

Micheli Y Castro

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE ESTACAS
PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO PROTENDIDO
CARREGADAS LATERALMENTE**

Florianópolis
2015

Micheli Y Castro

**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE ESTACAS
PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO PROTENDIDO
CARREGADAS LATERALMENTE**

Trabalho de Conclusão de
Curso submetido à
Universidade Federal de Santa
Catarina como parte dos
requisitos necessários para a
obtenção do Grau de
Engenheira Civil. Sob
orientação da Professora
Patrícia de Oliveira Faria, PhD.

Florianópolis
2015

Micheli Y Castro

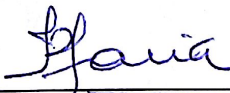
**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE ESTACAS
PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO PROTENDIDO
CARREGADAS LATERALMENTE**

Este trabalho foi julgado adequado para a conclusão do curso de Graduação em Engenharia Civil, sendo aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 08 de julho de 2015.

Prof. Dr. Luis Alberto Gómes
Coordenador do Curso de Engenharia Civil

Banca Examinadora:



Profª Patrícia de Oliveira Faria, PhD - Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

*Dedico, com todo amor e
gratidão, aos meus pais,
Clenice Pereira Y Castro e
Diogenes Eleison Y Castro.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço especialmente a minha mãe e meu pai por todo amor, carinho, dedicação e principalmente apoio incondicional às minhas escolhas.

Aos meus irmãos, Eleison, Álisson e Mariane por todos os momentos de alegria e carinho compartilhados. Aos meus sobrinhos, Pedro e Manuela por me permitirem uma nova forma de amar.

Aos meus amigos e colegas de estudo e trabalho, e professores que sempre me apoiaram e incentivaram na caminhada na graduação e contribuíram para meu crescimento técnico e pessoal.

Ao meu noivo, Elio Quaresma Neto e sua família, por todo amor, companheirismo e incentivo intermináveis durante estes anos, e por acreditar em mim quando eu mesma achava que não conseguiria. Obrigada.

RESUMO

Neste trabalho é proposto o dimensionamento de fundações profundas em estacas pré-moldadas em concreto protendido, com carregamento axial de compressão e carregamento horizontal, para uma residência unifamiliar a ser construída no bairro Lagoa da Conceição, Florianópolis, SC, Brasil. Para tal, foram analisados três boletins de sondagem do tipo SPT do local e realizados os cálculos de capacidade de carga vertical de acordo com os métodos consagrados de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, fazendo-se uma análise comparativa entre os resultados, optando-se pelo que apresenta a maior capacidade de carga do solo quando comparado com a carga máxima de projeto para uma unidade de estaca. Para capacidade de resistência lateral do solo foi empregado o Método de Broms, aplicado em estacas longas de cabeça engastada, cravadas em solo arenoso. A análise estrutural da peça pré-moldada foi feita com base nos critérios e especificações fornecidas por uma empresa da região da Grande Florianópolis, conceituada na área de pré-moldados. Ao fim, é apresentada uma distribuição das estacas de forma a manter a mínima seção exigida e a planta de locação das fundações.

Palavras-chave: Investigações Geotécnicas. Estacas. Pré-moldado. Carga horizontal. Dimensionamento.

ABSTRACT

This work proposes the design of deep foundations in precast prestressed concrete piles with axial compression loading and horizontal loading for a single-family residence to be built in Lagoa da Conceição neighborhood, Florianópolis, SC, Brazil. To do so, three of the site's SPT survey bulletins were analyzed and the vertical load capacity calculations were made in accordance with the well-established methods of Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma, making a comparative analysis between the results, picking the one with a higher soil loading capacity when compared to the maximum sized loading for a pile unit. For the soil's lateral resistance capacity the Brom's method was employed, applied to long piles of crimped head, carved in sandy soil. Structural analysis of the precast piece was made based on the criteria and specifications provided by a company in the Greater Florianópolis region, renowned in the precast area. At the end, a distribution of stakes is presented in order to maintain the minimum required section and leasing plant foundations.

Keywords: Geotechnical investigation. Piles Precast. Horizontalload. Dimensioning.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema genérico de uma sondagem do tipo SPT.....	30
Figura 2 - Estocagem, suspensão e içamento.....	35
Figura 3 - Emenda de estacas pré-moldadas por luvas de aço (a) soldadas e (b) apenas encaixadas.....	37
Figura 4 - Exemplo de diagrama de interação típico.....	39
Figura 5 - Modos de ruptura para estacas com bloco de coroamento.....	43
Figura 6 - Medição de Nega e Repique.....	52
Figura 7 - Registros típicos de cravação de estacas.....	53
Figura 8 - Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e).....	58
Figura 9 - Reação do solo (a) estaca no terreno e (b) problema modelado pela Hipótese de Winkler.....	59
Figura 10 - Vista superior de estaca em deslocamento horizontal: (a) tensões atuantes (b) mecanismo de ruptura.....	61
Figura 11 - Curvas p - y definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.....	64
Figura 12 - Modos de ruptura para estacas com cabeça livre.....	68
Figura 13 - Mecanismo de reação horizontal em estaca curta em argila.....	70
Figura 14 - Mecanismo de reação horizontal em estaca longa em argila.....	71
Figura 15 - Mecanismo de reação horizontal em estaca curta em solo arenoso.....	74
Figura 16 - Mecanismo de reação horizontal em estaca longa em solo arenoso.....	75
Figura 17 - Localização do terreno.....	78
Figura 18 - Momento My - Pilar P7 - 165 cm × 165 cm.....	91
Figura 19 - Momento My - Pilar P7 - 2 × 205 cm × 205cm.....	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Compacidade das areias e consistência das argilas.....	28
Tabela 2 - Capacidade de Carga Axial das Estacas.	40
Tabela 3 - Coeficiente K e razão de atrito α	47
Tabela 4 – Coeficiente característico do solo C.....	48
Tabela 5 – Coeficientes K, α e C.	49
Tabela 6 - Valores de nh (MN/m^3) para Areia.....	67
Tabela 7 - Peso específico de solos arenosos.....	73
Tabela 8 - Coeficientes K, α e C para o furo SP03	81
Tabela 9 - Tensão Máxima de cada seção utilizada.....	85
Tabela 10 - Comparação capacidade de carga dos Métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.	85
Tabela 11 - Capacidade de carga vertical do dimensionamento.	85
Tabela 12 - Fator de Rigidez relativo das seções.....	87
Tabela 13 - Distribuição de Estacas 1	99
Tabela 14 - Distribuição de Estacas 2.....	101

LISTA DE ABREVIATURAS

ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ACI	American Concrete Institute
CPT	Cone Penetration Test
IN-02/94	Instrução Normativa para Descrição de Testemunho de Sondagens Rotativas e Parâmetros Geomecânicos
MEF	Método de Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Registrada
PCE	Prova de Carga Estática
PDA	Prova de Carga Dinâmica
SPT	Standard Penetration Test

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras minúsculas

- d_{eq} – diâmetro equivalente da estaca
- f – profundidade de reação horizontal em solo coesivo
- f_{ck} – resistência característica do concreto
- f_s – resistência ao atrito lateral da luva
- h – altura de queda do martelo
- m – número de filas
- n – número de estacas por fila
- n_h – reação horizontal do solo
- p – pressão horizontal
- q – tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação
- q_c – resistência de ponta do cone
- r_L – resistência lateral
- r_p – de resistência de ponta
- s – nega
 - espaçamento entre estacas
- y – deslocamento da estaca
- z_0 – profundidade de reação horizontal em solo não coesivo

Letras maiúsculas

- A – área da seção transversal
- A_L – área lateral
- A_p – área de ponta
- C – coeficiente de resistência de ponta
- E – módulo de elasticidade
- E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto
- E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto
- E_s – módulo de deformabilidade da argila
- H_u – reação horizontal do solo
- I – momento de inércia da estaca
- K – coeficiente de resistência de ponta
- K_h – módulo de reação horizontal

K_p – coeficiente de empuxo passivo de Rankine (adimensional)
 L – comprimento da estaca
 M_H – momento fletor máximo resultante do esforço horizontal
 M_u – momento fletor resultante
 $M_{u,x}$ – momento fletor em X
 $M_{u,y}$ – momento fletor em Y
 N – carga vertical
 N_{SPT} – índice de resistência à penetração
 N_L – média dos índices de resistência ao longo do fuste
 N_p – média dos índices de resistência
 P – reação do solo
– força axial
– peso da estaca
 P_{adm} – carga de compressão admissível
 R – capacidade de carga
– resistência do solo a cravação
 R_{adm} – resistência admissível
 R_p – resistência de ponta
 R_l – resistência Lateral
 R_u – capacidade de carga horizontal do solo
 S_u – coesão não drenada
 U – perímetro
 W – peso do martelo

Letras gregas

α – coeficiente de correlação entre o atrito lateral e a resistência de ponta
– fator de correlação para geometria, escala e tipo de estaca
 β – fator de correlação para geometria, escala e tipo de estaca
 η – coeficiente de eficiência
 ϕ – diâmetro da estaca
 ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo do solo
 σ – tensão normal, expressa em MPa;
 v – deslocamento horizontal sofrido
 γ – peso específico do solo

SUMÁRIO

1....	INTRODUÇÃO.....	23
1.1.....	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	25
1.2.....	MOTIVAÇÃO.....	25
1.3.....	OBJETIVOS.....	26
1.3.1....	Objetivo Geral.....	26
1.3.2....	Objetivos Específicos.....	26
2....	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1.....	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	27
2.1.1....	Sondagem à Percussão.....	27
2.2.....	FUNDAÇÕES.....	32
2.2.1....	Estaca Pré-moldada de Concreto Protendido.....	33
2.2.1.1.	Capacidade Estrutural das Estacas.....	38
2.2.1.2.	Recomendações da norma NBR 6122.....	40
2.2.1.3.	Blocos de Coroamento.....	41
2.3.....	CAPACIDADE DE CARGA SOLO-ESTACA.....	44
2.3.1....	Método Aoki-Velloso (1975).....	45
2.3.2....	Método Décourt-Quaresma (1978).....	47
2.3.3....	Nega.....	50
2.3.4....	Repique.....	51
2.3.5....	Efeito de Grupo para Carregamento Axial.....	54
2.4.....	VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	55
2.4.1....	Ensaio de Carregamento Dinâmico.....	55
2.4.2....	Prova de Carga Estática.....	56
2.5.....	MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA LATERAL.....	56
2.5.1....	Hipótese de Winkler.....	59
2.5.2....	Curvas $p - y$	62
2.5.3....	Coeficiente de Reação Horizontal.....	65
2.5.3.1.	Método de Broms (1964).....	67
2.5.4....	Efeito de Grupo para Carregamento Horizontal.....	75
3....	OBJETO DE ESTUDO.....	77
4....	DIMENSIONAMENTO.....	79
4.1.....	Capacidade de Carga Vertical.....	80
4.1.1....	Método Aoki-Velloso.....	81

4.1.2.... Método Décourt-Quaresma.....	83
4.1.3.... Capacidade Estrutural das Estacas – Limitação pelo 7MPa...84	
4.2..... Capacidade de Carga Lateral	85
4.2.1.... Método de Broms.....	86
4.3..... Distribuição das Estacas.....	97
5.... CONCLUSÕES.....	103
5.1..... SUGESTÕES DE CONTINUIDADE	105
6.... REFERÊNCIAS	107
APÊNDICES	111
APÊNDICE A - PLANILHAS DE CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL	113
APÊNDICE B - PLANILHA DE CAPACIDADE DE CARGA HORIZONTAL	149
APÊNDICE C - PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	151
ANEXO A – CROQUI DE LOCAÇÃO E PERFIS DOS FUROS DE SONDAGEM	153
ANEXO B – TABELA DE CARGAS E LOCAÇÃO DOS PILARES.....	157
ANEXO C - DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR	159

1. INTRODUÇÃO

A fundação é o elemento estrutural que na sequência de transmissão de cargas, é o elemento que absorve os esforços e cargas oriundos da superestrutura e os transmite ao solo. Deste modo, a fundação não pode ser analisada isoladamente, devendo-se sempre considerar o conjunto solo-fundação.

Segundo Caputo (1988), antes do início de qualquer construção civil é necessário que se tenha completo conhecimento do terreno onde será inserida a obra. É indispensável a execução de ensaios de sondagem, para classificação das camadas e cálculo do potencial de resistência do solo e/ou rocha em que se pretende sustentar a estrutura. Assim, tendo-se conhecimento prévio das características do solo é possível projetar a fundação mais indicada para a construção em questão.

A avaliação do solo e determinação do tipo de fundação é uma etapa de extrema importância no processo de projeto/obra e deve ser feito com cuidado, já que a interação solo-estaca se trata de um problema de extrema complexidade. Por tanto devemos levantar todas as hipóteses e considerar bem as variáveis envolvidas (solo, material e seção da estaca, perturbação sofrida pelo solo provocada pelo processo construtivo, cargas a serem empregadas e acompanhamento durante e após a execução, dentre outros) para um correto, seguro e mais econômico dimensionamento da fundação.

Sabe-se que as estruturas de concreto têm alta resistência à compressão, contudo quando os componentes estruturais estão submetidos à tração ou flexão, pouca é a capacidade do concreto de resistir. A associação do aço ao concreto gerou diversas possibilidades em todos os ramos da engenharia civil, sendo o concreto armado usado em larga escala. Contudo, em estacas pré-moldadas em concreto, geralmente a armadura utilizada na protensão tem a função básica de resistir às solicitações de tração em que a peça é submetida principalmente no manuseio, transporte e processo de instalação (ABEF, 2012).

Apesar de, na maior parte dos casos, estacas pré-moldadas serem utilizadas apenas para carregamentos verticais de compressão, deve-se prever, ainda em sua fabricação, carregamentos transversais, que causarão momentos fletores e esforços cortantes. Praticamente todas as fundações estão submetidas a algum tipo de esforço horizontal, devendo estes serem considerados no dimensionamento da fundação (HACHICH *et al.*,1998).

Este trabalho vem propor um dimensionamento de fundação profunda aplicando métodos de previsão de capacidade de carga da interação solo-estrutura às fundações de estaca pré-moldada em concreto armado solicitadas por cargas axiais e horizontais de pequena magnitude.

1.1 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura do presente trabalho é composta de 5 (cinco) capítulos, apresentados na seguinte ordem:

- Introdução, estrutura, motivação e objetivos no primeiro capítulo;
- A fundamentação teórica é desenvolvida no segundo capítulo, na forma de revisão bibliográfica;
- No capítulo três é apresentado o objeto de estudo e suas características arquitetônicas, do solo e cargas atuantes;
- O quarto capítulo é dedicado à aplicação dos conceitos estudados no segundo capítulo, na forma de dimensionamento das fundações do objeto de estudo;
- As conclusões e sugestões para trabalhos futuros estão no quinto capítulo;

1.2 MOTIVAÇÃO

Com extremo interesse na área de geotecnia e por estar em contato diário - através do estágio em empresa Brasecol Engenharia e Fundações S. A. do ramo de execução de fundações - com os temas que serão abordados no presente trabalho, a autora identificou a necessidade de abordar o tema proposto, reunindo as teorias aprendidas durante a graduação e sua experiência profissional na área.

Muitas vezes, principalmente em projetos estruturais de edifícios de pequeno porte, como residências multi ou unifamiliares, em que a solução mais viável financeiramente é a estaca pré-moldada em concreto protendido, os pré-dimensionamentos das fundações, em que há momentos aplicados ou cargas horizontais, chegam com defasagem ao projetista de fundações, pois não seguem com rigor todas as premissas exigidas pelo tipo específico de fundação escolhida.

Desta forma, este trabalho busca enfatizar a necessidade de se prever carregamentos laterais nas estacas, mostrando a importância de sua consideração em termos de seção e/ou quantidade de estacas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é apresentar um detalhamento dos estudos de fundações profundas com estacas verticais pré-moldadas em concreto armado protendido carregadas lateralmente, realizando o dimensionamento de um projeto de fundações em estacas pré-moldadas em concreto protendido para uma residência localizada no litoral catarinense.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o local de implantação da obra analisando seu perfil geológico através de sondagem de simples reconhecimento do tipo SPT;
- Empregar métodos de cálculo de capacidade de carga renomados, sendo eles Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Broms;
- Elaborar o dimensionamento de fundação para uma edificação sujeita a cargas verticais de compressão e horizontais;
- Identificar a necessidade de se considerar os esforços laterais possíveis no projeto de fundações.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Os solos são formados por intemperismo químico e físico das rochas com base no tamanho das partículas pode ser classificado como pedregulho, areia, silte e argila, de forma decrescente. Sendo essa classificação, a mais interessante para aplicação da engenharia civil (DAS BRAJA, 2007).

O ensaio de sondagem de reconhecimento é indispensável para obras de fundação, sendo um ensaio bem feito, fornece informações que permitem uma previsão satisfatória do comportamento do solo.

Apesar de muitas vezes ser desconsiderada ou subestimada, Schnaid (2001) observa que as sondagens variam, no Brasil, de 0, 2% a 0,5% do custo total obra, muito pouco comparado com os prejuízos que a não execução delas pode causar. Outro fator importante é levantado por Velloso e Lopes (2010), alertando sobre o envolvimento do projetista de fundações com o processo de investigação do subsolo que deve ser desde seu início. Como, na prática, isso frequentemente não acontece, havendo dúvidas que impeçam o desenvolvimento do projeto, essas sondagens devem ser consideradas uma investigação preliminar, e uma investigação complementar deve ser solicitada.

2.1.1 Sondagem à Percussão

SPT é a abreviatura de *standard penetration test*, ou seja, teste padrão de penetração e é o ensaio pelo qual se determina o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), que é o número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm.

O ensaio deve seguir a norma NBR 6484 (2001) que define as suas finalidades da seguinte maneira:

- a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- a posição do nível d'água;

- os índices de resistência à penetração a cada metro.

A realização do ensaio de SPT permite, portanto, a determinação do perfil do solo pela identificação táctil-visual dos testemunhos recolhidos pelo amostrador padrão, sendo possível a classificação quanto à compacidade e consistência em função do índice de resistência à penetração, como recomenda a Instrução Normativa para Descrição de Testemunho de Sondagens Rotativas e Parâmetros Geomecânicos (IN-02/94).

Tabela 1- Compacidade das areias e consistência das argilas.

