parte mais solicitada da edificação e o perfil de solo apresentado no laudo três possui características geotécnicas um pouco inferior aos demais. Portanto ao optar por trabalhar apenas com o laudo 03 subentende-se que está minorando a capacidade do solo e consequentemente trabalhando a favor da segurança.

Figura 19: Locação das Sondagens



Fonte: Laudo de sondagem (2013).

### 3.3. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO EM FUNÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTACA

Para determinação da capacidade de carga foi utilizado o método semi-empírico de Aoki-Velloso a fim de obter um diâmetro e profundidade com o melhor aproveitamento possível das características do solo. Para o cálculo foi utilizada a equação Eq. 2 em que a capacidade de carga é obtida a partir da capacidade de ponta somada a capacidade de carga devido ao atrito lateral, conforme tratado no referencial teórico. Os valores encontrados estão na tabela resumo apêndice A.

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{KN}{F_1} + U \cdot \Sigma \frac{\alpha KN}{F_2} \Delta l \quad \text{Eq. 35}$$

### 3.4. PREVISÃO DE RECALQUE

Para a previsão de recalque foi utilizado a metodologia de Alonso 1989. O método por ele empregado permite determina o recalque por encurtamento elástico e recalque do solo dimensionados a partir do somatório dos recalques por perfil de solo até que os esforços solicitantes sejam nulos. O somatório dos recalques através do perfil do solo deverá ser igual ou inferior a 15mm em areias e 25mm em argilas.

Foi analisado se a previsão de recalque se enquadra no recalque máximo estabelecido por norma a fim de validar ou não as características geométricas e estruturais adotadas. Para o processo de verificação foram utilizadas as seguintes equações:

$$\sigma = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \sigma_{i,k} \quad \text{Eq. 13}$$

$$\omega_s = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} \omega_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} \omega_{i,k} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\omega_p = \frac{1}{AE} \quad \text{Eq. 15}$$

$$\omega_p = \frac{1}{AE} \left[ \frac{P+N_1}{2} \cdot Z_1 + \frac{N_1+P_2}{2} \cdot Z_2 \right] \quad \text{Eq. 16}$$



Assim como o método tratado no referencial teórico, também foi realizado a elaboração do gráfico da curva de recalque criado por Van de Veen que prevê a variação do recalque em função do acréscimo de carga conforme ilustrado os resultados no apêndice A.

### 3.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DA ESTACA

Para o cálculo da área de aço, foi utilizada a metodologia apresentada por Alonso (1989), onde ele relaciona na equação a área da seção transversal da estaca, carga aplicada, e as resistências minoradas do aço e do concreto. Deve-se lembrar que a área de aço deve satisfazer a condição mínima de 0,5% da seção transversal da estaca.

### 3.6. DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO

Para a elaboração do projeto de bloco de coroamento foi seguido a recomendação da NBR 6122, em que ela sugere a utilização do método das biélas comprimidas.

Para o dimensionamento foi seguido o método apresentado por Aoki que é um método testado e por isso indicado na NBR 6122 como o método mais adequado conforme apresentado anteriormente no referencial teórico.

Na determinação da geometria do bloco de coroamento como ilustrado no apêndice A, foi utilizado as geometrias com espaçamentos em função do comprimento L, como determina o método das biélas além da condição que classifica o bloco como sendo rígido.

### 3.7. ELABORAÇÃO GRÁFICA DO PROJETO

Os elementos gráficos dos projetos que foram feitos após o dimensionamento da geometria de fundação contendo os desenhos dos mesmos especificando a geometria e a armadura de cada elemento, planta de locação, cota de assentamento, carga do pilar apresentado em planta de carga, o nome de cada elemento e todas as outras representações necessárias para execução.

### 3.8. AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES TÉCNICAS

Após a conclusão do projeto será colocado a prova a viabilidade da execução da fundação em estaca hélice contínua e comparada com a fundação em estaca escavada que já foi executada na obra estudada, levantando discussões sobre as vantagens e desvantagens e em quais situações elas mais se adequariam.

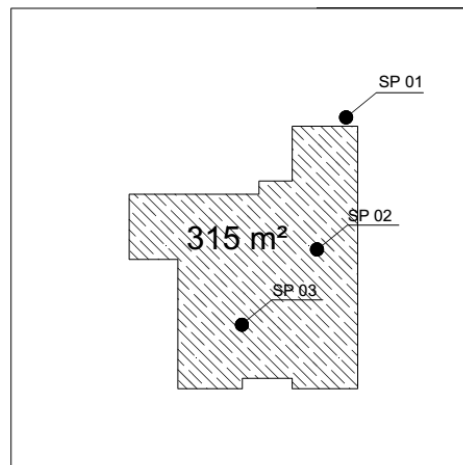
## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação das características do solo foi realizada a partir do laudo de sondagem apresentado no anexo A.

Apesar da compatibilidade dos laudos realizados com as características mínimas exigidas por norma, que exige o mínimo de três perfurações para esta área, os resultados obtidos nos laudos não representaram as características do solo com toda a segurança necessária, devido a isso foi utilizado o laudo SP 03 que apresenta as piores características de forma que a escolha do mesmo tornasse o dimensionamento mais confiável ao minorar os resultados de capacidade de carga.

**Figura 20-** Locação dos furos na área construída



Fonte: autor (2017)

O solo investigado no perímetro da edificação não apresentou em seu perfil a existência de lençol freático e seu SPT possui características homogêneas e de resistência razoável favorecendo a escolha do tipo de fundação.

### 4.2. CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO

Por apresentar características relativamente homogêneas e uma boa resistência a penetração SPT favoreceu mais na capacidade de carga de ponta da estaca, que é uma das características fortes no uso desse tipo de fundação.

Por causa disso, locou-se as estacas a 9 metros de profundidade onde o solo apresentava melhores características e apresentava uma variação positiva no ganho de resistência como foi ilustrado no gráfico do apêndice A e na tabela a seguir.

**Tabela 13-** Capacidade de carga

SP1	SP2	SP3
00,00 KN	00,00 KN	00,00 KN
441,30 KN	561,34 KN	424,50 KN
149,66 KN	446,87 KN	353,82 KN
273,31 KN	453,13 KN	367,17 KN
457,47 KN	807,99 KN	633,42 KN
290,56 KN	894,39 KN	711,96 KN
644,74 KN	875,16 KN	714,31 KN
1153,68 KN	848,81 KN	709,60 KN
<b>797,11 KN</b>	<b>1112,32 KN</b>	<b>913,81 KN</b>
1073,57 KN	962,85 KN	822,70 KN
936,91 KN	1145,36 KN	968,00 KN
1295,05 KN	1177,76 KN	1007,27 KN
500,23 KN	586,82 KN	592,58 KN

Fonte: autor (2017)

A fundação por estaca tem por característica trabalhar com atrito lateral e podendo dissipar cargas a grandes profundidades, mas como não deve ter havido uma programação de sondagem como pode ser visto no anexo A, ficou-se limitado a utilização dessa profundidade podendo variar apenas os diâmetros para os ganhos de resistência.

**Figura 21:** Locação da estaca e SPT

Perfil SP 03		
Nspt		
1	1 m	Areia
2	2 m	Areia argilosa
3	3 m	Silte
4	4 m	Silte
5	5 m	Silte
6	6 m	Silte
7	7 m	Silte
8	8 m	Silte
9	9 m	Silte
10		Silte
11		Silte
12		Silte
13		Silte
14		
15		
16		
17		

Fonte: Autor (2017)

#### 4.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO

O memorial de cálculo foi elaborado em planilha eletrônica do Microsoft Excel conforme apresentado no apêndice A. As planilhas são divididas em duas partes, sendo:

Calculo de capacidade de Carga: que contempla os dados dos pilares e dos materiais adotados é responsável por realizar o cálculo da capacidade de carga do solo para a estaca a partir do atrito lateral e capacidade de ponta.

Dados de Verificação: Parte da tabela apresenta os valores limites exigidos por norma ou bibliografias consultadas assim como equações dos métodos escolhidos. A planilha de verificação faz a previsão do recalque obtido para as características da estaca adotado levando em consideração material geometria e características geotécnicas do solo além de dar origem a um gráfico do qual faz a precisão do recalque conforme se altera o carregamento para as mesmas características de estaca e solo.

Apesar de ser apresentado a curva de recalque no apêndice A foi desenvolvido a verificação para todas as estaca devido a facilidade após a aplicação das equações inseridas no software

Resultados dos cálculos: Na última etapa, a planilha apresenta de forma resumida os resultados para a elaboração do projeto geométrico das estacas e dos blocos.

#### 4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os valores encontrados através dos cálculos do projeto, que através da tabela de resumo apresentado a seguir, apresenta os valores encontrados nos cálculos das estacas conforme abordado no item memória de cálculo.

Tabela 14- Tabela de geometrias

PILAR				ESTACA			GEOMETRIA				
PILAR	ap	bp	CARGA (majorada 5%)	DIÂMETRO	CAPACIDADE	N° DE ESTACAS	a	b	h (3 estacas) Arredondado	H (adotado)	volume total
P1	60	30	892,50 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,17
P2	60	30	1100,40 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,75
P3	60	30	1169,70 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P4	60	30	1328,25 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P5	60	30	1332,45 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P6	60	30	1205,40 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P7	60	30	1146,60 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P8	60	30	963,90 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P9	60	30	915,60 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,75
P10	135	30	2198,70 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	60	7,13
P11	60	30	1096,20 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P12	60	30	1249,50 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P13	60	30	1157,10 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P14	135	30	2347,80 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	60	7,72
P15	60	30	1013,25 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P16	60	30	894,60 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,75
P17	195	30	2881,00 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	40	7,72
P18	90	30	1608,60 KN	0,50 m	913,81 KN	2	230	80		65	4,73
P19	128	30	2349,90 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	60	7,72
P20	100	30	1874,25 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	70	7,72
P21	60	30	1066,80 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P22	50	30	759,15 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	50	2,96
P23	50	30	822,15 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	50	2,96
P24	60	30	749,70 KN	0,30 m	416,33 KN	2	150	60		45	1,68
P25	143	30	2226,00 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	55	7,72
P26	90	30	1447,95 KN	0,30 m	416,33 KN	4	150	150		55	3,78
P27	216	30	3408,30 KN	0,50 m	913,81 KN	4	230	230		90	11,83
P28	100	30	1831,20 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	70	7,72
P29	60	30	1120,35 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P30	60	30	1014,30 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P31	40	30	673,05 KN	0,30 m	416,33 KN	2	150	60		50	1,72
P32	60	30	1042,65 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P33	60	30	1128,75 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P34	135	30	2341,50 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	60	7,72
P35	60	30	1016,40 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P36	60	30	1123,50 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P37	60	30	1116,15 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P38	40	30	703,50 KN	0,30 m	416,33 KN	2	150	60		50	1,72
P39	60	30	1053,15 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P40	60	30	1068,90 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P41	60	30	1099,35 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P42	60	30	1069,95 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P43	60	30	904,05 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P44	60	30	1013,25 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P45	135	30	2226,00 KN	0,50 m	913,81 KN	3	230		210	60	7,72
P46	60	30	829,50 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P47	60	30	939,75 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96
P48	60	30	930,30 KN	0,30 m	416,33 KN	3	150		140	45	2,96

Fonte: Autor (2017)

Na planilha de resumo do apêndice B, são apresentadas as características dos pilares e a geometria dos blocos e estacas obtidos a partir do mesmo.

#### 4.5. COMPARAÇÃO TÉCNICA ENTRE FUNDAÇÃO EM ESTACA ESCAVADA E ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.

No caso específico desta obra, algumas características se destacam na separação dos dois métodos além das características já conhecidas. No caso da geometria e da quantidade de estacas a diferença foi grande devido a capacidade de carga da ponta da estaca obtida no método de hélice contínua além da geometria dos blocos sobre as estacas serem menores.

A diferença do dimensionamento executado neste trabalho e o dimensionamento fornecido pela construtora do projeto executado refletem principalmente na capacidade de carga e conseqüentemente na geometria e número de estacas como por exemplo, a cota de arrasamento da estaca que neste trabalho se chegou a nove metros menor que os onze metros executados.

O número de estacas e conseqüentemente a geometria dos blocos que finalizou com 149 estacas e um volume total de 200 m<sup>3</sup>, um volume 50% menor do que da estaca escavada, conforme apresentado a tabela a seguir.

**Tabela 15- Resultados; Estacas e Volume**

<b>Volume Total de Concreto</b>	
Estaca Hélice Contínua:	206,11
Estaca Escavada:	506,44
<b>Nº de Estacas</b>	
Estaca Hélice Contínua:	149
Estaca Escavada:	203

Fonte: Autor (2017)

#### 4.6. CONSUMO DE MATERIAL E MÉTODOS CONSTRUTIVO

Portanto os resultados foram muito relevantes como Apesar do método construtivo da estaca hélice contínua ser mais atraente pelas vantagens de tempo e resultados construtivos deve-se avaliar a disponibilidade e custo de execução.

Quando levado em consideração o método e qualidade dos resultados à estaca hélice se mostrou muito apropriada para a situação estudada, porque além de diminuir significativamente o volume dos blocos e quantidade das estacas o método leva menor tempo e mobiliza uma equipe menor podendo assim acelerar o cronograma da obra.



Analizando os resultados geométricos e o volume de concreto dos dois dimensionamentos realizados. Como esperado o projeto em estaca hélice continua se justifica neste projeto por apresentar um consumo menor que a metade da estaca escavada além das vantagens técnica e construtiva.

## 5. CONCLUSÃO

Neste trabalho analisou-se a viabilidade de se executar uma estaca do tipo hélice contínua em um edifício residencial localizado na região central de Palmas já executada em esta escavada.

Após a conclusão dos dimensionamentos que cabe ressaltar os diversos pontos de majoração e minoração a favor da segurança do projeto as estacas hélice contínua projetada, mostrou-se muito eficiente em vários aspectos como capacidade de carga, método executivo, volume final de concreto.

Quanto aos aspectos relevantes a este trabalho, o solo apresenta características boas favorecendo o tipo de fundação como hélice contínua para o estudo, que apresentou resistência maiores na ponta da estaca ao invés das resistências devido ao atrito lateral.

O estudo realizado, portanto, mostra que os dois tipos de fundações são viáveis do ponto de vista técnico, porém à estaca hélice contínua se apresentou mais viável, como pode ser visto nos resultados obtidos.

Considerando os resultados obtidos, como sugestão de continuação de estudo, indica-se realizar o dimensionamento estrutural dos blocos e realizar um comparativo do impacto financeiro entre os dois métodos de fundações citados, além da análise de riscos.

#### 4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**, Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2006.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**, Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. São Paulo: Edgard Bucher LTDA, 1989.

Alonso, Urbano Rodrigues. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas Alva. **Projeto Estrutural de Blocos sobre Estacas**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico. Vol 1**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo. Vol. 2**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

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

KOSHIMA, Akira. et. al. **Fundações Teoria e Prática**. In:\_\_\_\_\_. (Ed.). Fundações: Teoria e prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

Pinto, Homero Caputo. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. 6 ed.**. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1998.