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

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compacidade 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 compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484:2001 – Anexo A

A NBR 6484(2001) orienta o procedimento de execução do ensaio. O documento complementar NBR 8036(1983) recomenda e define o número de sondagens e sua localização. O item 4.1.1.2 desta norma define:

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m² deve-se fazer uma sondagem para

cada 400 m² que excederem de 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o mínimo de sondagens deve ser:

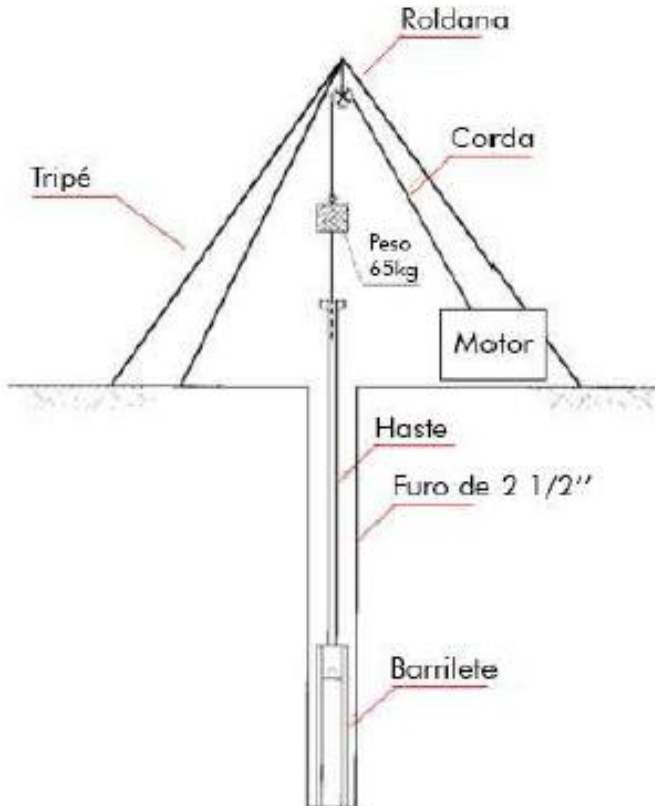
- a) Dois para área da projeção em planta do edifício até 200 m²;
- b) Três para área entre 200 m² e 400 m².

Feita a locação dos furos marcados com um piquete de madeira, que permitirá também fácil determinação das cotas dos furos por nivelamento topográfico, segue-se a instalação do equipamento, que consiste basicamente em um tripé dotado de um martelo padronizado de 65 kg, haste, amostrador-padão, cordas e roldanas (Figura 1). O primeiro metro da camada de solo é retirado com o auxílio do trado-concha ou cavadeira manual. Essa camada inicial é desprezada e o amostrador-padrão através da haste é apoiado no fundo do furo. Pela queda livre do martelo (75 cm acima da haste) o amostrador vai sendo cravado, ficando em seu interior a camada representativa do solo. A cada metro, esse procedimento deve ser repetido três vezes, contando-se o número de golpes necessários para cravação de cada 15 cm, sendo recolhida desta forma 45 cm de solo por metro.

O item 6.3.13 da NBR 6284 (2001) descreve o índice de resistência à penetração, como um valor chamado de N_{SPT} , sendo este a soma do número de golpes requerido para a segunda e terceira camada de penetração de 15 cm.

Muitos métodos de determinação de capacidade de ruptura do solo usam o N_{SPT} como parâmetro de cálculo, como o Método Estatístico Aoki & Velloso (1975) e o Método Estatístico de Décourt & Quaresma (1978) que serão abordados no segmento deste trabalho.

Figura 1 - Esquema genérico de uma sondagem do tipo SPT.



Fonte: SCHNAID, 2000.

A paralisação da sondagem pode ser de desejo do cliente, contudo, para fins de projeto a NBR 6484 (2001) define critérios mais rígidos a serem seguidos para o dimensionamento de fundações:

- a) quando, em 3m sucessivos, se obtiver 30 golpes para a penetração

dos 15cm iniciais do amostrador padrão;

b) quando, em 4m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30cm iniciais do amostrador padrão;

c) quando, em 5m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45cm do amostrador padrão.

Schnaid (2000) faz algumas considerações importantes a serem consideradas no presente trabalho:

- Atendidas as recomendações anteriores, pode-se aplicar metodologias consagradas para a estimativa de parâmetros de comportamento dos solos e previsão de desempenho de fundações;
- Os valores médios de penetração podem servir de indicação qualitativa do solo, por exemplo, valores de N_{SPT} superiores a 30 indicam em geral solos resistentes e estáveis, e N_{SPT} inferiores a 5 indicam solos compressíveis e pouco resistentes.

Outros ensaios de prospecção geotécnica são importantes para estratigrafia de perfis de solos, determinação das propriedades dos materiais e previsão de capacidade de carga do solo. Contudo, não serão abordados neste trabalho por não haver dados dos mesmos para composição dos cálculos na inserção dos métodos posteriormente descritos.

2.2 FUNDAÇÕES

Por definição da Norma de Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122 (2010), fundação profunda é descrita como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Muitas são as opções para a composição das fundações. Além dos tubulões, há no mercado diversos tipos de estacas, podendo ser escavadas, que promovem a retirada de solo, executadas “in loco” com perfuração do terreno, como as do tipo raiz, hélice contínua e Strauss, ou estacas de deslocamento, sendo aquelas que não provocam a retirada de solo quando da penetração no terreno, como as estacas pré-moldadas de concreto e estacas metálicas, de madeira, Franki e Ômega, (DECÓURT,1998, apud HACHICH, 1998).

Para melhor escolha do tipo de fundação a ser empregada, muitos parâmetros devem ser analisados, como o tipo de superestrutura, as limitações do solo (e/ou rocha) que servirá de apoio, a execução e sua viabilidade econômica.

Como comentado no item 1 do presente trabalho, estacas pré-moldadas em concreto protendido geralmente não resistem bem a solicitações de carga lateral, salvo em produção específica. Desta forma, pressupõe-se não ser a melhor escolha no emprego de tal situação. Entretanto, na prática ela é amplamente utilizada

pela sua fácil produção e controle de qualidade, execução e gerar gastos menores comparadas a outras soluções.

2.2.1 Estaca Pré-moldada de Concreto Protendido

A Norma NBR 6122(2010) descreve estaca pré-moldada de concreto, como:

“Estaca construída de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório.”

Segundo Velloso e Lopes (2010), o concreto é, entre todos os materiais de construção, aquele que mais traz vantagens para a confecção de estacas, pois além de sua resistência aos agentes agressivos, suporta muito bem as alternâncias de secagem e umedecimento. Além disso, pode ser moldado a fim de se executar tanto estacas de pequena quanto de grande capacidade de carga.

Se tratando especificamente de estacas pré-moldadas em concreto protendido, os autores ainda listam algumas vantagens e desvantagens que permeiam o assunto:

- Elevada resistência na compressão, na flexão composta, na tração decorrente da cravação, na flexão;
- Maior capacidade na manipulação e cravação, e menor fissuração;
- Capacidade de suportar forças de tração elevadas (como ancoragens, proteção de pilares de pontes etc.);
- Facilidade de serem moldadas com qualquer configuração de seção transversal, maciça ou oca, para atender a exigências de projeto;
- Possibilidade de serem executadas com seções transversais de grandes dimensões e grandes comprimentos;
- Emprego vantajoso de protensão excêntrica a fim de aumentar a resistência à flexão, quando usadas como estacas-prancha em ensecadeiras, estruturas de arrimo, muros de cais, etc;

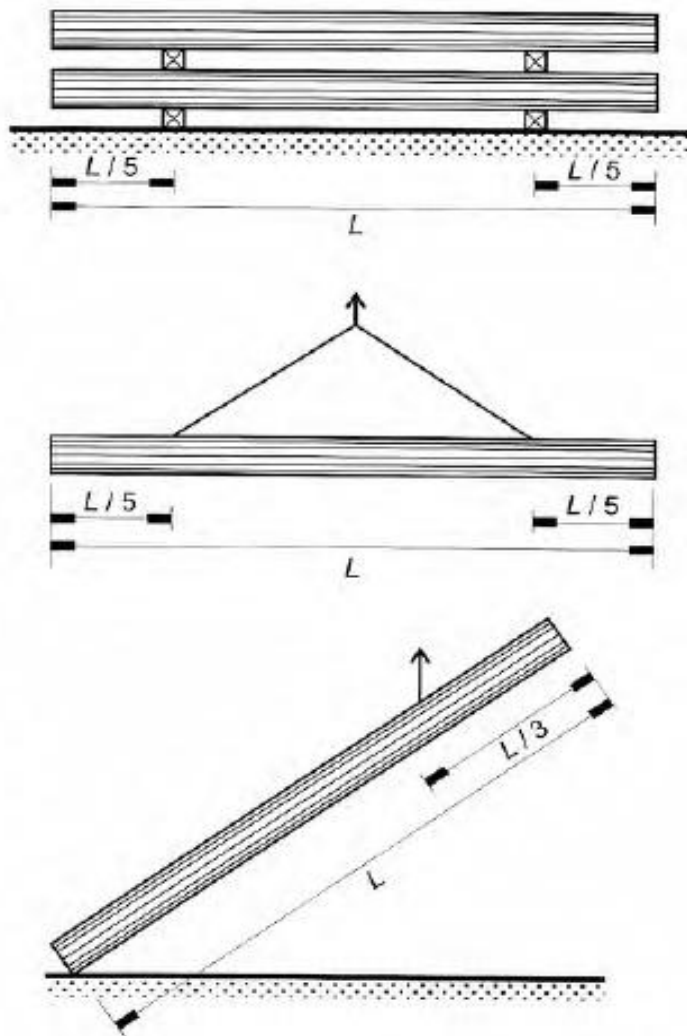
- Segurança na passagem através de camadas muito moles, onde a concretagem *in loco* pode apresentar problemas.
- Como desvantagem principal das estacas pré-moldadas pode-se apontar a dificuldade de adaptação às variações do terreno. Se a camada resistente apresentar grandes variações na sua profundidade, e se a previsão de comprimento não for feita cuidadosamente, ter-se-á de enfrentar o problema do corte ou emenda de estacas, com prejuízos para a economia da obra.

Vale ressaltar que muitas das vantagens citadas tratam de estacas confeccionadas para projetos específicos com características únicas, em outros casos, pode ser uma comparação com estacas de concreto armado não pretendido.

Não tendo boa resistência à tração e a choques mecânicos, é importante notar as condições de manejo do elemento, sendo assim, ao levantar a estaca deve haver um equilíbrio dos momentos fletores quando o elemento está submetido aos esforços na fase de manuseio. Equilíbrio dos momentos fletores máximos negativos e positivos, de forma que em nenhum ponto da estaca ocorra um momento superior ao que ocorre no ponto do manuseio. É recomendado ainda, que se majore em 30% o valor dos momentos máximos no cálculo da armadura devido ao manuseio da estaca (HACHICH *et al.*, 1998).

Os esforços de manipulação são calculados a partir dos modos de levantamento (ou suspensão) para carga, descarga e estocagem e de içamento para cravação, previstos para a estaca. Os modos de suspensão e içamento mais comuns estão representados na Fig. 2 (VELLOSO; LOPES, 2010).

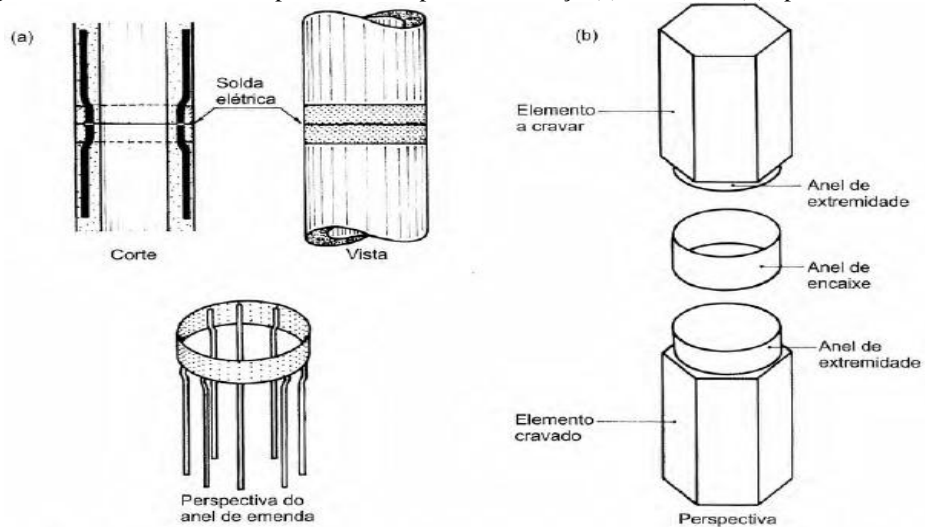
Figura 2 - Estocagem, suspensão e içamento.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

No mercado são encontradas peças de 6, 8, 10 e 12 m. Caso se necessite de comprimentos maiores, combinações entre as peças podem ser feitas. Os tipos de emenda podem ser por luva metálica de encaixe ou anel soldado. As emendas feitas por solda permitem transmitir compressão, tração e flexão. Estacas com previsão apenas de compressão em serviço e que não atravessam solos moles podem ser emendadas por luva de encaixe, contudo, mesmo encontrando-se nesta situação, a NBR 6122 (2010) orienta a utilizar apenas uma emenda de encaixe, sendo necessário, todas as outras deverão ser soldadas. A figura 3 mostra um exemplo dos casos:

Figura 3 - Emenda de estacas pré-moldadas por luvas de aço (a) soldadas e (b) apenas encaixadas.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.2.1.1 Capacidade Estrutural das Estacas

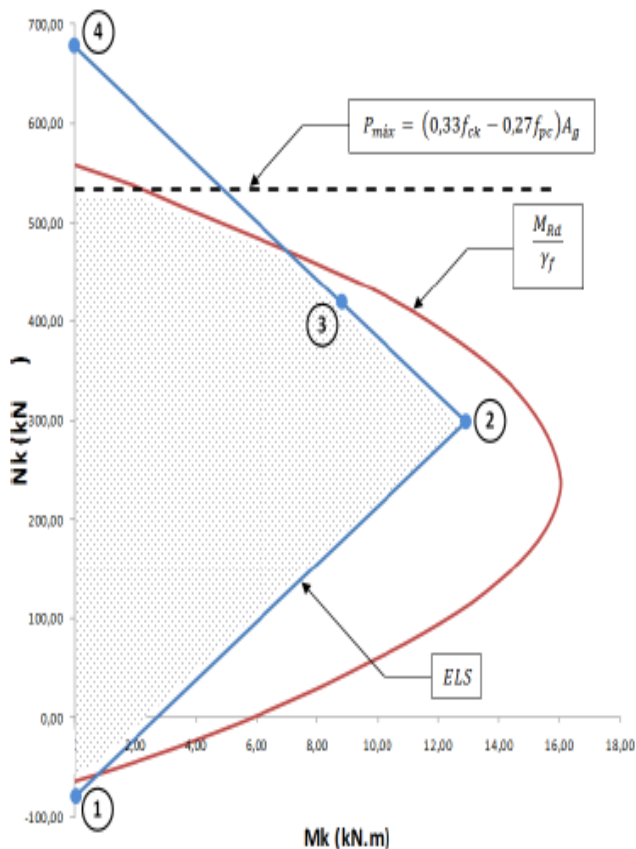
A fabricação e dimensionamento das estacas devem seguir as instruções da Norma NBR 6118 e NBR 9062. Podendo ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com concreto apropriado e previsão de aço adequada para resistir a esforços provenientes do transporte, manuseio e instalação, assim como presença de eventuais agentes agressivos do solo (ABEF, 2012).

Neste contexto, as resistências das estacas são de competência do fabricante. Para os procedimentos adotados neste trabalho, previu-se a utilização de estacas pré-moldadas em concreto protendido do fabricante BPM Pré-Moldados Ltda, fabricante da Grande Florianópolis-SC.

Na Tabela 2 estão discriminadas as capacidades para as seções disponibilizadas pelo fabricante para o ano de 2014.

A fabricante disponibiliza também um texto explicativo de cálculo para capacidade axial admissível, baseado nas normas citadas no primeiro parágrafo deste item e na norma NBR 6122, além do documento ACI 543R-00 (Recommendations for Design, Manufacture, & Installation of Concrete Piles, American Concrete Institute). O referido documento da fabricante é composto ainda por diagramas de esforço normal \times momento fletor individuais a cada seção que a fabricante disponibiliza. Estes estão presentes no anexo C. Os diagramas foram formulados com auxílio do programa comercial Scia Engineer 2011. Desta forma, para verificação do momento suportado pela estaca, deve-se considerar que os esforços internos sejam apresentados em seus valores característicos e admitido que o solo forneça restrição lateral para não ocorrer o fenômeno de instabilidade, respeitando os limites em serviço.

Figura 4 - Exemplo de diagrama de interação típico.



No diagrama é possível identificar as curvas que limitam: a capacidade axial admissível para carga centrada $P_{m\acute{a}x}$; a ruptura da estaca, representado pelo momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} dividido pelo coeficiente de ponderação das cargas γ_f ; as tensões de tração e compressão no concreto, representado por *ELS* (estado limite de serviço). Com os pontos de intersecção das curvas, é possível delimitar a região de trabalho da estaca, nesse exemplo destaca pela área pontilhada.

Fonte – Adaptado, BPM Pré-Moldados, 2014.

Tabela 2 - Capacidade de Carga Axial das Estacas.

ESTACAS DE SEÇÃO MACIÇA				
DIMENÇÕES (cm)	Carga Admissível (t)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)	Peso (kg/m)
16,5 x 16,5	25	272	66	68
18,5 x 18,5	35	342	74	86
20,5 x 20,5	45	420	82	105
23,5 x 23,5	60	552	94	138
26,5 x 26,5	75	702	106	176
30,5 x 30,5	100	930	122	233

Fonte: Adaptado de BPM Pré-Moldados, 2014.

O fabricante orienta o máximo de 8t de carga de tração, independente da seção considerada.

2.2.1.2 Recomendações da norma NBR 6122

A NBR 6122 sugere tratar as estacas pré-fabricadas como peças pré-moldadas estruturais pelo conceito da NBR 9062. A adoção de uma carga de trabalho baseada nesse dimensionamento é válida se for feita a verificação da capacidade de carga na obra, por prova de carga estática ou ensaio de carregamento dinâmico (VELLOSO E LOPES, 2010). Tais ensaios são esclarecidos nos itens 2.3.1 e 2.3.2.