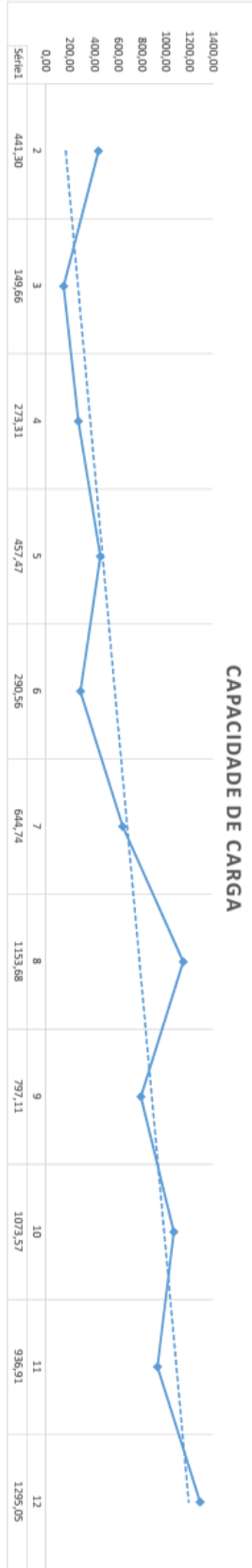
REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. Fundações: **Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate, 2008.

VELLOSO, Dirceu; LOPES, Francisco de Rezende. **Concepção de obras de fundações**. In: \_\_\_\_\_. (Ed.). **Fundações. Vol. 1**. 3 ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002.

VELLOSO, Dirceu; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de projeto, investigação de subsolo e fundações superficiais. Vol. 1**. São Paulo: Oficina de textos, 2004. 54