Entretanto, a norma dispõe de uma exceção para caso a obra necessite de menos que 100 (cem) estacas. Nesta situação não será necessária a verificação da capacidade de carga, o dimensionamento deve-se prever que a tensão média atuante na seção de concreto ser limitada ao 7 MPa.

A Equação (1) fornece a tensão normal de um elemento sob ação de força axial (BEER E JOHNSTON, 1982):

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

σ = tensão normal, expressa em MPa;

P = força axial, em kN; e

A = área da seção transversal, em m².

2.2.1.3 Blocos de Coroamento

Os blocos de coroamento são maciços de concreto armado que solidarizam as cabeças de um grupo de estacas, absorvendo e distribuindo as cargas dos pilares para as fundações. Uma outra função dos blocos é a de absorver momentos devidos a forças horizontais e outras solicitações (CAPUTO, 1988).

O dimensionamento dos blocos deve ser seguido conforme especifica a norma NBR 6118, que os distingue em blocos rígido e blocos flexíveis utilizando o mesmo critério que para sapatas.

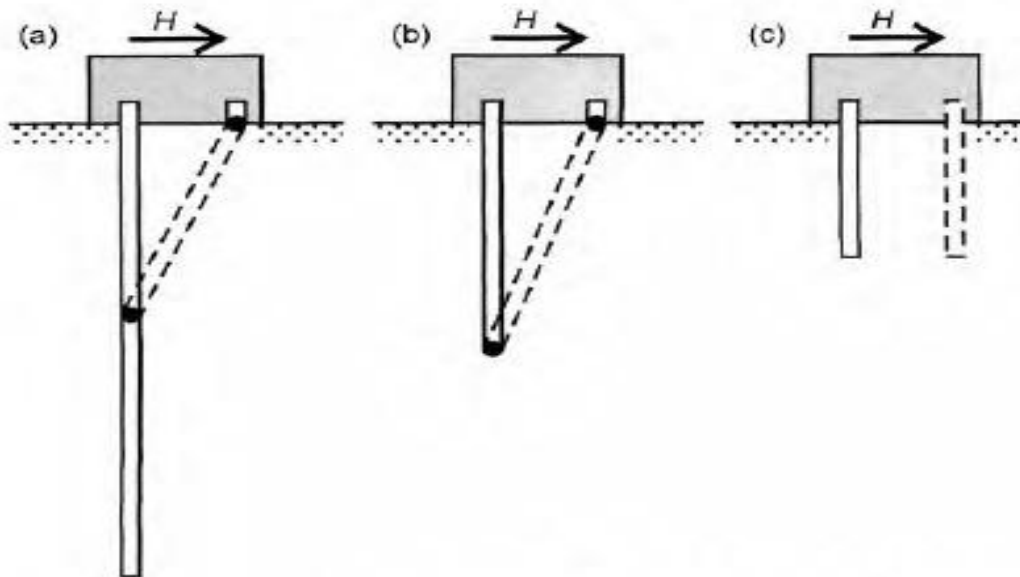
A mesma norma ainda estabelece que:

No caso de conjuntos de blocos e estacas rígidos, com espaçamento de $2,5 \phi$ a 3ϕ (onde ϕ é o diâmetro da estaca), pode-se admitir plana a distribuição de carga nas estacas. Para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas, apoiadas em substrato muito rígido, essa hipótese deve ser revista.

O bloco de coroamento interfere no comportamento e critérios de dimensionamento das estacas. Quando uma estaca tem seu topo embutido em um bloco de coroamento que impede sua rotação, a ruptura poderá acontecer de três maneiras diferentes, como indicadas na Figura 5. Desta forma, estacas curtas irão sofrer translação como um corpo rígido. Mas em estacas progressivamente mais longas, há o surgimento de rótulas na estrutura. Uma na ligação com o bloco e posteriormente uma nova rótula a alguma distância abaixo do bloco (HACHICH et al., 1998).

Na maioria dos casos encontrados na prática, as estacas comportam-se como longas, obedecendo ao mecanismo de ruptura anteriormente descrito.

Figura 5 - Modos de ruptura para estacas com bloco de coroamento.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA SOLO-ESTACA

Entende-se por capacidade de carga, a carga última do sistema solo-fundação, ou seja, aquela necessária para que o conjunto resista ao ser aplicado uma força antes que seja provocada a ruptura do solo. Essa carga última é representada em um dimensionamento de fundações, como a carga de ruptura do sistema ou estaca (o menor entre eles) – sempre se aplicando o fator de segurança (CINTRA; AOKI, 2010).

A NBR 6122 estabelece o fator de segurança global para estacas, no caso de haver ou não provas de carga. Assim, quando a execução de provas de carga não é economicamente justificável, deve-se adotar um fator de segurança global (FS) igual a 2.

Hachich (et al, 1998) cita alguns métodos utilizados, que foram desenvolvidos ao longo do tempo, sendo os principais: a) pressões admissíveis codificadas; b) provas de carga; e c) teorias ou métodos de cálculo dessa capacidade.

A respeito do item “c”, destacam-se os métodos estáticos e dinâmicos. Nos métodos estáticos a capacidade de carga é calculada por fórmulas que consideram toda a resistência estática do solo, seja lateral ou de ponta, obtidas em ensaios de laboratório ou in situ. Desta forma, capacidade de carga do sistema deverá ser a soma das parcelas de resistência lateral, dada pelo atrito no fuste, e a parcela de resistência da ponta da estaca.

Os métodos desenvolvidos por Aóki-Velloso e Décourt-Quaresma, baseados nesta premissa, são amplamente conceituados e utilizados no Brasil. Foram, portanto, as bases para o desenvolvimento deste trabalho, sendo abordados nos itens 2.3.1 e 2.3.2.

2.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Neste método, as parcelas de resistência de ponta (r_p) e resistência lateral (r_L) das estacas, foram correlacionadas com resultados de resistência de ponta do cone (q_c) e resistência ao atrito lateral da luva (f_s), obtidos nos ensaios de penetração estática (CPT).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2)$$

$$r_L = \frac{q_c}{F_2} \times \alpha \quad (3)$$

Onde F_1 e F_2 são valores de correção que consideram a diferença do comportamento da estaca e o cone do CPT, a geometria e o método executivo de cada tipo de estaca. Para estacas pré-moldadas os autores inicialmente determinam o emprego de valores de 1,75 e 3,5 para F_1 e F_2 , respectivamente. Aoki (1985, apud CINTRA; VELLOSO, 2010), após mais estudos, propõe que esses valores de F_1 e F_2 , sejam:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (D \text{ em metros}) \quad (4)$$

$$F_2 = 2 \times F_1 \quad (5)$$

D é o diâmetro ou lado da seção transversal do fuste da estaca, α corresponde a razão de atrito ($\alpha = \frac{f_s}{q_c}$), que é um fator que correlaciona o atrito lateral do cone com a resistência de ponta do mesmo. O emprego deste fator possibilita a adequação do método a ensaios de sondagem a percussão (SPT), exprimindo o atrito lateral em função do índice de resistência à penetração.

$$f_s = \alpha \times q_c = \alpha \times K \times N_{SPT} \quad (6)$$

Substituindo a equação (6) em (2) e (3) tem-se que:

$$r_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (7)$$

$$r_L = \frac{K \times N_L}{F_2} \times a \quad (8)$$

Aqui se faz a diferenciação do N_{SPT} utilizado na resistência de ponta da estaca (r_p) do empregado na resistência lateral da estaca (r_L), não apenas em seus índices, mas os valores a serem considerados são em relação ao N_{SPT} na cota de apoio da ponta da estaca e do N_{SPT} médio na camada de espessura Δ_L (CINTRA; AOKI, 2010).

O fator K depende do tipo de solo no qual a estaca está inserida. Os valores de K e a são apresentado nas tabelas 3 e 5.

Deste modo, a capacidade de carga (R) de um elemento de fundação é a soma da resistência do atrito lateral com a resistência do efeito de ponta. Deve-se multiplicar a resistência de ponta pela sua respectiva área e somar as parcelas de resistências laterais encontradas a cada metro de profundidade multiplicadas pelo seu perímetro. (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \int_1^n (a \times K \times N_L \times A_L) \quad (9)$$

Tabela 3 - Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilosiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3,0
Silte arenoso	0,6	2,2
Silte arenoargiloso	0,5	2,8
Silte argiloso	0,2	3,4
Silte argiloarenoso	0,3	3,0
Argila	0,2	6,0
Argila arenosa	0,4	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,2	4,0
Argila siltoarenosa	0,3	3,0

Fonte: CINTRA; AOKI, 2010.

2.3.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Neste, os autores embasaram o método em resultados do ensaio SPT, introduzindo dois parâmetros, α e β , para o cálculo dos valores de resistência de ponta (r_p) e resistência lateral (r_l), respectivamente. Estes fatores dependem do tipo de solo e do tipo de estaca. Entretanto, o método original estabelece que, para estacas pré-moldadas, os valores para $\alpha = \beta = 1$ (um).

$$r_p = C \times N_p \times \alpha \quad (10)$$

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times \beta \quad (11)$$

N_L é a média dos índices de resistência ao longo do fuste e r_L é a resistência lateral da estaca. N_p é o valor médio dos índices de resistência da camada imediatamente anterior e imediatamente posterior e r_p é a resistência de ponta da estaca. O termo “C”, como “K” para o método anterior, correlaciona resistências para diferentes tipos de solo.

Tabela 4 – Coeficiente característico do solo C.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400
*alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: CINTRA; AOKI, 2010.

Desta forma, a capacidade de carga (R) apresentada no método é traduzida pela a equação (12).

$$R = C \times N_p \times A_p \times \alpha + 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L \times \beta \quad (12)$$

Berberian (2003) apresenta valores para os coeficientes K, α e C de forma mais abrangente de acordo com cada tipo de solo. Os valores desses coeficientes são apresentados na tabela 5:

Tabela 5 – Coeficientes K, α e C.

SOLO	k (Mpa)	α (%)	C (kPa)
Areia	1	0,014	400
Areia muito pouco siltosa	0,80	0,016	370
Areia pouco siltosa	0,84	0,018	350
Areia Siltosa	0,80	0,020	320
Areia muito siltosa	0,75	0,022	300
Areia silto argilosa	0,70	0,024	270
Areia muito pouco argilosa	0,60	0,028	250
Areia pouco argilosa	0,58	0,028	220
Areia argilosa	0,54	0,029	260
Areia muito argilosa	0,50	0,030	180
Areia argilo siltosa	0,50	0,028	150
Silte	0,40	0,030	250
Silte muito pouco arenoso	0,45	0,028	280
Silte pouco arenoso	0,50	0,025	260
silte arenoso	0,55	0,022	300
Silte muito arenoso	0,60	0,020	320
Silte areno argiloso	0,45	0,028	300
Silte muito pouco argiloso	0,38	0,030	250
Silte pouco argiloso	0,30	0,032	160
Silte argiloso	0,23	0,034	180
Silte muito argiloso	0,20	0,036	140
Silte argilo arenoso	0,25	0,030	140
Argila	0,20	0,060	120
Argila muito pouco arenosa	0,25	0,048	180
Argila pouco arenosa	0,30	0,036	220
Argila arenosa	0,35	0,024	260
Argila muito arenosa	0,40	0,014	280
Argila areno siltosa	0,30	0,028	200
Argila muito pouco siltosa	0,20	0,052	140
Argila pouco siltosa	0,21	0,046	160
Argila siltosa	0,22	0,040	180
Argila muito siltosa	0,23	0,034	180
Argila silto arenosa	0,33	0,030	200

Fonte: Adaptado de Berberian, 2003.

2.3.3 Nega

A Norma NBR 6122(2010) define Nega como:

“Medida da penetração permanente de uma estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada com a energia de cravação. Dada a sua pequena grandeza, em geral é medida para uma série de dez golpes.”

Velloso e Lopes (2010) demonstram um jeito fácil de se ter essa resposta a cravação da estaca. A maneira mais simples consiste em riscar a lápis uma linha horizontal na estaca, com uma régua apoiada em 2 pontos da torre do bate-estacas, aplicar 10 golpes, riscar novamente e medir a distância entre os dois riscos (Fig. 6a). Essa distância, dividida por 10, é a penetração permanente média por golpe, chamada de *nega*.

Frente a isso, faz-se necessário a previsão da nega de cada estaca na fase de projeto devendo, especificamente ser respeitada em campo.

Um dos métodos mais utilizado é a Fórmula dos Holandeses ou Eytelwein. Esta fórmula é baseada na Lei do Choque de Newton, e se diferencia pela suposição de que o coeficiente de restituição é nulo e que se utilize um fator de segurança (F) 10 para martelos de queda e 6 para martelos a vapor (VELLOSO E LOPES, 2010):

$$s = \frac{W^2 \times h}{R \times (W + P)} \quad (13)$$

s = Nega;

W = Peso do martelo;

P = Peso da estaca;

h = altura de queda do martelo;

R = Resistência do solo a cravação;

2.3.4 Repique

A Norma NBR 6122(2010) define repique como:

“Parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo ou pilão.”

Velloso e Lopes (2010) introduzem a utilização do repique como meio de controle de cravação, sendo primeiramente sugerida por Chellis (1951, apud VELLOSO; LOPES, 2010). O repique, descontado o encurtamento elástico do solo (*quake*), indica o quanto a estaca é solicitada axialmente, o que reflete a capacidade de carga do solo (a força que o solo oferece como reação a penetração da estaca).

Cintra (2010) e Velloso e Lopes (2010) Alertam para a diferença entre Nega e Repique, onde, a medida que a estaca atinge uma profundidade maior, próxima daquela necessária para sua capacidade de carga, a nega diminui e o repique aumenta, como pode ser visto na Fig. 7.

Os Anexos D.8 e D.10, da norma NBR 6122 (2010) devem ser respeitados durante a cravação:

- D.8 Nega, repique e diagrama de cravação:

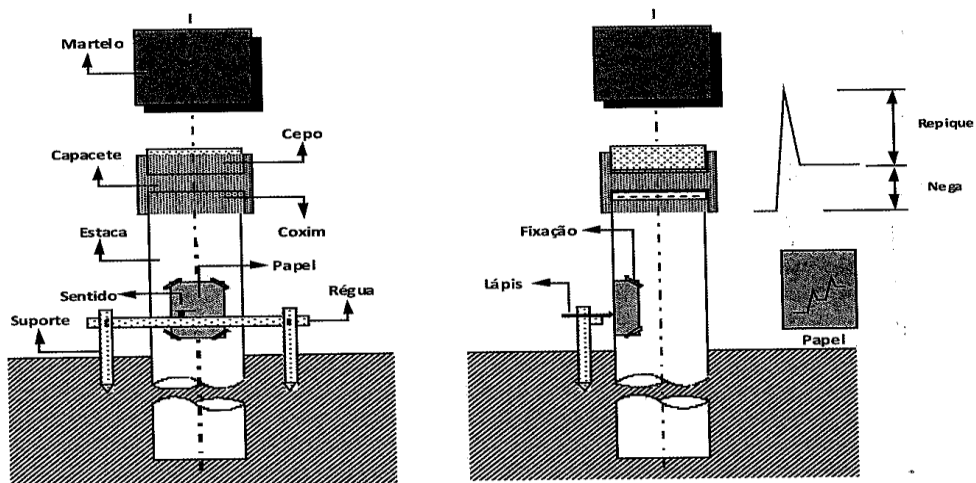
“A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas. Em cada estaqueamento deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100% das estacas.”

Diferente da edição de 1996, onde apenas essas medidas eram exigidas em apenas 10% das estacas cravadas, sendo obrigatoriamente incluídas aquelas mais próximas aos furos de sondagem. Este costume ainda é seguido por muitos projetistas.

- D.10 Registros da execução :

“Anotadas negas e repiques ao final de cravação e na recrevação, quando houver;”

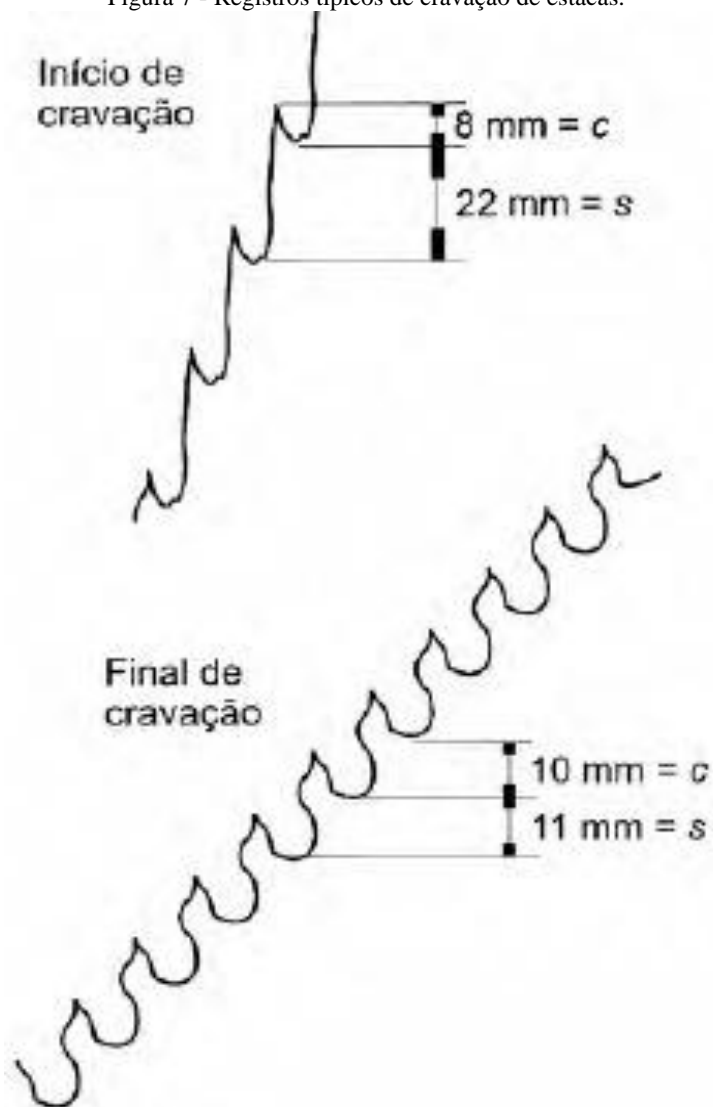
Figura 6 - Medição de Nega e Repique.



Obs.: Mover o lápis lenta e continuamente ao longo do topo da régua durante a aplicação dos golpes.

Fonte: ABEF – Anexo B, 2012.

Figura 7 - Registros típicos de cravação de estacas.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.3.5 Efeito de Grupo para Carregamento Axial

Estacas muito próximas ou ligadas por blocos de coroamento, estão sujeitas ao chamado efeito de grupo. A tendência quando se avalia esse efeito é presumir que a capacidade de carga do conjunto seja maior do que a do elemento isolado. Mas a capacidade de grupo não pode ser definida apenas com a soma dos valores das capacidades dos elementos isolados. Estudos de Vesic (1968, apud HACHICH, 1996) mostram que a capacidade de carga do grupo é superior à capacidade do elemento isolado. Como sua avaliação é difícil, na prática do dimensionamento das fundações é comum considerar que a capacidade de grupo de estacas seja igual à soma das capacidades individuais.

Para grupos imersos em argilas, em geral, ocorre uma redução na capacidade total em relação à soma individual de cada estaca pelo fato de haver certo limite para o solo entre estacas absorver os esforços laterais.

Cintra e Aoki (2010) apresentam a equação formulada por método empírico de Converse-Labarre para grupo de estacas.

$$\eta = \frac{\text{Capacidade de carga do grupo de estacas}}{\text{Capacidade de carga do elemento isolado da fundação}} \quad (14)$$

$$\eta = 1 - \frac{\xi \times [(n - 1) \times m + (m - 1) \times n]}{90 \times m \times n} \quad (15)$$

$$\xi = \frac{d_{eq}}{s} \quad (16)$$

d_{eq} = diâmetro equivalente da estaca

s = espaçamento entre estacas

n = número de estacas por fila

m = número de filas

2.4 VERIFICAÇÃO CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

Após a execução das fundações, ensaios de capacidade de carga destas devem ser feitos antes de se prosseguir a obra para que se tenha garantia da eficiência da fundação.

Velloso e Lopes (2010) indicam que uma estaca pré-moldada em concreto armado deve ser tratada como peça estrutural, deste modo a adoção de uma carga de trabalho baseada no dimensionamento estrutural deve ser utilizada para verificação da capacidade de carga na obra, por prova de carga estática ou ensaio de carregamento dinâmico.

Os ensaios de carregamento dinâmico e carregamento estático são indicados pela NBR 6122 (2010) para determinação da capacidade de carga do sistema. Esta pode ser definida quando ocorrer ruptura nítida do sistema ou quando a estaca tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova (por exemplo, por limitação de reação), ou quando a estaca é carregada até apresentar um recalque considerável.

2.4.1 Ensaio de Carregamento Dinâmico

A NBR 13208 (2007) rege as orientações para o ensaio de carregamento dinâmico, também conhecido de ensaio de prova de carga dinâmica (PDA), esta tem como principal objetivo determinar a capacidade de ruptura da interação estaca-solo, para carregamentos dinâmicos axiais.

O PDA consiste em aplicar um carregamento dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado, com martelo que cause um impacto capaz de gerar deslocamentos permanentes na ponta da estaca e mobilizar resistências das camadas do solo que envolve o fuste.

A medição é feita por tensiômetros e acelerômetros instalados no topo da estaca, numa distância de duas vezes o diâmetro da mesma, coletando os sinais de ondas através dos

sensores e os enviando por cabo ao equipamento PDA. Assim, quando a estaca é atingida por um golpe, é gerada uma onda de tensão que trafega na estaca com velocidade que vai depender das características do material, o aparelho faz a leitura dos sinais, o armazenamento e o processamento, calculando os resultados das velocidades e forças obtidas e também medir as resistências do solo.

A interpretação e análise de dados obtidos devem ser fundamentadas na teoria da propagação unidimensional da onda. A NBR 13208(2007), especifica os métodos tipo CASE® e CAPWAP® para avaliação da capacidade de carga.

2.4.2 Prova de Carga Estática

A Prova de Carga de Estática (PCE) consiste em aplicar esforços estáticos, axiais ou transversais, à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes.

O ensaio deve ser seguido conforme especifica a NBR 12131 (2007), em que um ou mais macacos hidráulicos, atuando contra um sistema de reação estável efetuam a aplicação da carga de forma a não produzir choques ou vibrações. O carregamento pode ser feito de maneira rápida, lenta, mista ou cíclica, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

O PCE é uma importante ferramenta, pois com a análise dos dados obtidos em campo, é possível obter a curva carga × deslocamento, capacidade de carga da estaca, recalque associado à carga de trabalho, parcelas de resistência de ponta e atrito lateral e coeficiente de segurança do estaqueamento.

2.5 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA LATERAL

Como abordado anteriormente, Hachich e outros (1998) tratam de estacas submetidas a carregamentos horizontais de forma que ela irá mover-se aproximadamente na direção da força aplicada, se for curta e fixa no seu topo, ou então irá girar em

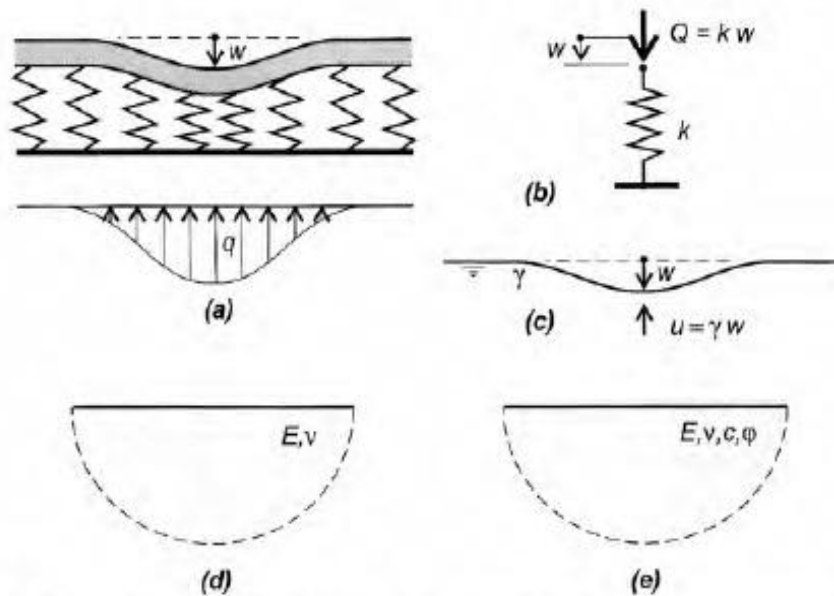
torno de um ponto, até que o empuxo de terra seja mobilizado a ponto de a condição de equilíbrio ser satisfeita. A capacidade de carga lateral é atingida quando o empuxo do solo chega a seu limite superior ou quando a estaca quebra por flexão.

Uma análise rigorosa do comportamento de estacas sujeitas a ações horizontais é complexa, pois envolve o estudo da interação solo-estrutura, dependendo da rigidez e da geometria da estaca, da natureza do solo e tipo de sollicitação, nível de deslocamento horizontal, rotações e esforços gerados na estaca (Velloso e Lopes, 2010).

Métodos que reproduzem os efeitos mais próximos da realidade englobam estudos de modelagem tridimensional, considerando o comportamento não linear dos materiais, baseados no método de elementos finitos. Apesar da complexidade do modelo tridimensional, e do significativo trabalho computacional, quando utilizado o MEF, tanto as deformações, quanto os esforços laterais podem ser calculados com precisão.

Velloso e Lopes (2010) citam duas das principais linhas seguidas na formulação dos métodos que fornecem os deslocamentos horizontais e esforços internos na estaca, para as forças horizontais de serviço. A primeira é uma extensão da hipótese de Winkler do estudo das vigas de fundação e a outra considera o solo como um meio contínuo, normalmente elástico, representadas na Figura 8. Estas duas linhas vêm sofrendo refinamentos ao longo dos anos e, apesar de não representarem exatamente o mecanismo estudado, são amplamente aplicadas.

Figura 8 - Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do meio contínuo: (d) – (e).



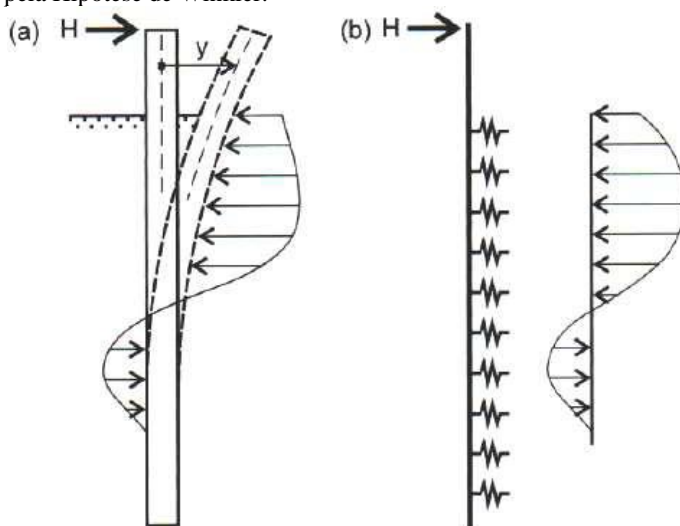
Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

2.5.1 Hipótese de Winkler

Araujo (2013), Hachich e outros (1998) e Velloso e Lopes (2010) citam Winkler como o primeiro a apresentar o solo como um sistema de molas de resposta linear em 1867 em seu estudo de vigas de fundação, como apresentado na figura 9 sendo conhecido como *Modelo de Winkler* ou *Hipótese de Winkler*.

Winkler propôs que o solo fosse representado por uma série de molas horizontais, idênticas, independentes entre si, igualmente espaçadas e de comportamento elástico linear. Deste modo, segundo o modelo, existe uma proporcionalidade linear entre o carregamento lateral e o deslocamento ocorrido na estaca, considerando que a reação do solo atuante em certo ponto depende apenas do deslocamento no mesmo ponto, independente do deslocamento dos elementos adjacentes.

Figura 9 - Reação do solo (a) estaca no terreno e (b) problema modelado pela Hipótese de Winkler.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A equação básica do Modelo de Winkler (Hachich *et al.*, 1998) define o módulo de reação horizontal do Solo, K_h , como a relação entre a reação do solo p (em unidades de força por comprimento da estaca) e o correspondente deslocamento horizontal, v :

$$K_h = \frac{p}{v} \quad (17)$$

Onde,

p = pressão horizontal;

v é o deslocamento horizontal sofrido;

K_h é o módulo de reação horizontal.

A relação entre o coeficiente de reação horizontal ($\frac{q}{v}$) e o módulo de reação horizontal (K_h) é facilmente estabelecida.

$$K_h = \frac{q}{v} \times D \quad (18)$$

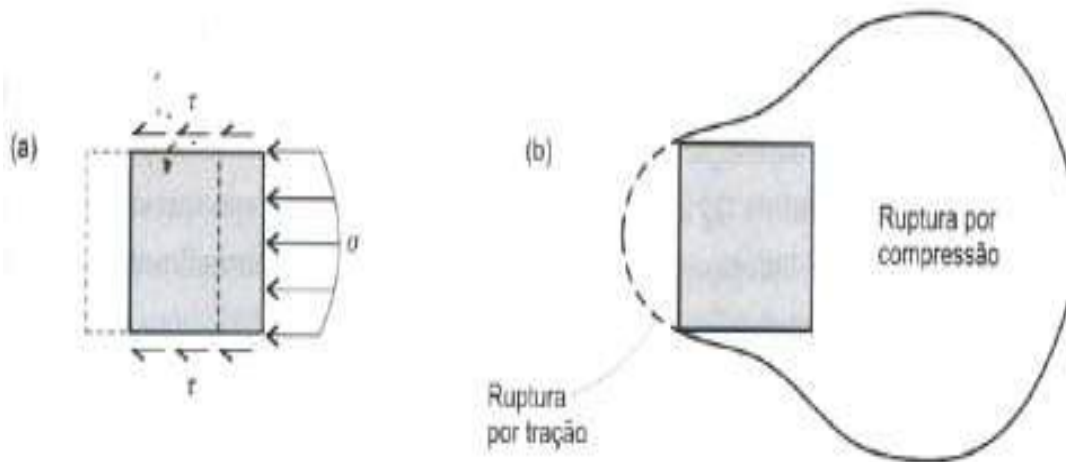
em que:

D = é o diâmetro ou largura da estaca;

q = tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação.

A substituição do solo por molas idênticas e independentes é compreendida para o caso de uma viga. Entretanto, para uma estaca assente em solo, esta compreensão não é tão simples. Neste caso, o solo resiste ao deslocamento horizontal da estaca por tensões normais de compressão contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes atuando nas laterais, conforme mostra a Figura 10.

Figura 10 - Vista superior de estaca em deslocamento horizontal: (a) tensões atuantes (b) mecanismo de ruptura.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Velloso e Lopes (2010) listam algumas vantagens e desvantagem do método:

- É relativamente simples;
- Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado;
- É usado na prática há muito tempo;
- Ignora a continuidade do solo;
- O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.

2.5.2 Curvas $p - y$

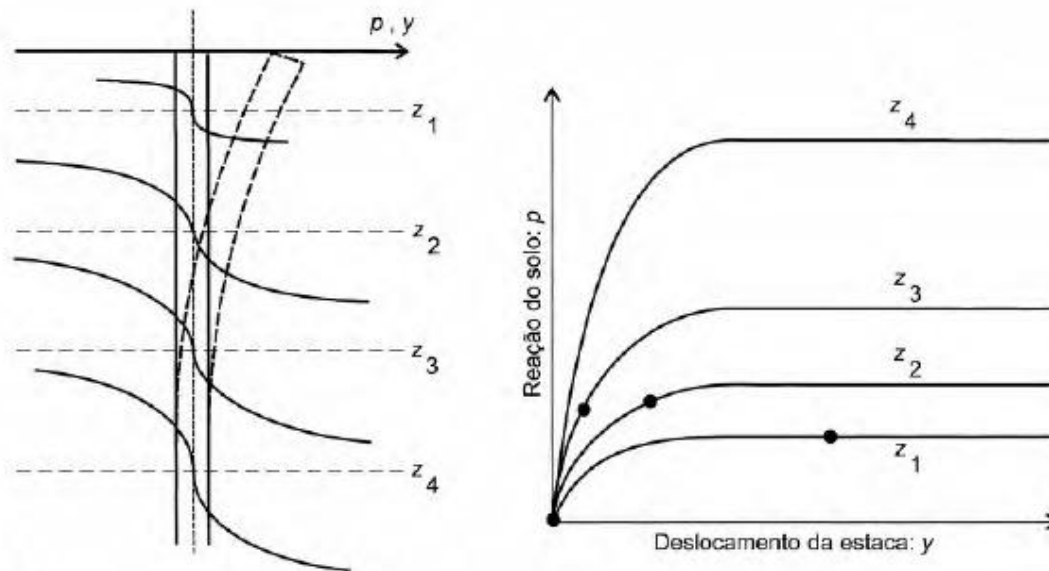
A hipótese introduzida por Winkler é satisfatória para soluções analíticas em que K_h possa ser considerado constante com a profundidade. Como na prática encontramos solos compostos por diferentes camadas, foram desenvolvidas as curvas “ $p - y$ ” como alternativa de solução para esse problema, onde se podem considerar diferentes níveis de mobilização da resistência lateral do solo em função do deslocamento sofrido pela estaca.

Velloso e Lopes apontam que com o desenvolvimento das plataformas *off-shore*, puderam ser realizadas amplas pesquisas sobre as estacas submetidas a forças transversais e, ao invés das molas lineares, foram introduzidas molas não lineares, e que o comportamento é expresso pelas "curvas $p - y$ ". Contudo, esse método ainda exige a utilização de métodos numéricos para sua realização.

Na Figura 11 são ilustradas quatro curvas $p - y$, para quatro profundidades diferentes, onde são mostrados diferentes níveis de mobilização em cada uma delas, em função do

deslocamento da estaca, e até mesmo a ruptura do material superficial.

Figura 11 - Curvas $p - y$ definidas para cada camada do subsolo e mobilização da resistência lateral em função do deslocamento sofrido pela estaca.



Fonte: Veloso e Lopes, 2010.

2.5.3 Coeficiente de Reação Horizontal

Métodos que utilizam o dimensionamento de fundações carregadas lateralmente pela análise do coeficiente de reação horizontal abordam, na condição de serviço, estacas cujo comprimento é tal que podem ser tratados como vigas flexíveis semi-infinitas com apoio elástico, isto é, os efeitos do carregamento numa extremidade desaparecem antes da extremidade oposta. Velloso e Lopes conceituam como estacas longas quando seu comprimento é cinco vezes o comprimento característico. Para Hetenyi (1946), em trabalho sobre vigas de fundação, e Miche (1930), o limite para o comprimento característico é π ou 4, enquanto no método de Matlock e Reese (1960) o limite é 5 (VELLOSO; LOPES, 2010).

Hachich (*et al*,1998) descrevem o efeito do comprimento da fundação relacionando a rigidez do solo e a rigidez à flexão da estaca, podendo as fundações carregadas horizontalmente serem classificadas em flexíveis, intermediárias ou rígidas em função do comprimento característico L/T ou L/R , para areias e argilas, respectivamente.

L/T ou $L/R \geq 4$ Flexíveis (ou longas)

L/T ou $L/R = 2 - 4$ Intermediárias

L/T ou $L/R \leq 2$ Rígidas (ou curtas)

Os fatores de rigidez relativa estaca-solo (ou comprimento característico) para areias (T) e para argilas (R) são definidos pelas as expressões 19 e 20:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \times I}{n_h}} \quad (\text{areias}) \quad (19)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E \times I}{K_h}} \quad (\text{argilas}) \quad (20)$$

T e R têm unidades de comprimento, E e I são respectivamente o módulo de elasticidade e momento de inércia da estaca.

Aqui, o valor do módulo K_h e a sua variação com a profundidade depende das características de deformação do solo.

Para argilas pré-adensadas, em que o módulo de deformabilidade é praticamente independente da profundidade, pode-se admitir K_h constante com z, desta forma o resultado da equação 18 é uma constante.

Davisson (1970) e Castro (1978) (apud HACHICH *et al*, 1998) propõem valores de K em função da coesão não drenada (S_u) ou do módulo de deformabilidade (E_s) da argila pré-adensada:

$$K = 67S_u \quad (\text{Davisson, 1970}) \quad (21)$$

e

$$K = 0,5 E_s \quad (\text{Castro, 1978}) \quad (22)$$

Para areias e argilas moles, o módulo de deformabilidade cresce aproximadamente, de maneira linear com a profundidade (z), regido por um coeficiente de reação horizontal do solo (n_h), pode-se admitir que K aumenta na proporção direta com z:

$$K = n_h \times z \quad (23)$$

Terzaghi (1955, apud HACHICH *et al*, 1998) propõem valores a serem adotados no caso de argilas moles, n_h igual a 0,8 MN/m³ e em areias em função de sua compacidade, apresentados na tabela a seguir:

Tabela 6 - Valores de n_h (MN/m³) para Areia.