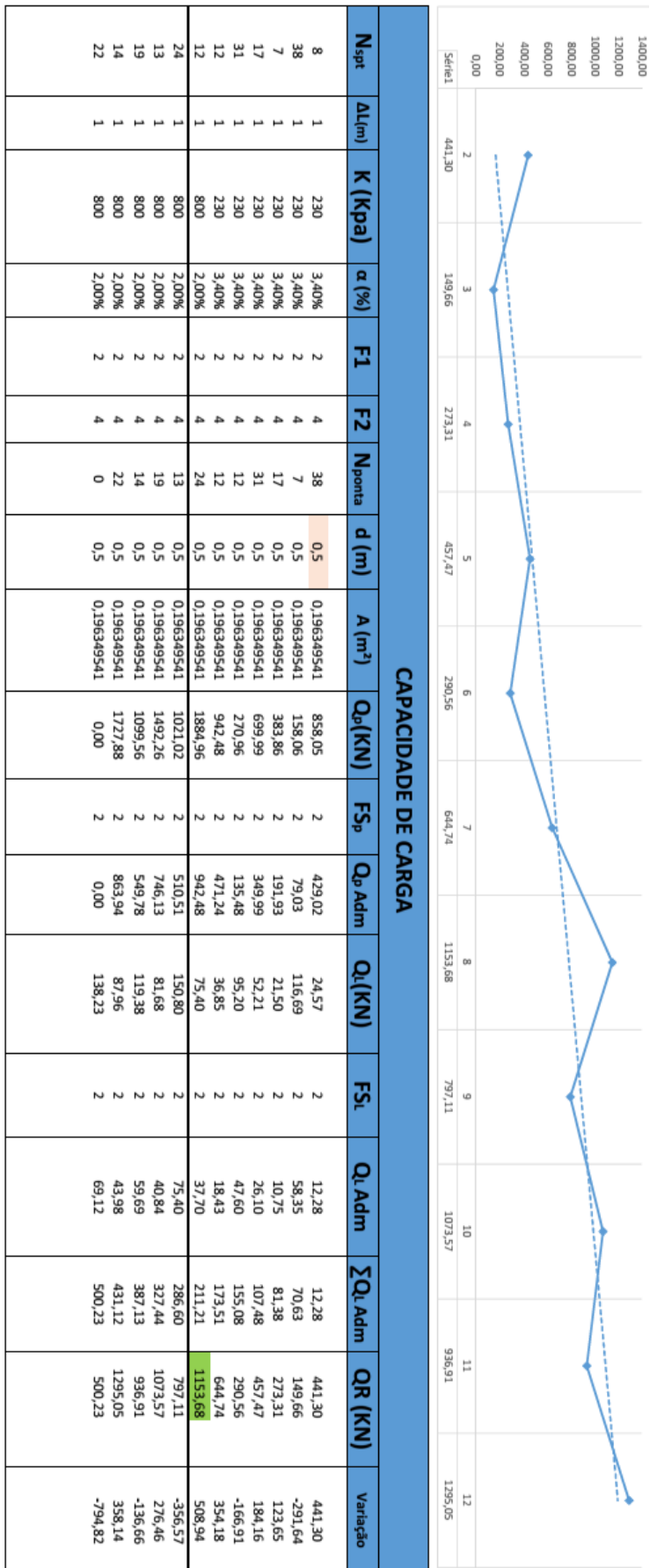
## APÊNDICE A – PLANILHAS DE CAPACIDADE DE CARGA, RECALQUE E GEOMETRIAS

Capacidade Carga SP 01 Diâmetro 0,3

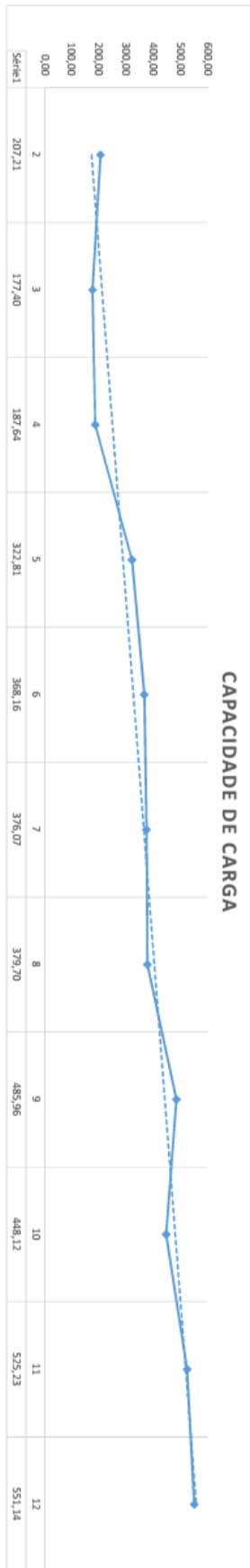


CAPACIDADE DE CARGA																	
N <sub>spot</sub>	ΔL(m)	K (Kpa)	α (%)	F1	F2	N <sub>ponta</sub>	d (m)	A (m <sup>2</sup> )	Q <sub>0</sub> (KN)	F <sub>sp</sub>	Q <sub>p</sub> Adm	Q <sub>L</sub> (KN)	F <sub>SL</sub>	Q <sub>L</sub> Adm	ΣQ <sub>L</sub> Adm	QR (KN)	Variação
8	1	230	3,40%	2	4	38	0,5	0,196349541	858,05	2	429,02	24,57	2	12,28	12,28	441,30	441,30
38	1	230	3,40%	2	4	7	0,5	0,196349541	158,06	2	79,03	116,69	2	58,35	70,63	149,66	-291,64
7	1	230	3,40%	2	4	17	0,5	0,196349541	383,86	2	191,93	21,50	2	10,75	81,38	273,31	123,65
17	1	230	3,40%	2	4	31	0,5	0,196349541	699,99	2	349,99	52,21	2	26,10	107,48	457,47	184,16
31	1	230	3,40%	2	4	12	0,5	0,196349541	270,96	2	135,48	95,20	2	47,60	155,08	290,56	-166,91
12	1	230	3,40%	2	4	12	0,5	0,196349541	942,48	2	471,24	36,85	2	18,43	173,51	644,74	354,18
12	1	800	2,00%	2	4	24	0,5	0,196349541	1884,96	2	942,48	75,40	2	37,70	211,21	1153,68	508,94
24	1	800	2,00%	2	4	13	0,5	0,196349541	1021,02	2	510,51	150,80	2	75,40	286,60	797,11	-356,57
13	1	800	2,00%	2	4	19	0,5	0,196349541	1492,26	2	746,13	81,68	2	40,84	327,44	1073,57	276,46
19	1	800	2,00%	2	4	14	0,5	0,196349541	1099,56	2	549,78	119,38	2	59,69	387,13	936,91	-136,66
14	1	800	2,00%	2	4	22	0,5	0,196349541	1727,88	2	863,94	87,96	2	43,98	431,12	1295,05	358,14
22	1	800	2,00%	2	4	0	0,5	0,196349541	0,00	2	0,00	138,23	2	69,12	500,23	500,23	-794,82

## Capacidade Carga SP 01 Diâmetro 0,5

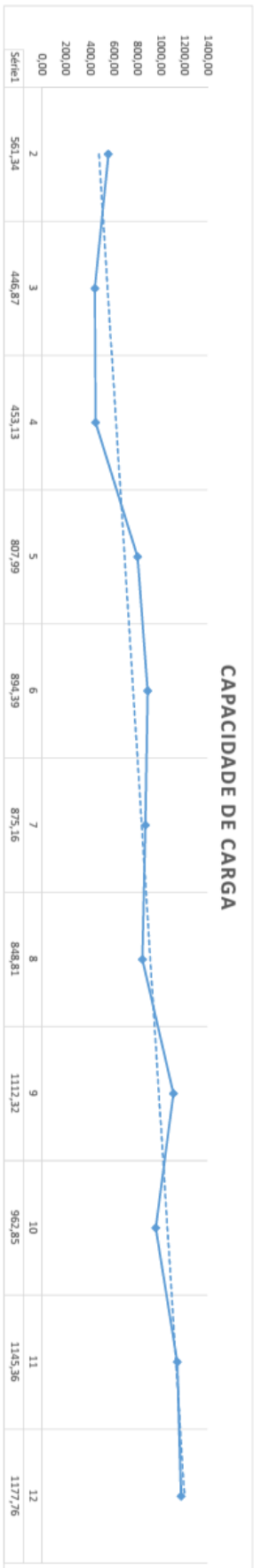


## Capacidade Carga SP 02 Diâmetro 0,3



<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>																	
Nspr	ΔL(m)	K (kpa)	α (%)	F1	F2	Nponta	d (m)	A (m <sup>2</sup> )	Q <sub>0</sub> (KN)	FSp	Q <sub>0</sub> Adm	Q <sub>u</sub> (KN)	FSL	Q <sub>u</sub> Adm	ΣQ <sub>u</sub> Adm	QR (KN)	Variação
9	1	550	2,2%	2	4	20	0,3	0,070688835	388,77	2	194,39	25,66	2	12,83	12,83	207,21	0
20	1	550	2,2%	2	4	14	0,3	0,070688835	272,14	2	136,07	57,02	2	28,51	41,34	177,40	-29,81
14	1	550	2,2%	2	4	13	0,3	0,070688835	252,70	2	126,35	39,91	2	19,96	61,30	187,64	10,24
13	1	550	2,2%	2	4	25	0,3	0,070688835	485,97	2	242,98	37,06	2	18,53	79,83	322,81	135,17
25	1	550	2,2%	2	4	26	0,3	0,070688835	505,40	2	252,70	71,27	2	35,64	115,47	368,16	45,35
26	1	550	2,2%	2	4	23	0,3	0,070688835	447,09	2	223,54	74,13	2	37,06	152,53	376,07	7,91
23	1	550	2,2%	2	4	20	0,3	0,070688835	388,77	2	194,39	65,57	2	32,79	185,31	379,70	3,63
20	1	550	2,2%	2	4	28	0,3	0,070688835	544,28	2	272,14	57,02	2	28,51	213,82	485,96	106,26
28	1	550	2,2%	2	4	20	0,3	0,070688835	388,77	2	194,39	79,83	2	39,91	253,74	448,12	-37,84
20	1	550	2,2%	2	4	25	0,3	0,070688835	485,97	2	242,98	57,02	2	28,51	282,25	525,23	77,11
25	1	550	2,2%	2	4	24	0,3	0,070688835	466,53	2	233,26	71,27	2	35,64	317,89	551,14	25,91
24	1	550	2,2%	2	4	0	0,3	0,070688835	0,00	2	0,00	68,42	2	34,21	352,10	352,09	-199,05

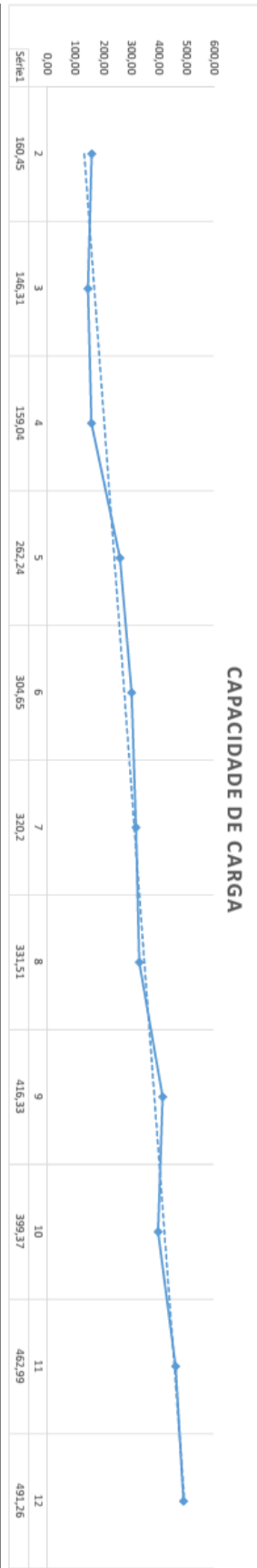
## CAPACIDADE CARGA SP 02 DIÂMETRO 0,5



CAPACIDADE DE CARGA																	
N <sub>spt</sub>	Δl(m)	K (Kpa)	α (%)	F1	F2	N <sub>ponta</sub>	d (m)	A (m <sup>2</sup> )	Q <sub>p</sub> (KN)	F <sub>sp</sub>	Q <sub>p</sub> Adm	Q <sub>L</sub> (KN)	F <sub>SL</sub>	Q <sub>L</sub> Adm	ΣQ <sub>L</sub> Adm	QR (KN)	Varição
9	1	550	2,20%	2	4	20	0,5	0,196349541	1079,92	2	539,96	42,76	2	21,38	21,38	561,34	0
20	1	550	2,20%	2	4	14	0,5	0,196349541	755,95	2	377,97	95,03	2	47,52	68,90	446,87	-114,47
14	1	550	2,20%	2	4	13	0,5	0,196349541	701,95	2	350,97	66,52	2	33,26	102,16	453,13	6,26
13	1	550	2,20%	2	4	25	0,5	0,196349541	1349,90	2	674,95	61,77	2	30,89	133,05	807,99	354,86
25	1	550	2,20%	2	4	26	0,5	0,196349541	1403,90	2	701,95	118,79	2	59,40	192,44	894,39	86,40
26	1	550	2,20%	2	4	23	0,5	0,196349541	1241,91	2	620,96	123,54	2	61,77	254,21	875,16	-19,23
23	1	550	2,20%	2	4	20	0,5	0,196349541	1079,92	2	539,96	109,29	2	54,64	308,86	848,81	-26,35
20	1	550	2,20%	2	4	28	0,5	0,196349541	1511,89	2	755,95	95,03	2	47,52	356,37	1112,32	263,51
28	1	550	2,20%	2	4	20	0,5	0,196349541	1079,92	2	539,96	133,05	2	66,52	422,90	962,85	-149,47
20	1	550	2,20%	2	4	25	0,5	0,196349541	1349,90	2	674,95	95,03	2	47,52	470,41	1145,36	182,51
25	1	550	2,20%	2	4	24	0,5	0,196349541	1295,91	2	647,95	118,79	2	59,40	529,81	1177,76	32,40
24	1	550	2,20%	2	4	0	0,5	0,196349541	0,00	2	0,00	114,04	2	57,02	586,83	586,82	-590,94