Compacidade da Areia	Areia seca ou úmida	Areia Saturada
Fofa	2,5	1,5
Medianamente Compacta	7	4,5
Compacta	18	11

Fonte: Adaptado de Terzaghi, 1955 (apud HACHICH, 1998)

E o módulo de elasticidade secante do concreto podendo ser calculado segundo a NBR 6118:

$$E_{CS} = 0,85 \times E_{CI} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (24)$$

onde:

E_{CI} = módulo de elasticidade do concreto em MPa;

E_{CS} = módulo de elasticidade secante do concreto em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto em MPa.

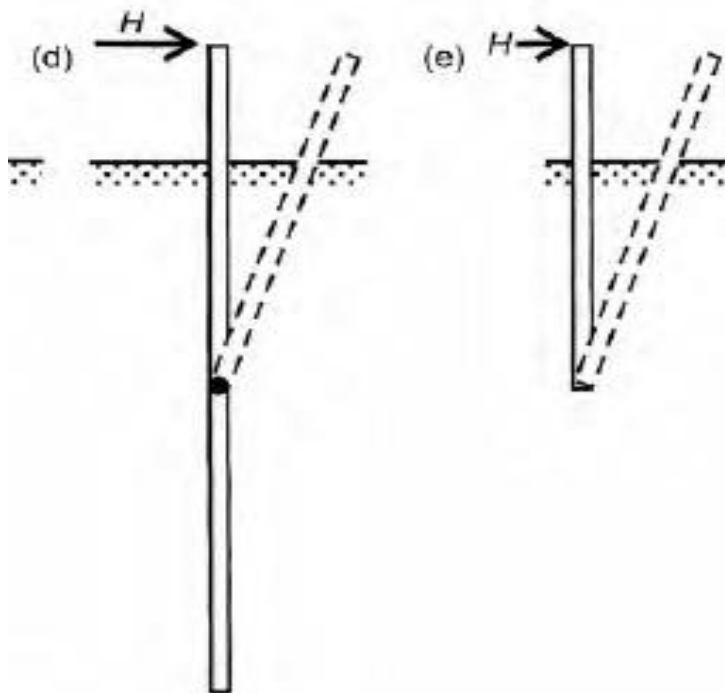
2.5.3.1 Método de Broms (1964)

O método desenvolvido por Broms (1965, apud HACHICH *et al*, 1998) é um método de verificação da capacidade de carga, abordando os modos de ruptura do sistema, distinguindo a distribuição da reação do solo com a profundidade, para areias e argilas, considerando-se os casos de fundações curtas e longas, com a cabeça engastada ou não.

Da mesma forma abordada por Hachich *et al* (1998), Broms (1965, apud VELLOSO E LOPES, 2010), admite que as estacas de grande comprimento rompem pela formação de uma (Fig12d) ou duas (Fig. 5a, b) rótulas plásticas ao longo do seu comprimento e que as estacas curtas rompem quando a resistência do terreno for vencida (Fig. 5c) e (Fig 12e). Ou seja, em estacas curtas, a ruptura ocorre quando a tensão aplicada no

solo é maior que capacidade de carga do mesmo, já se tratando de estacas longas, ocorre ruptura quando o momento devido à carga lateral aplicada (e soma dos momentos externos aplicados, caso existam) na estaca é superior ao momento crítico resistido pela estrutura.

Figura 12 - Modos de ruptura para estacas com cabeça livre.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Para aplicação do método, no procedimento de projeto, é necessário que sejam feitas duas verificações:

- a resistência à flexão da seção da estaca deve ser maior que o momento fletor de ruptura calculado pelo método;
- o comprimento da fundação deve ser superior ao valor mínimo, calculado pelo método.

Sendo a proposta de Broms que o dimensionamento das estacas seja feito baseado no comportamento da fundação na ruptura, e que as tensões na estaca não variam proporcionalmente com as cargas atuantes, o uso do conceito de tensões admissíveis pode conduzir a um coeficiente de segurança variável em relação à carga aplicada, à resistência ao cisalhamento do solo e à resistência estrutural da estaca. O autor recomenda que no projeto de estacas carregadas lateralmente sejam utilizados coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência para levar em conta as imprecisões na determinação das cargas, das propriedades do solo e no método de cálculo (VELLOSO; LOPES, 2010).

Os valores recomendados para esses coeficientes são:

Majoração dos esforços:

- cargas permanentes: 1,5
- cargas acidentais: 2,0

Redução das resistências

- coesão de projeto = $0,75 c$
- $\text{tg } \phi$ de projeto = $0,75 \text{ tg } \phi$

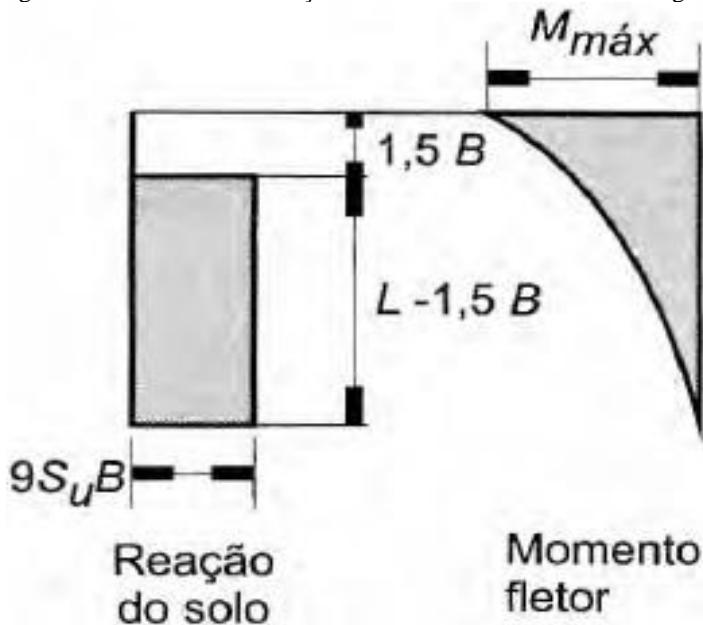
Desta forma, os cálculos de dimensionamentos das estacas apresentados no capítulo 4 deste trabalho seguirão o método proposto por Broms (1965, apud Poulos, 1980). Para tal, são supostas, com a previsão da utilização de blocos de coroamento agindo deforma a fixar o topo das estacas, as seguintes situações:

- Estaca curta em solos coesivos com o topo fixo

Por considerar que não há engastamento na ponta da estaca, a rigidez desta permitirá que haja um deslocamento horizontal praticamente uniforme ao longo de seu comprimento e, conseqüentemente, reações também uniformes. A reação horizontal do solo terá nesse caso um valor máximo H_u

proporcional à área de contato resistente e à coesão não drenada do solo.

Figura 13 - Mecanismo de reação horizontal em estaca curta em argila.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Assim, a reação horizontal (H_U) e o momento fletor máximo (M_H) resistentes do solo podem ser calculados segundo as equações (25) e (26):

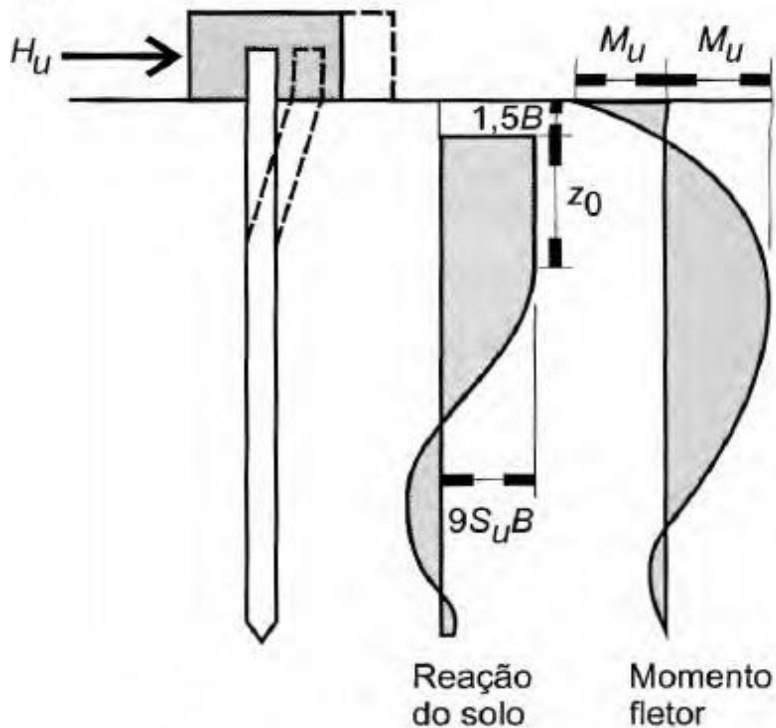
$$H_d \leq H_U = 9 \times S_u \times d \times (L - 1,5 \times d) \quad (25)$$

$$e \quad M_H = H_d \times (0,5 \times L - 0,75 \times d) \quad (26)$$

- Estaca longa em solos coesivos com topo fixo

Para este caso é considerado que a estaca esteja biengastada pelo bloco na cabeça e pelo solo ao longo de seu comprimento. Desta forma, ocorrerão maiores deslocamentos próximo ao topo da estaca e a uma certa profundidade “ z_0 ” os esforços horizontais se anulam e se tem um momento fletor máximo.

Figura 14 - Mecanismo de reação horizontal em estaca longa em argila.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Para este mecanismo, é aplicada a relação de equação 27:

$$H_u = \frac{2 \times M_y}{(1,5 \times d + 0,5 \times f)} \quad (27)$$

Para o cálculo da capacidade de carga em solo arenoso, Broms sugeriu algumas considerações para o cálculo (Araujo, 2013):

- O empuxo ativo que provoca esforços na parte posterior da estaca é desprezado;
- A distribuição do empuxo passivo na parte frontal da estaca é considerada igual a três vezes o empuxo passivo baseado na formulação de Rankine;
- O peso específico do solo é admitido constante ao longo da profundidade da estaca;
- Os deslocamentos horizontais considerados são suficientes para mobilizar totalmente a resistência lateral do solo.

A distribuição da capacidade de carga horizontal do solo é, portanto:

$$R_u = 3 \times \gamma \times f \times K_p \times D \quad (28)$$

E a força horizontal de reação do solo será simplificada como triangular, já que se trata de um solo homogêneo arenoso

$$H_u = \frac{3}{2} \times \gamma \times f^2 \times K_p \times D \quad (29)$$

em que:

γ = peso específico do solo [FL^{-3}]

f = profundidade ao longo da estaca [L]

$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2) =$ coeficiente de empuxo passivo de Rankine (adimensional)

φ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo

D = diâmetro ou seção da estaca [L]

Tabela 7 - Peso específico de solos arenosos.

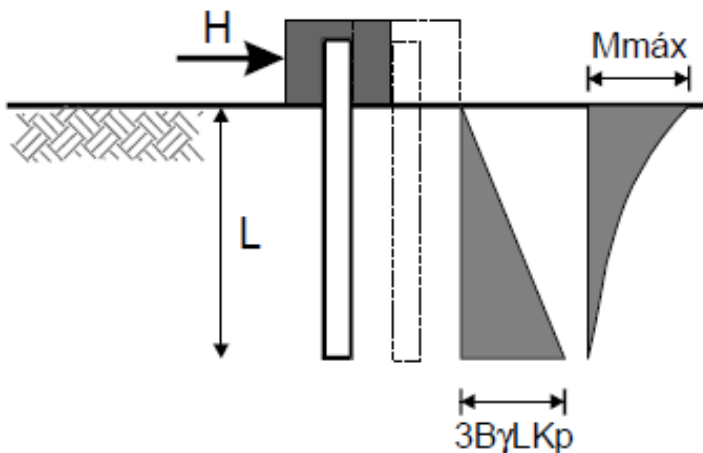
Nspt	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia Seca	Areia úmida	Areia Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: CINTRA; AOKI, 2010.

- Estaca curta em solos não coesivos com o topo fixo

Em estacas curtas com a cabeça engastada o momento fletor máximo, que ocorre na ligação da estaca com o bloco, deve ser menor do que o momento de ruptura (ou plastificação) da estaca e “ f ” é todo o comprimento “ L ” da estaca. A figura 15 mostra a aplicação da teoria de Broms para estacas curtas em solo arenoso:

Figura 15 - Mecanismo de reação horizontal em estaca curta em solo arenoso.



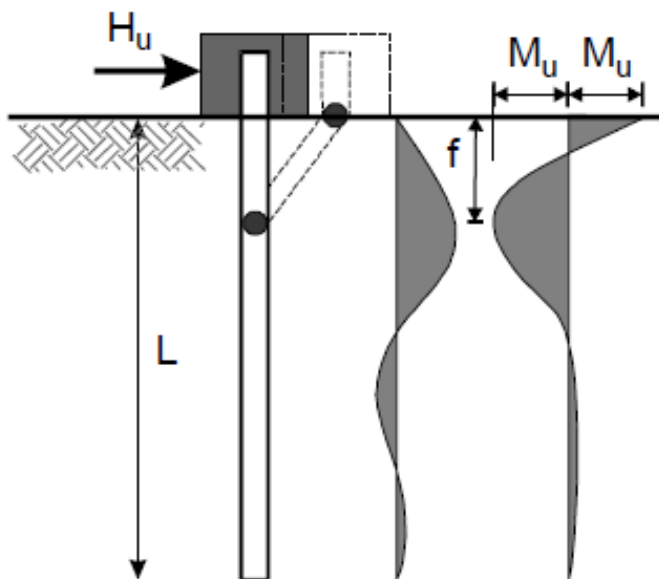
Fonte: Adaptado de Poulos, 1980.

- Estaca longa em solos não coesivos com topo fixo

Como para estacas longas com o topo engastado, a ruptura da estaca ocorre pela formação de duas rótulas plásticas localizadas, uma na ligação com o bloco e a outra a uma distância \$f\$ da superfície, o momento fletor máximo será o momento de plastificação da estaca \$M_y\$. Sendo o momento máximo de resistência do solo \$M_u\$ definido pela equação 30, onde “e” é a excentricidade da carga horizontal, dada pela altura do bloco de ligação.

$$2 \times M_u = H_u \times \left(e + \frac{2}{3}f \right) \quad (30)$$

Figura 16 - Mecanismo de reação horizontal em estaca longa em solo arenoso.



Fonte: Adaptado de Poulos, 1980.

2.5.4 Efeito de Grupo para Carregamento Horizontal

Segundo Poulos (1980), o efeito de grupo quando se considera estacas carregadas lateralmente acontece de maneira diferente do mecanismo apresentado para carregamento axial, ou seja, há uma redução na eficiência de transmissão dos esforços ao solo.

A partir de uma série de testes realizados por Prakash e Saran (1967, apud POULOS, 1980) em argilas e Oteo (1972, apud POULOS, 1980) em areias, concluiu-se que a eficiência do grupo é menor para pequenos afastamentos e para uma maior quantidade de estacas.

Os efeitos de grupo, tanto no carregamento axial quanto horizontal, não serão considerados no dimensionamento proposto, levando-se em consideração o alertado por Cintra e Aoki (2010).

Os autores ressaltam, que na prática de projeto de fundações profundas não deve levar em conta os benefícios do efeito de grupo, pois muitos são os fatores envolvidos, gerando variações imprevistas no cálculo, tanto na capacidade de carga quanto de recalques.

3. OBJETO DE ESTUDO

Os dados apresentados a seguir foram cedidos à empresa Brasecol Engenharia e Fundações S.A como exemplo de cargas do projeto estrutural aplicadas direto nas fundações, juntamente com o projeto preliminar de locação dos pilares.

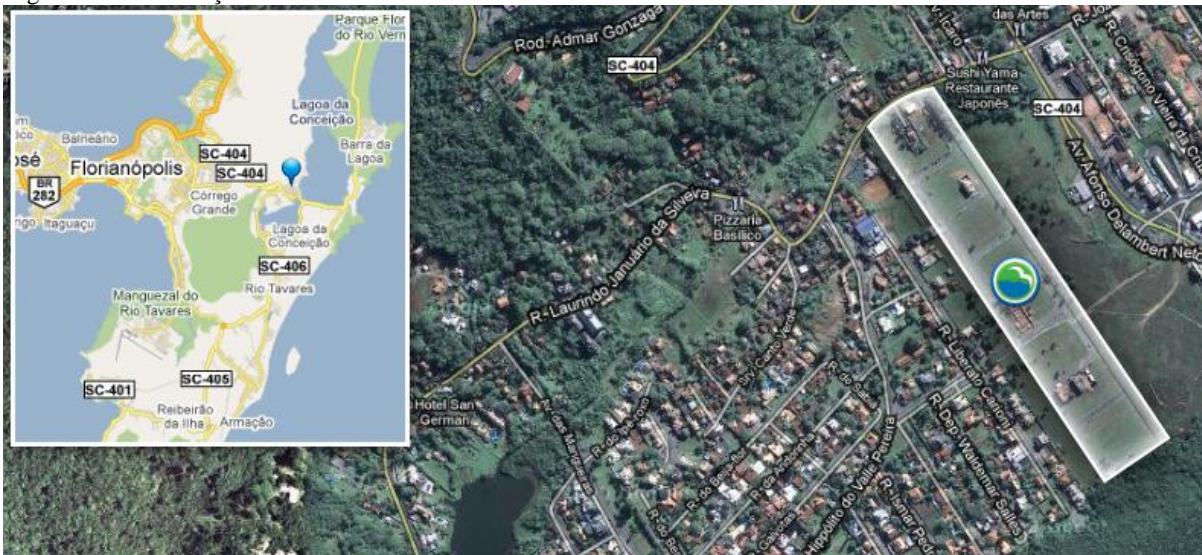
O dimensionamento proposto neste trabalho diz respeito a uma edificação unifamiliar, a ser construída na Rua Di Cavalcanti, no bairro Lagoa da Conceição, município de Florianópolis, Santa Catarina, Brasil.

A residência é constituída de 16 (dezesesseis) pilares, com cargas de compressão que variam de 79,8 kN a 1.104,6 kN, e esforços horizontais em duas direções com valores na ordem de 5 kN a 19 kN. A planta de cargas nas fundações e locação dos pilares estão apresentadas no anexo B.

Com uma área de projeção da edificação de aproximadamente 600 m², correspondendo ao indicado no item 2.1.1, foram executados 3 (três) furos de sondagem SPT no terreno indicado. Os boletins de sondagem e croqui de locação dos furos estão dispostos no anexo A.

Os depósitos lagunares na bacia têm predominância de sedimentos arenosos nas margens e finos nas partes de maior profundidade. O depósito eólico encontrado na bacia é o campo de dunas da praia da Joaquina o qual é movimentado pelos ventos da direção Nordeste e do quadrante Sul, principalmente nos meses de inverno (PANITZ, *et al*).

Figura 17 - Localização do terreno



Fonte: Google Maps.

4. DIMENSIONAMENTO

Um dos métodos utilizados usualmente no dimensionamento de estacas pré-moldadas de concreto armado pretendido é limitar a profundidade de cravação, variando os diâmetros e quantidades de estacas que sejam mais adequados para a situação. Neste ponto, outros fatores, além dos itens descritos acima, são de extrema importância na avaliação do projeto como um todo, logística e facilidade (não variar muito os diâmetros em pontos próximos, para minimizar a probabilidade de erro do operador) para a cravação, quanto também os custos gerais que o cliente terá (serviço de cravação, estacas, luvas e emendas soldadas).

O dimensionamento apresentado neste trabalho segue as orientações da NBR 6122 (2010) e utiliza os métodos de capacidade de carga descritos anteriormente.

A profundidade adotada deve ser estimada utilizando-se métodos comprovadamente eficazes que calculam a resistência do solo, os já mencionados nos itens 2.3.1 Método Aoki-Velloso e 2.3.2 Método Décourt-Quaresma, como são métodos consagrados permite-se escolher o que apresenta maior capacidade de carga, dentre a pior situação dos três furos apresentados. Desta forma, são verificadas as capacidades de carga do solo, por seção, comparando-os com a capacidade nominal de cada uma delas disposta na tabela 2, ou ainda com a minoração descrita no item 2.2.1.2, escolhendo então a menor entre elas.

Foram avaliados três furos de sondagem do local pretendido à cravação, SP01, SP02 e SP03, apresentados no Anexo A, assim como o desenho esquemático da localização dos furos.

4.1 Capacidade de Carga Vertical

A capacidade de carga vertical será demonstrada para estacas de 305 mm x 305 mm, pois é a maior seção considerada. Deste modo, atendidos os requisitos para esta, para as outras seções também serão satisfeitas.

Área de ponta

$$A_p = l_{estaca}^2 = 0,305^2$$

$$A_p = 0,093 \text{ m}^2$$

Área lateral - em 1m de profundidade

$$A_L = 4 \times l_{estaca} \times 1 = 4 \times 0,305 \times 1$$

$$A_L = 1,22 \text{ m}^2$$

Cintra e Aoki (2010) delimitam valores médios de N_{spt} para parada de vários tipos de estacas. Na cravação de estacas pré-moldadas de concreto esses valores variam de $D < 30 \text{ cm}$, $N_{spt} < 25$ e $D \geq 30 \text{ cm}$, $25 \leq N_{spt} \leq 35$. Entretanto, para evitar a possível quebra da estaca, que pode ocorrer em camadas resistentes de solo arenoso, mesmo para estacas de seção 305mm x 305mm será adotado $N_{spt} < 25$.

O furo SP03 é, dentre os três, o que apresenta menor capacidade de carga, como mostrado no apêndice A.

Os coeficientes K e α utilizados são os recomendados por Berberiam, de acordo com o tipo de solo de cada camada no furo de sondagem SP03, como mostra a tabela 8.

Tabela 8 - Coeficientes K, α e C para o furo SP03

Prof.	NSPT	k	α	C
		(Mpa)	(%)	(kPa)
1 m		1,00	0,014	4000
2 m	4	1,00	0,014	4000
3 m	4	1,00	0,014	4000
4 m	6	1,00	0,014	4000
5 m	10	1,00	0,014	4000
6 m	13	1,00	0,014	4000
7 m	15	1,00	0,014	4000
8 m	18	1,00	0,014	4000
9 m	26	1,00	0,014	4000
10 m	30	1,00	0,014	4000

4.1.1 Método Aoki-Velloso

A capacidade de carga vertical pelo método será calculada de acordo com a equação 9. Sendo a carga de compressão máxima estimada de projeto para uma estaca de 602,0 kN.

O comprimento da estaca será determinado calculando-se, a cada metro da camada de solo, a sua capacidade e dando continuidade até que a sua capacidade atinja um valor maior do que a carga aplicada.

Fatores de Correção F1 e F2

Das equações (4) e (5)

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,80} = 1 + \frac{0,305}{0,80} = 1,38$$

$$F2 = 2F1 = 2 \times 1,38 = 2,76$$

Contudo, por facilitar os cálculos, evitando recalcular os fatores F1 e F2 para cada seção de estaca e por promover a segurança, os fatores F1 e F2 utilizados neste dimensionamento serão aqueles sugeridos por Aoki-Velloso, F1 = 1,75 e F2 = 3,5.

Usualmente o primeiro metro é desconsiderado nos cálculos por se prever condições pouco confiáveis, uma vez que ocorrerá escavação na superfície para apoio do bloco de coroamento.

Assim, na profundidade de 2m: $N_{spt} = 4$, $k = 1,0$ MPa e $\alpha = 1,4\%$.

Resistência de ponta:

$$R_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p = \frac{1 \times 10^3 \times 4}{1,75} \times 0,093 = 212,63 \text{ kN}$$

Resistência Lateral

$$\int_1^L \frac{(a \times K \times N_L \times A_L)}{F_2} + R_{l \text{ anterior}}$$

$$R_l = \frac{1,22 \times 1 \times 10^3 \times 4 \times 0,014}{3,5} + 0$$

$$R_l = 19,52 \text{ kN}$$

Sendo,

$$R = R_p + R_l = 212,63 + 19,52 = 232,15 \text{ kN}$$

$$R_{adm} = \frac{R}{FS} = \frac{232,15}{2} = 116,07 \text{ kN}$$

Assim, seguindo os cálculos até a profundidade de 8m:

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \int_1^n (a \times K \times N_L \times A_L) \quad (9)$$

$$R = \frac{1 \times 10^3 \times 18}{1,75} \times 0,093 + 1,22 \times \frac{1 \times 10^3 \times 4}{3,50} \times 0,14$$

$$+ \dots +$$

$$+ \dots + 1,22 \times \frac{1 \times 10^3 \times 18}{3,50} \times 0,014 = 1.298,42$$

$$R = 1.298,42 \text{ kN}$$

$$R_{\text{adm}} = \frac{1.298,4}{2} = 649,21 \text{ kN}$$

4.1.2 Método Décourt-Quaresma

Para estacas pré-moldadas e concreto protendido os coeficientes α e β são iguais a 1. O coeficiente C para cada camada do furo SP03 foi determinado de acordo com o tipo de solo como mostra na Tabela 8 e capacidade de carga vertical foi calculada de acordo com a equação 12.

$$R = C \times N_p \times A_p \times \alpha + 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L$$

$$\times \beta \quad (12)$$

Na profundidade de 2m:

Resistência de ponta:

$$N_p = \frac{N_{\text{camada anterior}} + N_{\text{camada}} + N_{\text{camada posterior}}}{3}$$

$$N_p = \frac{0 + 4 + 4}{3} = 2,67$$

$$R_p = C \times N_p \times A_p \times \alpha = 400 \times 2,67 \times 0,093 \times 1 = 99,23 \text{ kN}$$

Resistência lateral:

$$R_l = 10 \times \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times U \times L \times \beta$$

$$= 10 \times \left(\frac{4}{3} + 1 \right) \times 1,22 \times 1 \times 1 + 0 =$$

$$R_l = 28,47 \text{ kN}$$

$$R = R_p + R_l = 99,2 + 28,5 = 127,64 \text{ kN}$$

$$R_{adm} = \frac{R}{FS} = \frac{127,64}{2} = 63,82 \text{ kN}$$

Seguindo os cálculos até os 9 m presente no apêndice A, verifica-se a capacidade de carga de 702,92 kN, que é maior que a carga solicitante, porém é necessário um metro a mais que o método Aoki-Velloso.

4.1.3 Capacidade Estrutural das Estacas – Limitação pelo 7MPa

Como explicado no item 2.2.1.2 obras com menos de 100 estacas deve-se prever que a tensão média atuante na seção de concreto deve-se limitar a 7 MPa quando não forem executadas provas de carga.

Pela expressão (1), tem-se:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

$$7 \text{ MPa} = \frac{P}{(0,305)^2}$$

$$P = 651, 1175 \text{ kN},$$

Para as demais seções:

Tabela 9 - Tensão Máxima de cada seção utilizada

SEÇÃO (mm)					
165	185	205	235	265	305
Carga Admissível (kN)					
190,60	239,60	294,20	386,60	491,60	651,20

Portanto, a capacidade de carga de compressão da interação solo-estrutura será a menor entre as três capacidades encontradas: capacidade estrutural nominal da estaca, capacidade limitada pela tensão de 7 MPa, sendo a maior entre as capacidades encontradas pelos Métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, como mostram a tabela 10 e 11.

Tabela 10 - Comparação capacidade de carga dos Métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

Capacidade de Carga Solo-estrutura	SEÇÃO (mm)					
	165	185	205	235	265	305
	Carga Admissível (kN)					
Aoki-Velloso SP03	232,41	279,61	330,93	415,61	509,56	649,21
Décourt-Quaresma SP03	207,19	246,85	289,67	359,79	436,99	550,93

Tabela 11 - Capacidade de carga vertical do dimensionamento.

Capacidade de Carga Solo-estrutura	SEÇÃO (mm)					
	165	185	205	235	265	305
	Carga Admissível (kN)					
Nominal	250	350	450	600	750	1000
7 Mpa	190,60	239,60	294,20	386,60	491,60	651,20
Aoki-Velloso SP03	232,41	279,61	330,93	415,61	509,56	649,21

4.2 Capacidade de Carga Lateral

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram utilizados diagramas de esforço normal \times momento fletor da empresa fabricante de pré-moldados BPM Pré-Moldados Ltda,

disponíveis para consulta no site da empresa e neste trabalho presentes no Anexo C (versões 2014).

Os momentos fletores aparecem devido à ação das cargas horizontais presentes na estrutura e transmitidas às fundações. Cabe a estas absorver e distribuir ao solo as tensões geradas, sendo dimensionadas de forma que não ocorra colapso da estrutura.

A determinação da capacidade de carga horizontal foi mostrada no capítulo 2, item 2.5 deste trabalho, adotando-se para os cálculos demonstrativos o método de Broms para estacas com topo fixo em areia, conforme a mostra a sondagem do local (anexo A).

Definida a profundidade das estacas, calculados os esforços verticais mínimos e máximos e os momentos fletores, é feita a consulta aos diagramas de esforço normal \times momento fletor para garantir a eficiência da seção escolhida, respeitando os limites em serviço.

Os esforços para representação dos cálculos de capacidade de carga horizontal serão os do pilar P7 por ter esforços horizontais nas duas direções e exemplificar satisfatoriamente a proposta do presente trabalho.

FZ MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações					
Elem	Fz (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
P7	165,2	- 14,00	5,00	0	0

4.2.1 Método de Broms

Módulo de Reação Horizontal

$$n_h = 2,5 \text{ MN/m}^3$$

$$L = 8,0 \text{ m}$$

Fator de Rigidez relativa

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,305 \times 0,305^3}{12} = 7,21 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

A resistência característica do concreto, informada pelo fabricante é de 40 MPa.

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{40}$$

$$E_{cs} = 30.104,88 \text{ MPa}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \times I}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{30.104,88 \times 7,21 \times 10^{-4}}{2,5}} = 1,541 \text{ m}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{8}{1,541} = 5,191 \geq 4 \rightarrow \textit{Estaca longa}$$

Analogamente os resultados para as outras seções são demonstradas na tabela a seguir:

Tabela 12 - Fator de Rigidez relativo das seções.

Seção (m)	I (m ⁴)	T (m)	L/T
0,165	6,18E-05	0,943	8,488
0,185	9,76E-05	1,033	7,746
0,205	1,47E-04	1,121	7,135
0,235	2,54E-04	1,251	6,396
0,265	4,11E-04	1,377	5,810
0,305	7,21E-04	1,541	5,192

Como o momento é em função da área de contato da estaca com o solo, verificar se a menor seção que atenda a carga vertical também atende a solicitação horizontal é um ponto de

partida para o cálculo do momento resistente do solo e assim, dimensionamento da seção.

Deste modo, se este momento M_u for maior que o momento de plastificação da estaca M_y , deve-se partir para uma seção maior e retornar os cálculos até satisfazer todos os requisitos. Isto muitas vezes leva a previsão de estacas de seções maiores que as necessárias caso houvesse apenas cargas axiais.

Reação horizontal em “X” e Momento Fletor resultante em “Y”:

Sendo que a parcela que o solo de resistência H_u não será maior que o esforço solicitado H_{dx} , pela equação (29) encontra-se a profundidade “f” em que a reação do solo será máxima.

$$H_u = \frac{3}{2} \times \gamma \times f^2 \times K_p \times D \quad (29)$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \times H_{dx}}{3 \times \gamma \times K_p \times D}}$$

Em que ,

$$\gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ (tabela 7),}$$

D = face de contato com o solo = 0,165 m

E o ângulo de atrito para areias fofas pode ser relacionado com N_{spt} da camada. De acordo com Caputo (1988), em areias fofas o ângulo de atrito interno do solo é de aproximadamente 30°. Respeitando o proposto por Broms (Velloso e Lopes, 2010), $\text{tg } \phi$ de projeto = 0,75 $\text{tg } \phi$. Portanto, $\phi' = 23,40^\circ$, e a majoração dos esforços em 1,5.

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{23,4}{2} \right) = 2,317$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \times (1,4 \times 10 \times 1,5)}{3 \times 18 \times 2,317 \times 0,165}} = 1,426 \text{ m}$$

O momento fletor na direção “y” é, então, dado pelo esforço solicitante até a profundidade “f”, calculado de acordo com a equação (30), não podendo ser maior que o momento de plastificação M_y da estaca, fornecido pelo diagrama do fornecedor (Anexo C).

$$2 \times M_u = H_u \times \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (30)$$

Para a altura “e” do bloco de fundações, será adotado arbitrariamente o valor médio de 0,5 m. Este valor deve ser confirmado com o projetista estrutural ou de execução.

$$\begin{aligned} M_{u,y} &= \frac{H_{dx} \times \left(e + \frac{2}{3} f \right)}{2} \\ &= \frac{(1,4 \times 10 \times 1,5) \times \left(0,5 + \frac{2}{3} \times 1,43 \right)}{2} \\ M_{u,y} &= 15,233 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Reação horizontal em “Y” e Momento Fletor resultante em “X”:

$$f = \sqrt{\frac{2 \times H_{dx}}{3 \times \gamma \times K_p \times D}} = \sqrt{\frac{2 \times (0,5 \times 10 \times 1,5)}{3 \times 18 \times 2,317 \times 0,165}} = 0,852 \text{ m}$$

$$f = 0,852 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{u,x} &= \frac{H_{dx} \times \left(e + \frac{2}{3} f \right)}{2} \\ &= \frac{(0,5 \times 10 \times 1,5) \times \left(0,5 + \frac{2}{3} \times 0,852 \right)}{2} \\ M_{u,x} &= 4,006 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

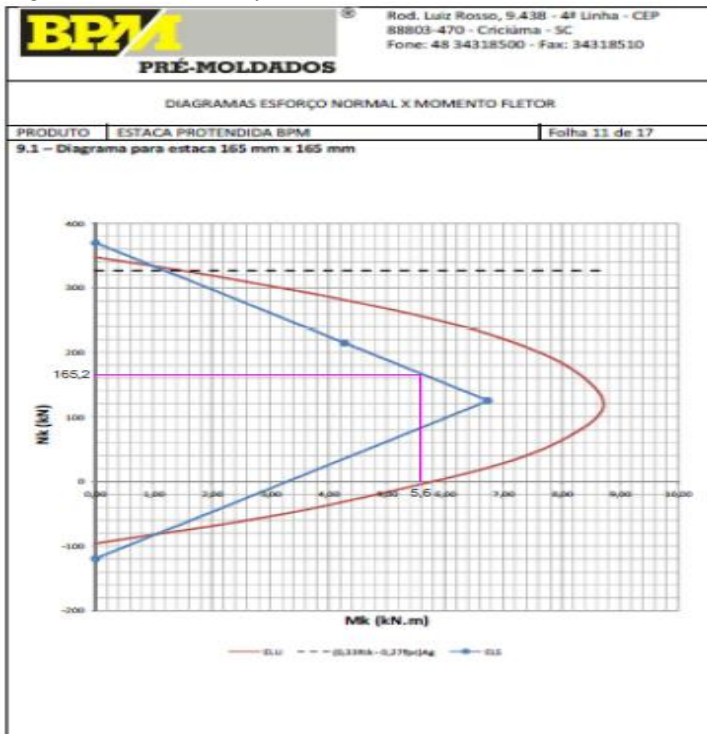
O momento atuante na estaca será a composição dos momentos nas duas direções mostradas:

$$M_u = \sqrt{M_{u,y}^2 + M_{u,x}^2} = \sqrt{15,233^2 + 4,006^2} = 15,751$$

$$M_u = 15,751 \text{ kN.m}$$

Pela figura 18 é verificado que o momento máximo que a estaca pode ser solicitada é de aproximadamente 5,6 kN.m, o que não atende ao momento solicitante devido as cargas horizontais. Portanto o procedimento deve ser repetido, podendo-se pensar em adotar mais de uma estaca por pilar.

Figura 18 - Momento M_y - Pilar P7 - 165 cm \times 165 cm



Os valores encontrados para as outras seções, considerando uma estaca são:

Seção 185 mm × 185 mm

Elemento	H _z (kN)	H _{dx} (KN)	H _{dy} (KN)	f _x (m)	f _y (m)	M _{u, y} (KNm)	M _{u, x} (KNm)	M _{u, r} (KNm)
P7	165,2	21,00	7,50	1,347	0,805	14,678	3,887	15,184

Não atente.

Seção 205 mm × 205 mm

Elemento	H _z (kN)	H _{dx} (KN)	H _{dy} (KN)	f _x (m)	f _y (m)	M _{u, y} (KNm)	M _{u, x} (KNm)	M _{u, r} (KNm)
P7	165,2	21,00	7,50	1,279	0,765	14,206	3,787	14,702

Não atende.