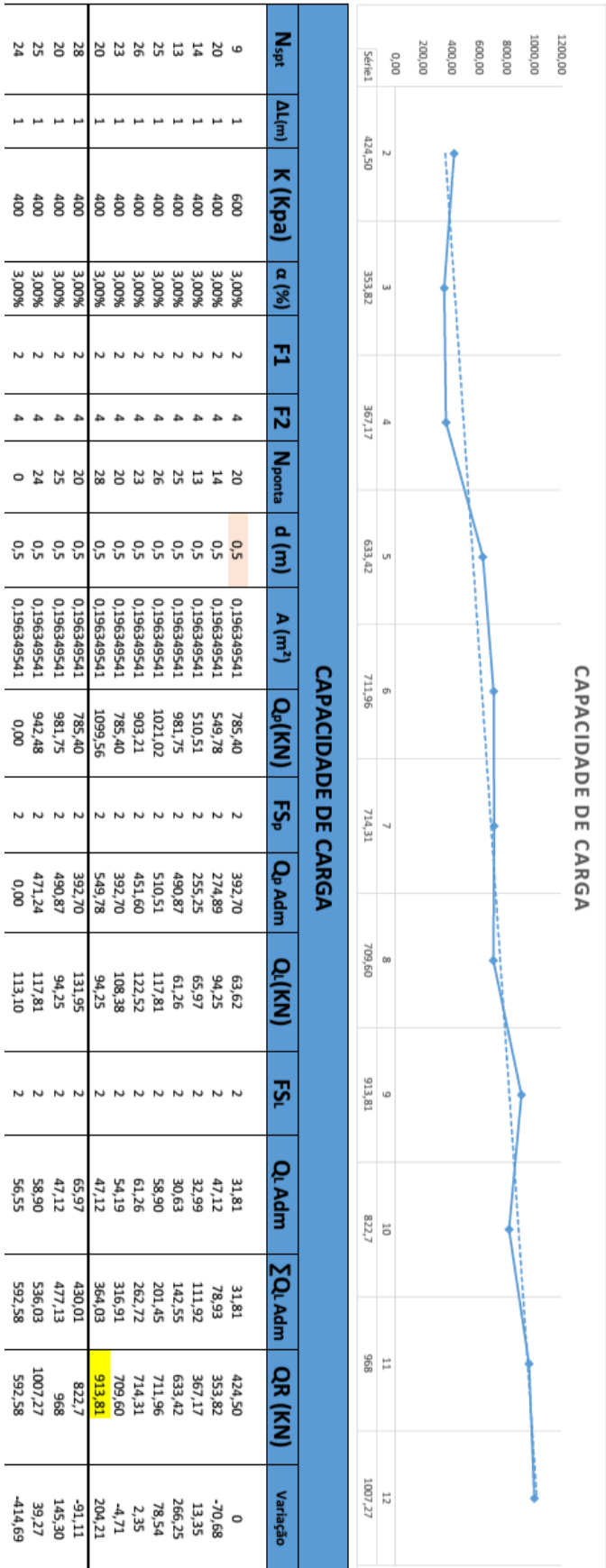


## CAPACIDADE CARGA SP 03 DIÂMETRO 0,3



<b>CAPACIDADE DE CARGA</b>																	
Nspt	Δl(m)	K (Kpa)	α (%)	F1	F2	Nponta	d (m)	A (m²)	Qp (KN)	FSp	Qp Adm	Ql (KN)	FSl	Ql Adm	ΣQl Adm	QR (KN)	Variação
9	1	600	3,0%	2	4	20	0,3	0,070685835	282,74	2	141,37	38,17	2	19,09	19,09	160,45	0
20	1	400	3,0%	2	4	14	0,3	0,070685835	197,92	2	98,96	56,55	2	28,27	47,36	146,31	-14,14
14	1	400	3,0%	2	4	13	0,3	0,070685835	183,78	2	91,89	39,58	2	19,79	67,15	159,04	12,73
13	1	400	3,0%	2	4	25	0,3	0,070685835	353,43	2	176,71	36,76	2	18,38	85,53	262,24	103,20
25	1	400	3,0%	2	4	26	0,3	0,070685835	367,57	2	183,78	70,69	2	35,34	120,87	304,65	42,41
26	1	400	3,0%	2	4	23	0,3	0,070685835	325,15	2	162,38	73,51	2	36,76	157,63	320,2	15,55
23	1	400	3,0%	2	4	20	0,3	0,070685835	282,74	2	141,37	65,03	2	32,52	190,14	331,51	11,31
20	1	400	3,0%	2	4	28	0,3	0,070685835	395,84	2	197,92	56,55	2	28,27	218,42	<b>416,33</b>	84,82
28	1	400	3,0%	2	4	20	0,3	0,070685835	282,74	2	141,37	79,17	2	39,58	258,00	399,37	-16,96
20	1	400	3,0%	2	4	25	0,3	0,070685835	353,43	2	176,71	56,55	2	28,27	286,28	462,99	63,62
25	1	400	3,0%	2	4	24	0,3	0,070685835	339,29	2	169,65	70,69	2	35,34	321,62	491,26	28,27
24	1	400	3,0%	2	4	0	0,3	0,070685835	0,00	2	0,00	67,86	2	33,93	355,55	355,54	-135,72

## CAPACIDADE CARGA SP 03 DIÂMETRO 0,5

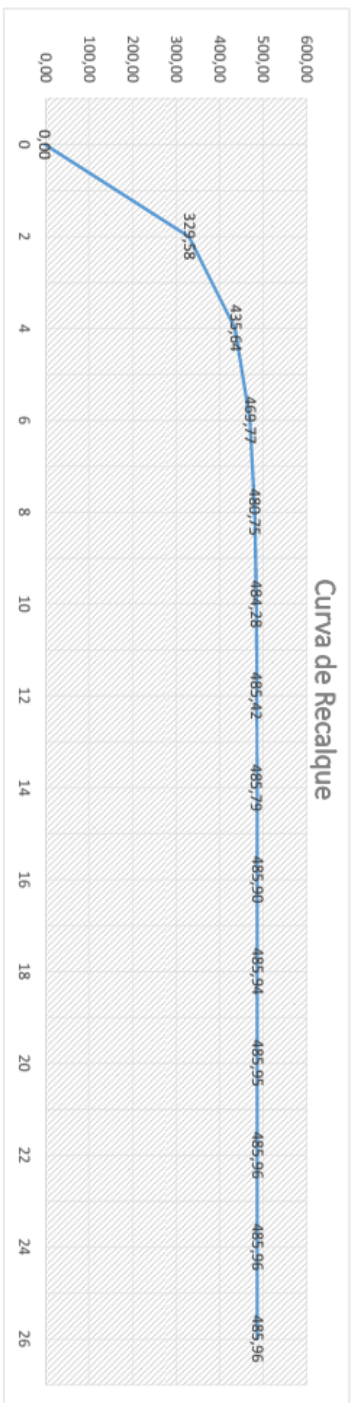


## RECALQUE SP 01 DIAMETRO 0,3





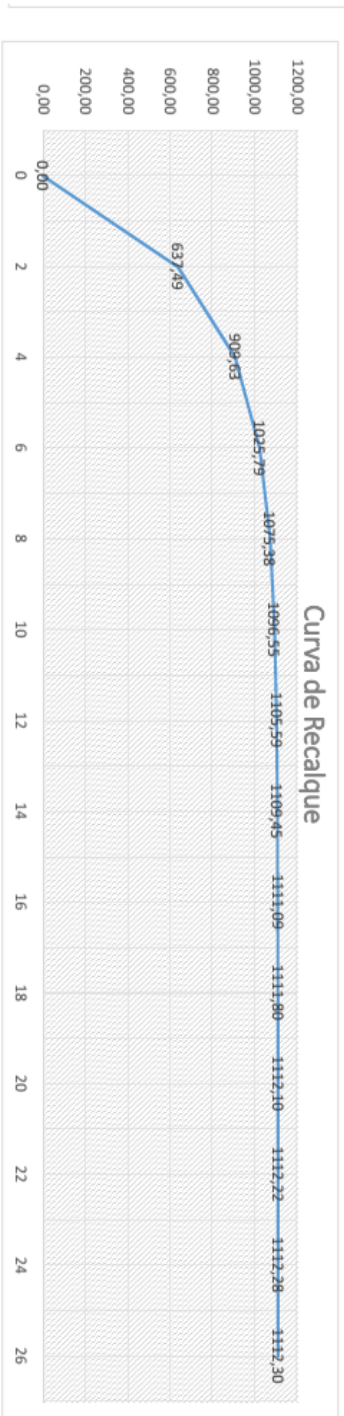
### RECALQUE SP 02 DIAMETRO 0,3



$$P = R (1 - e^{-\alpha \cdot P})$$

RECALQUE													Previsão da Curva CargaxRecalque				
P <sup>i</sup> *L <sup>i</sup>	Acréscimo de tensões						Módulo de elasticidade e Recalque						p (mm)	P(KN)			
	Camada	H(m)	Δ61	Δ62	Δ63	Δ64	Δ6p	Δ6	K (MPa)	Nspt	E0 (Mpa)	60 (Kpa)			Es (Mpa)	(Δ6/Es)*H (mm)	
181,08	1	1	2	3	5	11	53	75	0,55	28	61,6	20	134,27	0,56	0	0,00	
182,51	2	1	1	2	3	5	22	33	0,55	20	44	20	71,58	0,46	2	329,58	
163,98	3	1	1	1	2	3	12	19	0,55	25	55	20	76,47	0,24	4	435,64	
153,28	4	1	1	1	2	2	7	12	0,55	24	52,8	20	66,86	0,18	6	469,77	
152,57	5	1	1	1	1	1	5	8							8	480,75	
135,47	6	1	0	1	1	1	4	6							10	484,28	
114,80	7	1	0	0	1	1	3	5							12	485,42	
96,26	8	1	0	0	0	0	2	4							14	485,79	
	9	1	0	0	0	0	2	3							16	485,90	
															18	485,94	
															20	485,95	
															22	485,96	
															24	485,96	
															26	485,96	
Σ(P <sup>i</sup> *L <sup>i</sup> )	Carga atuante na estaca		349 KN	a=-ln(1-P/R)/p		0,56693		Ps= 01,443 mm		p= 02,238 mm							
1179,94	1		6,737E-07	pe = 1 / (A.Ec . Σ(Pi.Li))		00,000795 m											

## RECALQUE SP 02 DIAMETRO 0,5

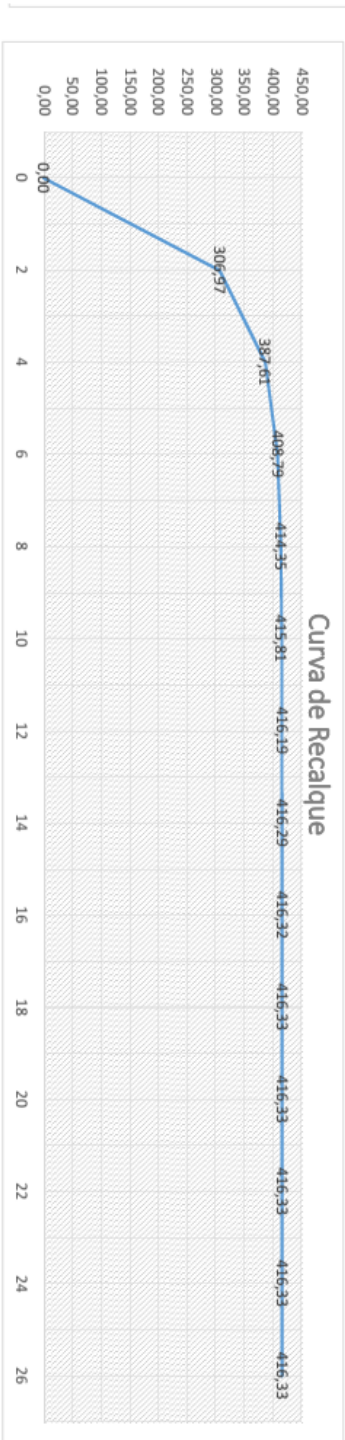


$$P = R (1 - e^{-\alpha \cdot p})$$

RECALQUE											Previsão da Curva CargaxRecalque					
PI*LI	Camada	H(m)	Acréscimo de tensões					Módulo de elasticidade e Recalque					p (mm)	P(KN)		
			Δ61	Δ62	Δ63	Δ64	Δ6p	Δ6	K (MPa)	Nspt	E0 (MPa)	60 (Kpa)			Es (MPa)	(Δ6/Es)*H (mm)
435,69	1	1	3	5	8	15	157	188	0,55	28	61,6	20	198,62	0,95	0	0,00
438,07	2	1	2	3	4	7	70	86	0,55	20	44	20	101,37	0,85	2	637,49
407,18	3	1	2	2	3	4	39	50	0,55	25	55	20	102,58	0,48	4	909,63
389,36	4	1	1	2	2	2	25	32	0,55	24	52,8	20	85,37	0,38	6	1025,79
388,17	5	1	1	1	2	17	23								8	1075,38
359,66	6	1	1	1	1	13	17								10	1096,55
325,22	7	1	1	1	1	10	13								12	1105,59
294,33	8	1	1	1	1	8	10								14	1109,45
	9	1	0	1	1	6	8								16	1111,09
															18	1111,80
															20	1112,10
															22	1112,22
															24	1112,28
															26	1112,30
Σ(Pi*Li)	Carga atuante na estaca		850 KN		a=-ln(1-P/R)/p		0,42563				Ps= 02,657 mm					
3037,69	1 / A.Ec		2,425E-07		pe = 1 / A.Ec . Σ(Pi . Li)		00,000737 m				p= 03,394 mm					