É notada a limitação das estacas carregadas com cargas horizontais e com cargas axiais de compressão de baixa magnitude, devido à probabilidade de ocorrer flexo-compressão nas estacas, gerando fissuras e até mesmo rompimento da peça. Desta forma, opta-se pelo uso de mais estacas.

$$H_u = \frac{3}{2} \times \gamma \times f^2 \times K_p \times D \rightarrow H_u = \frac{H_{dx}}{\text{número de estacas}}$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \times H_{dx}}{3 \times \gamma \times K_p \times D \times (\text{n}^{\circ} \text{de estacas})}}$$

Prevendo o uso de duas estacas para o pilar P7,

2 x Seção 165 mm × 165 mm

Elemento	H _z (kN)	H _{z, máx} (kN)	H _{z, mín} (kN)	H _{dx} (KN)	H _{dy} (KN)	f _x (m)	f _y (m)	M _{u, y} (KNm)	M _{u, x} (KNm)	M _{u, r} (KNm)
P7	82,6	89,22	75,98	10,50	3,75	1,008	0,603	6,155	1,691	6,383

Analisando a fig. 18, duas estaca de 165 mm ainda não são suficientes para resistir aos esforços solicitados.

Considerando então o uso de 2 estacas de seção 205 mm, os resultados são os mostrados a seguir:

Reação horizontal em “X” e Momento Fletor resultante em “Y”:

$$f_x = \sqrt{\frac{2 \times (1,4 \times 10 \times 1,5)}{3 \times 18 \times 2,317 \times 0,205 \times 2}} = 0,902 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{u,y} &= \frac{H_{dx} \times \left(e + \frac{2}{3}f\right)}{4} \\ &= \frac{(1,4 \times 10 \times 1,5) \times \left(0,5 + \frac{2}{3} \times 0,952\right)}{4} \end{aligned}$$

$$M_{u,y} = 5,792 \text{ kN.m}$$

Reação horizontal em “Y” e Momento Fletor resultante em “X”:

$$f_y = \sqrt{\frac{2 \times (0,5 \times 10 \times 1,5)}{3 \times 18 \times 2,317 \times 0,205 \times 2}} = 0,541 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{u,x} &= \frac{H_{dy} \times \left(e + \frac{2}{3}f\right)}{4} \\ &= \frac{(0,5 \times 10 \times 1,5) \times \left(0,5 + \frac{2}{3} \times 0,569\right)}{4} \end{aligned}$$

$$M_{u,x} = 1,613 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \sqrt{M_{u,y}^2 + M_{u,x}^2} = \sqrt{5,792^2 + 1,613^2} = 6,012 \text{ kN.m}$$

Os cálculos para cargas verticais de compressão máximas e mínimas se dá da seguinte forma:

$$s = 3 \times \varphi = 3 \times \sqrt{0,205^2 + 0,205^2} = 0,86 \text{ m}$$

$$s = 0,90 \text{ m}$$

φ é o diâmetro equivalente circunscrito da estaca;

$$N_{\text{máx,estaca}} = \frac{N_{\text{máx}}}{n^{\circ} \text{ estacas}} + \frac{M_{\text{máx}}}{s}$$

$$N_{\text{máx,estaca}} = \frac{16,52}{2} + \frac{0,601}{0,9} = 8,92 \text{ t} = 89,23 \text{ kN}$$

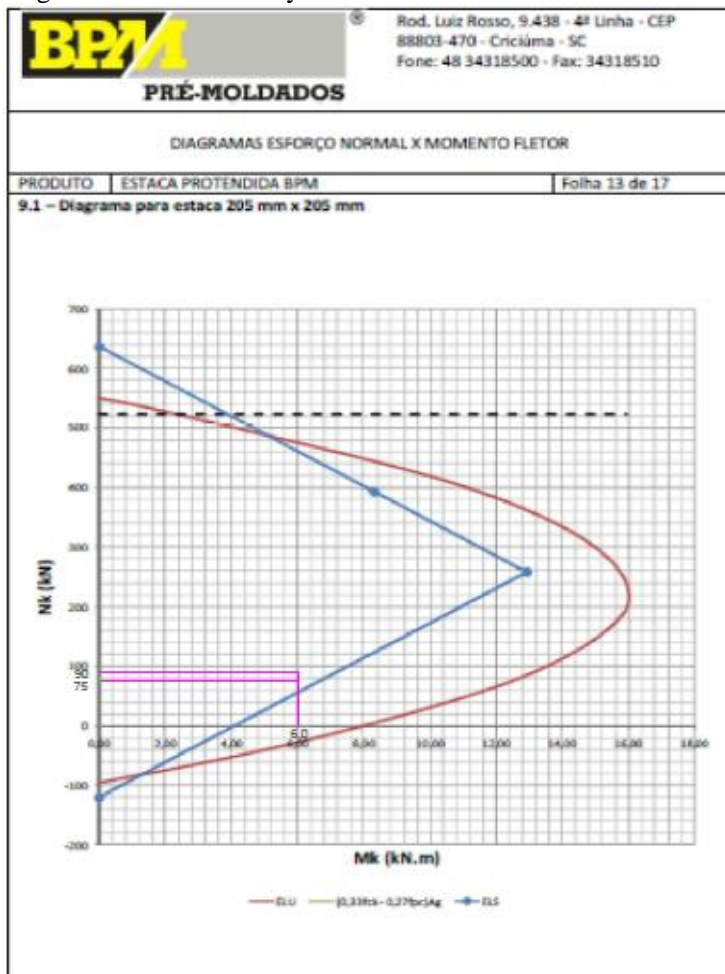
$$P_{\text{adm}} = 294,20 \text{ kN} > N_{\text{máx}} \rightarrow \text{atende.}$$

$$N_{\text{mín,estaca}} = \frac{N_{\text{mín}}}{n^{\circ} \text{ estacas}} - \frac{M_{\text{máx}}}{s}$$

$$N_{\text{mín,estaca}} = \frac{16,52}{2} - \frac{0,596}{0,9} = 7,6 \text{ t} = 75,98 \text{ kN}$$

Elemento	H _z (kN)	H _{z,máx} (kN)	H _{z,mín} (kN)	H _{d_x} (kN)	H _{d_y} (kN)	f _x (m)	f _y (m)	M _{u, y} (kNm)	M _{u, x} (kNm)	M _{u, r} (kNm)
P7	82,6	89,22	75,98	10,50	3,75	0,905	0,541	5,792	1,613	6,012

Consultando o diagrama de esforço normal \times momento fletor do fabricante, é verificado que o uso de duas estacas de seção 205mm \times 205mm atende os esforços, como mostrado na figura 19.

Figura 19 - Momento M_y - Pilar P7 - $2 \times 205 \text{ cm} \times 205 \text{ cm}$ 

Nega pela Fórmula dos Holandeses

A Nega, calculada de acordo com a equação (13), com o menor valor entre a resistência do solo e a capacidade estrutural da estaca, considerando o peso do martelo de cravação com 20kN , altura de queda de 60 cm, peso específico para concreto simples (pouca armadura) de 2400kg/m³ e serão 8,0 m de cravação com uma possível variação de 2m para mais.

$$s = \frac{W^2 \times h}{R \times (W + P)} \quad (13)$$

$$P = 2400 \times 0,205^2 \times 8 = 806,9 \text{ kg} = 8,069\text{kN} ;$$

$$P_{adm} = 450\text{kN};$$

$$R_{solo} = 330,93\text{kN};$$

$$P_{adm} > R_{solo}$$

$$W = 20 \text{ kN};$$

$$h = 60 \text{ cm};$$

$$s_{8m} = \frac{20 \text{ kN}^2 \times 60 \text{ cm}}{330,93 \text{ kN} \times (20\text{kN} + 8,069\text{kN})} = 2,58 \text{ cm}$$

Da mesma forma, para as demais profundidades:

$$s_{9m} = 2,49 \text{ cm}$$

$$s_{10m} = 2,41 \text{ cm}$$

Esses valores são conferidos em campo após dez golpes consecutivos do martelo.

Muitos projetistas de fundações limitam a nega a um valor máximo, para minimizar os recalques que as estacas podem sofrer. Deste modo, será limitada a nega em 2,50 cm.

4.3 Distribuição das Estacas

O dimensionamento das demais estacas seguiu o exemplo descrito acima, determinando as seções das estacas para cada um dos pontos de aplicação das cargas.

Na tabela 13 é mostrada a distribuição de forma que atenda a todas as condições, escolhendo a seção em que primeiro cumpra as restrições. Inicialmente foram adotadas as seções de 165 mm×165 mm, 205 mm×205 mm, 235 mm×235 mm, 265 mm×265 mm e 305 mm×305 mm, contudo isso ocasiona um dimensionamento de muitas seções com poucas estacas por seção.

Uma alternativa para que homogeneizar a distribuição das estacas e facilitar a cravação é adotar estacas de seções imediatamente maiores, o que pode encarecer o projeto, mas garante uma cravação mais segura. A tabela 14 demonstra uma escolha das seções baseada nessa premissa.

Tabela 13 - Distribuição de Estacas 1

DISTRIBUIÇÃO DE ESTACAS					SEÇÃO (mm)						Capacidade de Carga Solo-estrutura	Prof.	s	Reações					Altura do Bloco (cm)
Obra: Residência Unifamiliar Local: Lagoa da Conceição					165	185	205	235	265	305				7 Mpa	Carga Admissível (kN)				
PILAR	Seção cm x cm	Nmáx (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	190,60	239,60	294,20	386,60	491,60	651,20	Aoki-Velloso SP03	Solo (m)	m	Vertical Máx(kN)	Vertical Mín(kN)	Momento Hy (kN.m)	Momento Hx (kN.m)	Momento (kN.m)	
					232,41	279,61	330,93	415,61	509,56	649,21									8
P1	18x30	85,40	0,00	5,00	1							8	0,7	85,40	85,40	0,000	4,006	4,01	0,5
P2	18x40	79,80	-9,00	0,00	2							8	0,7	40,40	39,40	3,507	0,000	3,51	0,5
P3		130,20	9,00	5,00	2							8	0,7	65,60	64,60	3,507	1,691	3,89	0,5
P4	40x30	1104,60	-14,00	5,00						2		8	1,3	552,70	551,90	5,221	1,492	5,43	0,5
P5	18x50	680,40	14,00	0,00				2				8	1	340,76	339,64	5,583	0,000	5,58	0,5
P6	18x40	382,20	14,00	5,00				1				8	1	382,20	382,20	13,615	3,660	14,10	0,5
P7	18x30	165,20	-14,00	5,00			2					8	0,9	83,26	81,94	5,792	1,613	6,01	0,5
P8	18x40	246,30	0,00	5,00			1					8	0,9	246,30	246,30	0,000	3,787	3,79	0,5
P14	30x30	506,80	-15,00	5,00						1		8	1,3	506,80	506,80	13,768	3,442	14,19	0,5
P15	18x50	602,00	15,00	0,00						1		8	1,3	602,00	602,00	13,768	0,000	13,77	0,5
P16	18x40	393,40	15,00	5,00				1				8	1,15	393,40	393,40	14,361	3,556	14,80	0,5
P17	18x50	821,80	-15,00	0,00					2			8	1,15	411,41	410,39	5,901	0,000	5,90	0,5
P18	18x40	312,20	17,00	5,00					1			8	1,15	312,20	312,20	16,916	3,556	17,29	0,5
P19	18x40	320,40	17,00	5,00					1			8	1,15	320,40	320,40	16,916	3,556	17,29	0,5
P20	18x40	385,50	-19,00	5,00					1			8	1,15	385,50	385,50	19,579	3,556	19,90	0,5
P21	18x40	494,40	19,00	0,00				2				8	1	248,02	246,38	8,238	0,000	8,24	0,5

SEÇÃO (mm)						
165	185	205	235	265	305	
5	0	3	5	6	4	
23						

TOTAL

Tabela 14 - Distribuição de Estacas 2

DISTRIBUIÇÃO DE ESTACAS					SEÇÃO (mm)						Capacidade de Carga Solo-estrutura	Prof.	s	Reações						Altura do Bloco
Obra: Residência Unifamiliar Local: Lagoa da Conceição					165	185	205	235	265	305				7 Mpa	Carga Admissível (kN)					
PILAR	Seção cm x cm	Nmáx (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	190,60	239,60	294,20	386,60	491,60	651,20	Aoki-Velloso SP03	Solo (m)	m		Vertical Máx(kN)	Vertical Mín(kN)	Momento Hy (kN.m)	Momento Hx (kN.m)	Momento (kN.m)	(cm)
					232,41	279,61	330,93	415,61	509,56	649,21										
P1	18x30	85,40	0,00	5,00	1							8	0,7	85,40	85,40	0,000	4,006	4,01	0,5	
P2	18x40	79,80	-9,00	0,00	2							8	0,7	40,40	39,40	3,507	0,000	3,51	0,5	
P3		130,20	9,00	5,00	2							8	0,7	65,60	64,60	3,507	1,691	3,89	0,5	
P4	40x30	1104,60	-14,00	5,00				3				8	1	368,81	367,59	5,221	1,492	5,43	0,5	
P5	18x50	680,40	14,00	0,00				2				8	1	340,76	339,64	5,583	0,000	5,58	0,5	
P6	18x40	382,20	14,00	5,00				1				8	1	382,20	382,20	13,615	3,660	14,10	0,5	
P7	18x30	165,20	-14,00	5,00				2				8	1	83,20	82,00	5,792	1,613	6,01	0,5	
P8	18x40	246,30	0,00	5,00				1				8	1	246,30	246,30	0,000	3,787	3,79	0,5	
P14	30x30	506,80	-15,00	5,00				2				8	1	254,78	252,02	13,768	3,442	14,19	0,5	
P15	18x50	602,00	15,00	0,00				2				8	1	302,38	299,62	13,768	0,000	13,77	0,5	
P16	18x40	393,40	15,00	5,00					1			8	1,15	393,40	393,40	14,361	3,556	14,80	0,5	
P17	18x50	821,80	-15,00	0,00					2			8	1,15	411,41	410,39	5,901	0,000	5,90	0,5	
P18	18x40	312,20	17,00	5,00					1			8	1,15	312,20	312,20	16,916	3,556	17,29	0,5	
P19	18x40	320,40	17,00	5,00					1			8	1,15	320,40	320,40	16,916	3,556	17,29	0,5	
P20	18x40	385,50	-19,00	5,00					1			8	1,15	385,50	385,50	19,579	3,556	19,90	0,5	
P21	18x40	494,40	19,00	0,00				2				8	1	248,02	246,38	8,238	0,000	8,24	0,5	

TOTAL	SEÇÃO (mm)					
	165	185	205	235	265	305
	5	0	0	15	6	0

26

5. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido consolidou diversos conhecimentos adquiridos durante o período de graduação e estágio curricular e exigiu da graduanda pesquisas e compreensão de teorias e cálculos de métodos de previsão de capacidade lateral que não são previstos no currículo do curso.

Sendo o solo analisado composto por camadas de areia, como mostra os perfis de sondagem, o Método de Aoki-Velloso se mostra mais eficiente quanto à capacidade de carga vertical que o Método de Décourt-Quaresma. Isso se dá, basicamente, pelo fato do Método de Aoki-Velloso ser mais arrojado na consideração da resistência de ponta, expressando números significativos no resultado. Contudo, a diferença de 1 m de cravação calculada (8m pelo Método de Aoki-Vellos e 9 m pelo Método de Décourt-Quaresma) mostra a proximidade dos resultados obtidos, dando confiabilidade ao projetista.

Além disso, estacas pré-moldadas têm alto índice de quebras devido a dificuldade na cravação em camadas profundas de areia compacta, gerando perdas significativas de material, maiores vibrações e ruídos.

Para a maioria das seções, exceto a estaca de seção 305x305 mm, a capacidade de carga vertical foi limitada pela a tensão média atuante na seção de concreto de 7MPa. Portanto, esta é uma restrição extremamente importante no dimensionamento de fundações em estacas pré-moldadas de concreto, mas muitas vezes não praticadas por projetistas estruturais, que consideram apenas a capacidade estrutural das peças.

Os momentos fletores originados pelas cargas horizontais foram limitantes no dimensionamento das estacas nos pilares P2, P3, P7, P18, P19 e P20, necessitando de seções ou quantidades maiores no que diz respeito quando comparado à magnitude da capacidade de carga vertical.

Portanto, o estudo sugerido e aqui desenvolvido mostrou que para construções de pequeno porte, com cargas horizontais de

pequena magnitude, estacas pré-moldadas em concreto armado protendido podem ser implementadas satisfatoriamente quando considerados todos os fatores determinantes, tanto estrutural quanto à individualidade do solo em que serão implementadas.

Ainda, projetando-se uma estrutura que absorvesse essas cargas horizontais, transmitindo para a fundação apenas cargas verticais, possibilitaria a adoção de seções menores e, conseqüentemente, custos menores com as fundações.

5.1 SUGESTÕES DE CONTINUIDADE

No presente trabalho foram apresentadas teorias e métodos de cálculos de capacidade de carga do solo-estaca consagrados na área de engenharia de fundações. Contudo, em escritórios de projetos, muitos outros fatores são levados em consideração quando são dimensionadas tais estruturas. O fornecimento das estacas, equipes e equipamentos disponíveis, assim como o fator econômico são imprescindíveis na decisão final de um projeto a ser executado.

Como continuidade, sugere-se que trabalhos futuros discorram sobre tópicos que abordem o uso dos ensaios descritos e complementares, assim como o acompanhamento de cravações e provas de carga que comprovem as capacidades de cargas previstas pelos métodos. Outra alternativa é aplicar as teorias apresentadas utilizando outro perfil de solo, composto de solos coesivos, considerando a possível flambagem nas estacas e efeitos de atrito negativo.

Utilizar os dados apresentados aplicados a outros métodos de capacidade de carga lateral como, Método de Miche, Método Matlock e Reese, Método de Hansen entre outros.

Uma análise das consequências que momentos de segunda ordem podem causar à estrutura também é uma questão importante a ser avaliada e pode complementar os estudos aqui abordados.

6. REFERÊNCIAS

ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de Execução de Fundações Geotécnica -Práticas Recomendadas**. São Paulo: PINI, 2012.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

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

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484: Solo Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2001.

ALONSO, URBANO RODRIGUES. **Previsão e Controle das Fundações**. Ed. Edgard Blucher. São Paulo, 1991.