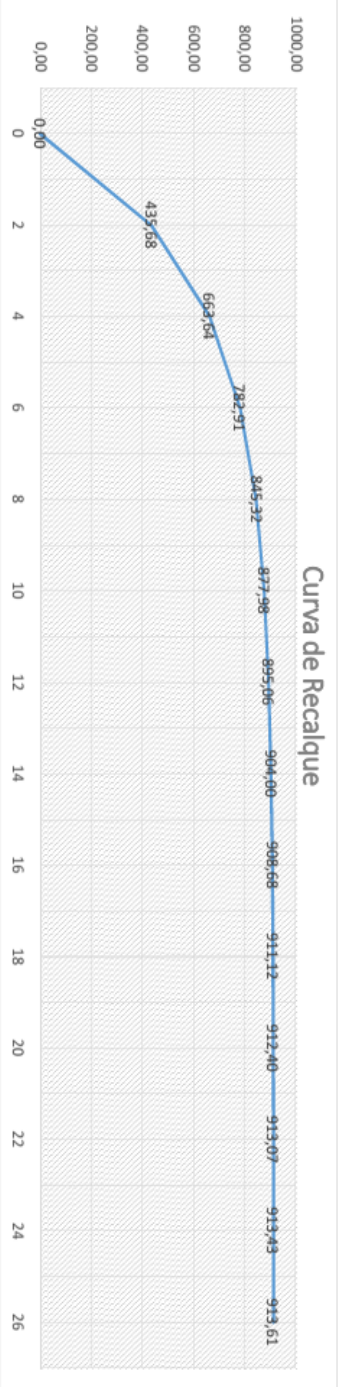
## RECALQUE SP 03 DIAMETRO 0,3



$$P = R (1 - e^{-\alpha \cdot P})$$

RECALQUE																
P <sup>i</sup> *L <sub>i</sub>	Acréscimo de tensões						Módulo de elasticidade e Recalque						Previsão da Curva CargaxRecalque			
	Camada	H(m)	Δ61	Δ62	Δ63	Δ64	Δ6p	Δ6	K (MPa)	Nspt	E0 (Mpa)	60 (kpa)	Es (Mpa)	(Δ6/Es)*H (mm)	p (mm)	P(KN)
184,21	1	1	2	3	5	11	51	73	0,4	28	44,8	20	96,62	0,76	0	0,00
179,26	2	1	1	2	3	5	21	32	0,4	20	32	20	51,64	0,62	2	306,97
160,88	3	1	1	1	2	2	12	18	0,4	25	40	20	55,28	0,33	4	387,61
150,28	4	1	1	1	1	2	7	12	0,4	24	38,4	20	48,40	0,24	6	408,79
149,57	5	1	1	1	1	1	5	8							8	414,35
132,61	6	1	0	1	1	1	4	6							10	415,81
112,11	7	1	0	0	1	1	3	5							12	416,19
93,73	8	1	0	0	0	0	2	4							14	416,29
	9	1	0	0	0	0	2	3							16	416,32
															18	416,33
															20	416,33
															22	416,33
															24	416,33
															26	416,33
Σ(P <sup>i</sup> *L <sub>i</sub> )	Carga atuante na estaca		349 KN		a=-ln(1-P/R)/p		0,66843									
1162,66	$\frac{1}{A \cdot E_c}$		6,737E-07		$P_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \Sigma(P_i \cdot L_i)$		00,000783 m									

## RECALQUE SP 03 DIAMETRO 0,5



$$P = R (1 - e^{-\alpha \cdot P})$$

RECALQUE											Previsão da Curva CargaRecalque					
P <sup>i</sup> *L <sub>i</sub>	Camada	H(m)	Acréscimo de tensões						Módulo de elasticidade e Recalque						p (mm)	P(kN)
			ΔG1	ΔG2	ΔG3	ΔG4	ΔGp	ΔG	K (MPa)	Nspt	E0 (Mpa)	60 (Kpa)	Es (Mpa)	(ΔG/Es)*H (mm)		
228,40	1	1	3	5	8	15	19	50	0,4	28	44,8	20	83,78	0,60	0	0,00
220,16	2	1	2	3	4	7	9	25	0,4	20	32	20	47,90	0,52	2	435,68
189,53	3	1	2	2	3	4	5	15	0,4	25	40	20	52,96	0,28	4	663,64
171,86	4	1	1	2	2	2	3	10	0,4	24	38,4	20	47,18	0,22	6	782,91
170,68	5	1	1	1	1	1	2	7							8	845,32
142,40	6	1	1	1	1	1	2	6							10	877,98
108,24	7	1	1	1	1	1	1	4							12	895,06
77,61	8	1	1	1	1	1	1	4							14	904,00
	9	1	0	1	1	1	1	3							16	908,68
															18	911,12
															20	912,40
															22	913,07
															24	913,43
															26	913,61
Σ(P <sup>i</sup> *L <sub>i</sub> )	Carga atuante na estaca		425 kN		a=-ln(1-P/R)/p		0,32387									
1308,87	$\frac{1}{A \cdot E_c}$		2,425E-07		$P_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \Sigma(P_i \cdot L_i)$		00,000317 m									



## COMPARATIVO DE RESULTADOS

BLOCO	HÉLICE CONTÍNUA ( 9,00 m)			ESTACA ESCAVADA ( 11,00 m)		
	Nº DE ESTACAS	DIÂMETRO	VOLUME TOTAL	Nº DE ESTACAS	DIÂMETRO	VOLUME TOTAL
B1	3	0,3	2,28	3	0,4	5,75
B2	3	0,3	2,88	4	0,4	8,13
B3	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B4	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B5	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B6	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B7	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B8	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B9	3	0,3	2,88	3	0,4	5,75
B10	3	0,5	7,48	8	0,4	19,86
B11	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B12	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B13	4	0,3	3,97	4	0,4	8,13
B14	3	0,5	8,10	6	0,5	22,46
B15	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B16	3	0,3	2,88	3	0,4	5,75
B17	3	0,5	8,10	12	0,4	35,09
B18	2	0,5	4,97	4	0,5	12,84
B19	3	0,5	8,10	6	0,5	22,46
B20	3	0,5	8,10	8	0,5	21,48
B21	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B22	3	0,3	3,11	4	0,5	11,94
B23	3	0,3	3,11	4	0,5	11,94
B24	2	0,3	1,76	3	0,4	5,75
B25	3	0,5	8,10	8	0,4	19,86
B26	4	0,3	3,97	3	0,5	8,68
B27	4	0,5	12,42	10	0,5	37,60
B28	3	0,5	8,10	4	0,5	12,84
B29	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B30	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B31	2	0,3	1,81	2	0,4	3,61
B32	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B33	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B34	3	0,5	8,10	6	0,5	22,46
B35	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B36	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B37	3	0,3	3,11	4	0,4	8,13
B38	2	0,3	1,81	2	0,4	3,61
B39	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B40	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B41	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B42	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B43	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B44	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B45	3	0,5	8,10	6	0,5	22,46
B46	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B47	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
B48	3	0,3	3,11	3	0,4	5,75
<b>TOTAL:</b>	149		206,11	203		506,44

## APENDICE B- DEMONSTRATIVO DE CALCULO GEOMÉTRICO DO BLOCO

Demonstrativo de cálculo do P22 apoiado pelo bloco B 22

✓ Dados

- Geometria do pilar: 50x30
- Carga aplicada no pilar: 723,0KN
- Diâmetro da estaca: 30 cm
- Capacidade de Carga ofertada pelo solo; 485,96 KN

- Ângulo de inclinação da biela

$$\text{Tg}\theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{ap}{4}}$$

$$\text{Tg}\theta = \frac{30}{\frac{90}{2} - \frac{50}{4}}$$

$$\text{Tg}\theta = 43^\circ \quad 40^\circ < \text{tg}\theta < 55^\circ \text{ Ok}$$

- Número de estaca

$$x = \frac{723,0 \times 1,05}{485,96}$$

$$x = 1,56 = 2 \text{ estacas}$$

- Distância mínima entre estacas

$$3 \times \phi \rightarrow 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$$

$$a = L + \phi \text{ est.} + 2 \times 15 \rightarrow 90 + 30 + 2 \times 15 = 150 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 15 + \phi \text{ est.} \rightarrow 30 + 30 = 90 \text{ cm}$$

- Condição de rigidez

$$h_a \geq \frac{(a - ap)}{3}$$

$$h_a \geq \frac{(150 - 50)}{3}$$

$$h_a \geq 33,33 = 40 \text{ cm}$$

$$h_b \geq \frac{(b - bp)}{3}$$

$$h_b \geq \frac{(60 - 30)}{3}$$

$$h_b \geq 10 \text{ cm}$$

## ANEXO A – LAUDOS DE PERCUSÃO



## LAUDO DE SONDAGEM

site: [www.tecnica.eng.br/](http://www.tecnica.eng.br/)  
email: [tecnicang@gmail.com](mailto:tecnicang@gmail.com)

<b>Interessado:</b>	<b>Furo:</b> SP 01
<b>Obra:</b> Residencial	<b>Folha:</b> 04
<b>Local obra:</b> Quadra 604 sul Alameda 9 lote HM 06, Município de Palmas	<b>Data do Laudo:</b> 24/10/13

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

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1 <sup>o</sup> +2 <sup>o</sup> 15	2 <sup>o</sup> +3 <sup>o</sup> 15	1 <sup>o</sup> e 2 <sup>o</sup> penetração					*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40	50		
-1,00	01										Argila arenosa de cor vermelha
-2,00	02		7	8						média*	Silte argiloso com pedregulho laterítico de graduação médio e cor vermelho
-3,00	03		27	38						dura*	Silte argiloso com pedregulho laterítico de graduação grossa
-4,00	04		6	7						média*	Silte argiloso com pedregulho laterítico de graduação fina
-5,00	05		12	17						rija*	
-6,00	06		24	31						dura*	Silte argiloso de cor variegado
-7,00	07		18	12						rija*	
-8,00	08		10	12						mediamente compacta**	Areia siltosa de cor cinza
-9,00	09		15	24						compacta**	
-10,00	10		12	13						mediamente compacta**	Areia siltosa de cor amarela
-11,00	11		15	19						compacta**	Areia siltosa de cor cinza
-12,00	12		11	14						mediamente compacta**	
-13,00	13		16	22						compacta**	Areia siltosa de cor roxa
-14,00	14										
-15,00	15										
-16,00	16										
-17,00	17										
-18,00	18										
-19,00	19										
-20,00	20										

<b>Nível d'água :</b> Não foi alcançado	<b>Cota do Furo:</b> 99,96	<b>m</b>
<b>Data do N.A.:</b> 23/10/13	<b>Prof. da sondagem:</b> 12,45	<b>m</b>
<b>Sondador:</b> Henrique	<b>Coordenadas:</b>	
<b>Engº Resp.:</b> Engº Edvaldo José Cordeiro - Crea GO 6728/D	<b>Equip:</b> GPS12 Garmin	



## LAUDO DE SONDAGEM

site: [www.tecnica.eng.br/](http://www.tecnica.eng.br/)  
email: [tecnicaeng@gmail.com](mailto:tecnicaeng@gmail.com)

<b>Interessado:</b>	<b>Furo:</b> SP 02
<b>Obra:</b> Residencial	<b>Folha:</b> 05
<b>Local obra:</b> Quadra 604 sul Alameda 9 lote HM 06, Município de Palmas	<b>Data do Laudo:</b> 24/10/13

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

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	1º+2º	2º+3º	4º e 2º penetração				2º e 3º penetração	*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
					10	20	30	40			
-1,00	01										Silte arenoso com pedregulho laterítico
-2,00	02		7	9						média*	Silte arenoso de cor marrom
-3,00	03		15	20						dura*	Silte arenoso de cor avermelhado
-4,00	04		15	14						rija*	
-5,00	05		11	13						rija*	Silte arenoso com pedregulho laterítico de graduação fina
-6,00	06		22	25						dura*	
-7,00	07		25	26						dura*	
-8,00	08		20	23						dura*	
-9,00	09		18	20						dura*	
-10,00	10		26	28						dura*	
-11,00	11		22	20						dura*	
-12,00	12		24	25						dura*	
-13,00	13		23	24						dura*	
-14,00	14										
-15,00	15										
-16,00	16										
-17,00	17										
-18,00	18										
-19,00	19										
-20,00	20										

<b>Nível d'água:</b> Não foi alcançado	<b>Cota do Furo:</b> 99,60	<b>m</b>
<b>Data do N.A.:</b> 23/10/13	<b>Prof. da sondagem:</b> 12,45	<b>m</b>
<b>Sondador:</b> Raimundo	<b>Coordenadas:</b>	
<b>Engo Resp.:</b> Engº Edvaldo José Cordeiro - Crea GO 6728/D	<b>Equip:</b> GPS12 Garmin	

## LAUDO DE SONDAGEM

site: [www.tecnica.eng.br/](http://www.tecnica.eng.br/)  
 email: [tecnicaeng@gmail.com](mailto:tecnicaeng@gmail.com)

<b>Interessado:</b>	<b>Furo:</b> SP 03
<b>Obra:</b> Residencial	<b>Folha:</b> 06
<b>Local obra:</b> Quadra 604 sul Alameda 9 lote HM 06, Município de Palmas	<b>Data do Laudo:</b> 24/10/13

Descrições do amostrador: Diâmetro externo = 2 1/2"      Peso batente= 65 Kg      Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diâmetro in      da Haste = 1"

Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 h	Diâmetro in					*Consistência / **Compacidade	Descrição do Solo
			1ª+2ª 15	2ª+3ª 15	1ª e 2ª penetração 10 20 30 40 50		2ª e 3ª penetração		
-1,00	01								Areia fina com materia orgânica
-2,00	02		7	9				mediamente compacta**	Areia argilosa com pedregulho laterítico
-3,00	03		15	20				dura*	Silte com fragmentos de material laterítico
-4,00	04		15	14				rija*	
-5,00	05		11	13				rija*	Silte com pedregulho de material laterítico
-6,00	06		22	25				dura*	
-7,00	07		25	26				dura*	
-8,00	08		20	23				dura*	
-9,00	09		18	20				dura*	Silte com traços de mica
-10,00	10		26	28				dura*	
-11,00	11		22	20				dura*	Silte com fragmentos de material laterítico
-12,00	12		24	25				dura*	
-13,00	13		23	24				dura*	
-14,00	14								
-15,00	15								
-16,00	16								
-17,00	17								
-18,00	18								
-19,00	19								
-20,00	20								

<b>Nível d'água:</b> Não foi alcançado	<b>Cota do Furo:</b> 100,03	<b>m</b>
<b>Data do N.A.:</b> 24/10/13	<b>Prof. da sondagem:</b> 12,45	<b>m</b>
<b>Sondador:</b> Henrique	<b>Coordenadas:</b>	
<b>Engo Resp.:</b> Engº Edvaldo José Cordeiro - Crea GO 6728/D	<b>Equip:</b> GPS12 Garmin	

**ANEXO B – PLANTA DE LOCAÇÃO, CARGA E DETÁLHES DOS BLOCOS  
DAS ESTACAS ESCAVADAS**

## **ANEXO C - PLANÍLHAS DE DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO DOS BLOCOS**



**ANEXO D – PLANTA DE LOCAÇÃO, CARGA E DETÁLHES DOS BLOCOS  
DAS ESTACAS HÉLICE CONTINUA**