ALONSO, URBANO RODRIGUES. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. Ed. Edgard Blucher. São Paulo, 1989.

ARAÚJO, A. G. D de. **Provas De Carga Estática Com Carregamento Lateral Em Estacas Escavadas Hélice Contínua E Cravadas Metálicas Em Areia**. Dissertação de

Mestrado (Universidade Federal do Rio Grande do Norte). Natal, 2013.

BEER, FerdinandPierre; JOHNSTON, E. Russell (Elwood Russell). **Resistência dos materiais**. São Paulo: McGraw-Hill, 1982.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações: passo a passo**. Brasília: Editora UnB, 2003.

BPM PRÉMOLDADOS. **Diagrama de Esforço Normal x Momento Fletor**. Disponível em: <[http://www.bpm.com.br/produtos_e_servicos](http://www.bpm.com.br/produtos_e_servicos/#produtos_e_servicos) >. Acesso em: 20 de novembro de 2014.

CAPUTO, HOMERO PINTO. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Vol. 1. Ed. Livros Técnicos e Científicos. São Paulo, 1988.

CINTRA, J. C. A. *et al.* **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

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

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CUNHA, BRUNO R. **Dimensionamento das fundações de edifício multifamiliar em Governador celso ramos: um estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso (Universidade federal de Santa Catarina). Florianópolis, 2010.

DAS, Braja M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. Trad. da 7. ed. Norte-americana. Tradução: EZ2 Translate. Revisão técnica:

Leonardo Fagundes Rosemback Miranda. São Paulo: Cengage Learning, 2007.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1998.

INSTRUÇÃO NORMATIVA PARA DESCRIÇÃO DE TESTEMUNHO DE SONDAGENS ROTATIVAS E PARÂMETROS GEOMECÂNICOS. **IN-02/94**. Florianópolis, 1994.

PANITZ, CLARICE M. N. *et al.* **IV-010 Bacia hidrográfica da Lagoa da Conceição - zoneamento do corpo lagunar**. Disponível em:
< <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/abes22/cxxxiii.pdf>>.
Acesso em: 4 de maio de 2015.

POULOS, H. G. **Pile foundation analysis and design**. New York: J.Wiley, 1980.

PUEL, André. Cargas Horizontais nas Fundações. Disponível em:
< <http://faq.altoqi.com.br/content/261/634/pt-br/cargas-horizontais-nas-funda%C3%A7%C3%B5es.html>>. Acesso em: 5 de março de 2015.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2010) **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos. 528p.

APÊNDICES

APÊNDICE A - PLANILHAS DE CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL

Capacidade de carga pelo Método Aoki-Velloso

Obra:	Residência unifamiliar
Fundação:	1 Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01
Fator de segurança:	2,0
Lado / diâmetro:	0,165m
Área de ponta:	0,027m ²
Perímetro:	0,660m ²

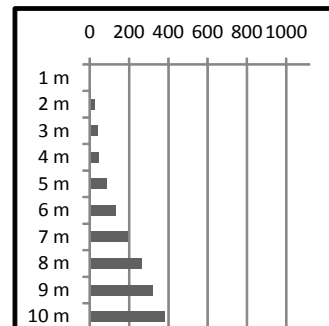
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	46,671	7,92	27,30
3 m	4	62,229	18,48	40,35
4 m	4	62,229	29,04	45,63
5 m	8	124,457	50,16	87,31
6 m	12	186,686	81,84	134,26
7 m	17	264,471	126,72	195,60
8 m	22	342,257	184,80	263,53
9 m	25	388,929	250,80	319,86
10 m	28	435,600	324,72	380,16



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,185m	
Área de ponta:	0,034m ²	
Perímetro:	0,740m ²	

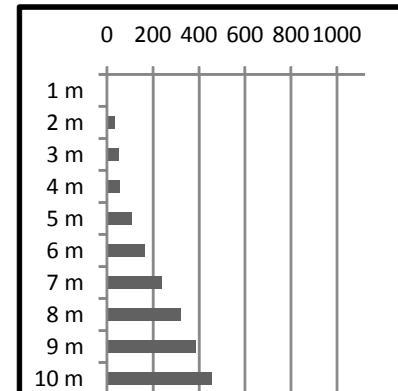
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	58,671	8,88	33,78
3 m	4	78,229	20,72	49,47
4 m	4	78,229	32,56	55,39
5 m	8	156,457	56,24	106,35
6 m	12	234,686	91,76	163,22
7 m	17	332,471	142,08	237,28
8 m	22	430,257	207,20	318,73
9 m	25	488,929	281,20	385,06
10 m	28	547,600	364,08	455,84



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,205m	
Área de ponta:	0,042m ²	
Perímetro:	0,820m ²	

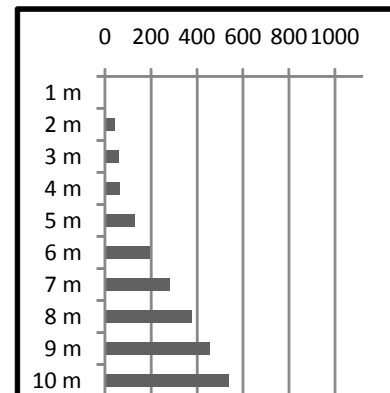
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	72,043	9,84	40,94
3 m	4	96,057	22,96	59,51
4 m	4	96,057	36,08	66,07
5 m	8	192,114	62,32	127,22
6 m	12	288,171	101,68	194,93
7 m	17	408,243	157,44	282,84
8 m	22	528,314	229,60	378,96
9 m	25	600,357	311,60	455,98
10 m	28	672,400	403,44	537,92



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,235m	
Área de ponta:	0,055m ²	
Perímetro:	0,940m ²	

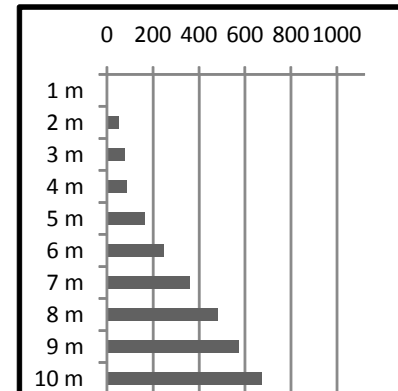
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	94,671	11,28	52,98
3 m	4	126,229	26,32	76,27
4 m	4	126,229	41,36	83,79
5 m	8	252,457	71,44	161,95
6 m	12	378,686	116,56	247,62
7 m	17	536,471	180,48	358,48
8 m	22	694,257	263,20	478,73
9 m	25	788,929	357,20	573,06
10 m	28	883,600	462,48	673,04



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

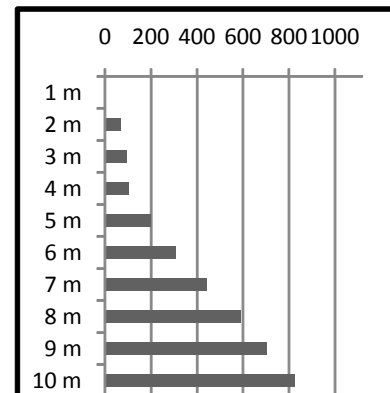
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	120,386	12,72	66,55
3 m	4	160,514	29,68	95,10
4 m	4	160,514	46,64	103,58
5 m	8	321,029	80,56	200,79
6 m	12	481,543	131,44	306,49
7 m	17	682,186	203,52	442,85
8 m	22	882,829	296,80	589,81
9 m	25	1.003,214	402,80	703,01
10 m	28	1.123,600	521,52	822,56



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

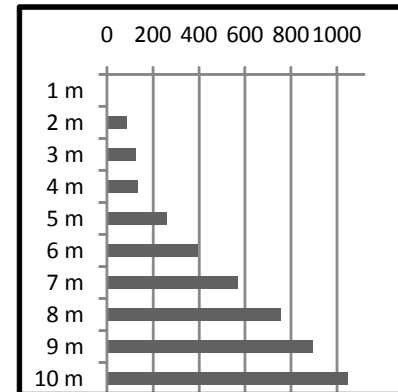
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = A_B * (K * N_{SPT} / F_1)$$

$$R_l = A_L * \alpha * (K * N_{SPT} / F_2)$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		-	-	-
2 m	3	159,471	14,64	87,06
3 m	4	212,629	34,16	123,39
4 m	4	212,629	53,68	133,15
5 m	8	425,257	92,72	258,99
6 m	12	637,886	151,28	394,58
7 m	17	903,671	234,24	568,96
8 m	22	1.169,457	341,60	755,53
9 m	25	1.328,929	463,60	896,26
10 m	28	1.488,400	600,24	1.044,32



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,165m	
Área de ponta:	0,027m ²	
Perímetro:	0,660m ²	

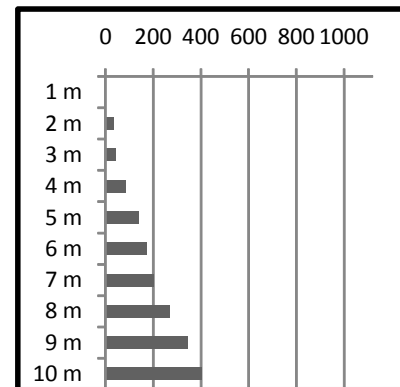
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	62,229	10,56	36,39
3 m	4	62,229	21,12	41,67
4 m	8	124,457	42,24	83,35
5 m	13	202,243	76,56	139,40
6 m	15	233,357	116,16	174,76
7 m	16	248,914	158,40	203,66
8 m	21	326,700	213,84	270,27
9 m	26	404,486	282,48	343,48
10 m	29	451,157	359,04	405,10



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,185m	
Área de ponta:	0,034m ²	
Perímetro:	0,740m ²	

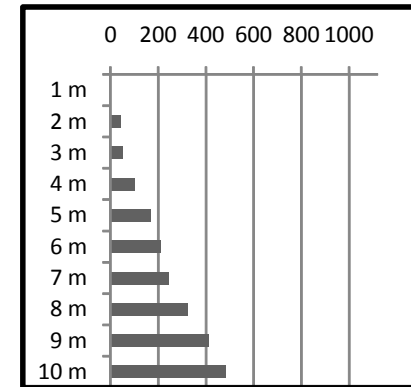
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	78,229	11,84	45,03
3 m	4	78,229	23,68	50,95
4 m	8	156,457	47,36	101,91
5 m	13	254,243	85,84	170,04
6 m	15	293,357	130,24	211,80
7 m	16	312,914	177,60	245,26
8 m	21	410,700	239,76	325,23
9 m	26	508,486	316,72	412,60
10 m	29	567,157	402,56	484,86



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,205m	
Área de ponta:	0,042m ²	
Perímetro:	0,820m ²	

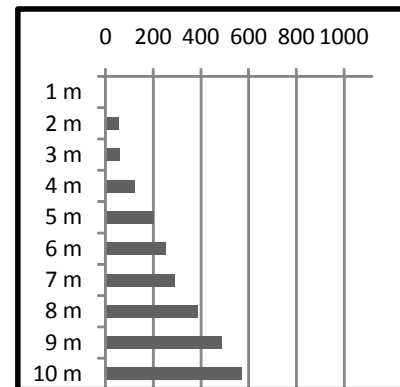
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	96,057	13,12	54,59
3 m	4	96,057	26,24	61,15
4 m	8	192,114	52,48	122,30
5 m	13	312,186	95,12	203,65
6 m	15	360,214	144,32	252,27
7 m	16	384,229	196,80	290,51
8 m	21	504,300	265,68	384,99
9 m	26	624,371	350,96	487,67
10 m	29	696,414	446,08	571,25



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,235m	
Área de ponta:	0,055m ²	
Perímetro:	0,940m ²	

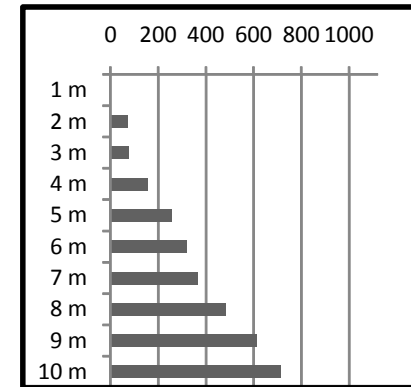
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	126,229	15,04	70,63
3 m	4	126,229	30,08	78,15
4 m	8	252,457	60,16	156,31
5 m	13	410,243	109,04	259,64
6 m	15	473,357	165,44	319,40
7 m	16	504,914	225,60	365,26
8 m	21	662,700	304,56	483,63
9 m	26	820,486	402,32	611,40
10 m	29	915,157	511,36	713,26



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

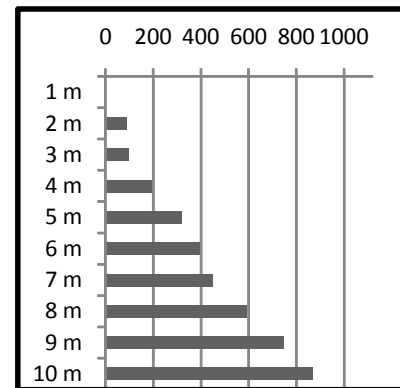
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	160,514	16,96	88,74
3 m	4	160,514	33,92	97,22
4 m	8	321,029	67,84	194,43
5 m	13	521,671	122,96	322,32
6 m	15	601,929	186,56	394,24
7 m	16	642,057	254,40	448,23
8 m	21	842,700	343,44	593,07
9 m	26	1.043,343	453,68	748,51
10 m	29	1.163,729	576,64	870,18



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

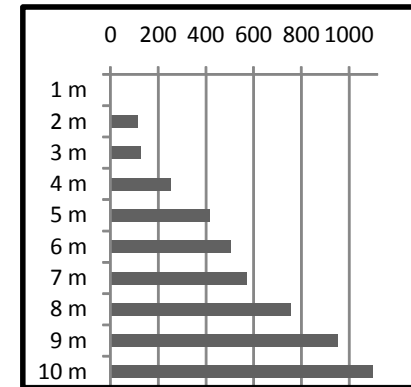
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	212,629	19,52	116,07
3 m	4	212,629	39,04	125,83
4 m	8	425,257	78,08	251,67
5 m	13	691,043	141,52	416,28
6 m	15	797,357	214,72	506,04
7 m	16	850,514	292,80	571,66
8 m	21	1.116,300	395,28	755,79
9 m	26	1.382,086	522,16	952,12
10 m	29	1.541,557	663,68	1.102,62



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,165m	
Área de ponta:	0,027m ²	
Perímetro:	0,660m ²	

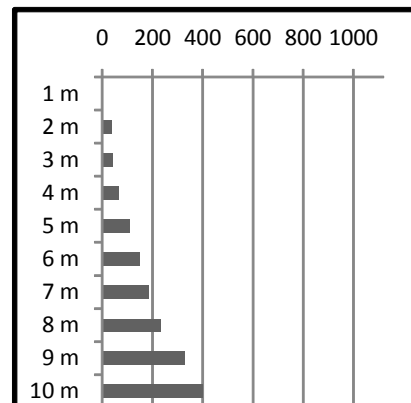
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	62,23	10,56	36,39
3 m	4	62,23	21,12	41,67
4 m	6	93,34	36,96	65,15
5 m	10	155,57	63,36	109,47
6 m	13	202,24	97,68	149,96
7 m	15	233,36	137,28	185,32
8 m	18	280,03	184,80	232,41
9 m	26	404,49	253,44	328,96
10 m	30	466,71	332,64	399,68



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,185m	
Área de ponta:	0,034m ²	
Perímetro:	0,740m ²	

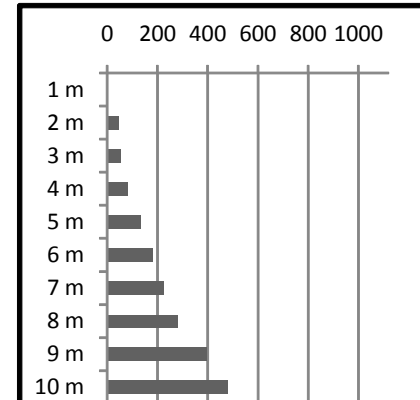
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	78,23	11,84	45,03
3 m	4	78,23	23,68	50,95
4 m	6	117,34	41,44	79,39
5 m	10	195,57	71,04	133,31
6 m	13	254,24	109,52	181,88
7 m	15	293,36	153,92	223,64
8 m	18	352,03	207,20	279,61
9 m	26	508,49	284,16	396,32
10 m	30	586,71	372,96	479,84



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,205m	
Área de ponta:	0,042m ²	
Perímetro:	0,820m ²	

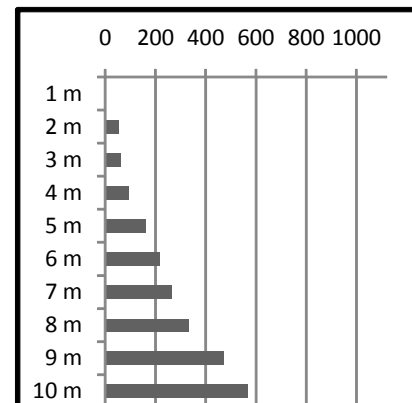
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	96,06	13,12	54,59
3 m	4	96,06	26,24	61,15
4 m	6	144,09	45,92	95,00
5 m	10	240,14	78,72	159,43
6 m	13	312,19	121,36	216,77
7 m	15	360,21	170,56	265,39
8 m	18	432,26	229,60	339,93
9 m	26	624,37	314,88	469,63
10 m	30	720,43	413,28	566,85



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,235m	
Área de ponta:	0,055m ²	
Perímetro:	0,940m ²	

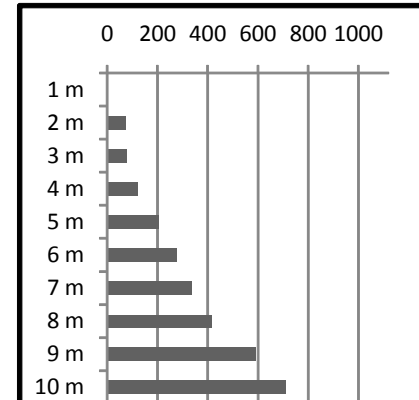
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	126,23	15,04	70,63
3 m	4	126,23	30,08	78,15
4 m	6	189,34	52,64	120,99
5 m	10	315,57	90,24	202,91
6 m	13	410,24	139,12	274,68
7 m	15	473,36	195,52	334,44
8 m	18	568,03	263,20	415,61
9 m	26	820,49	360,96	590,72
10 m	30	946,71	473,76	710,24



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

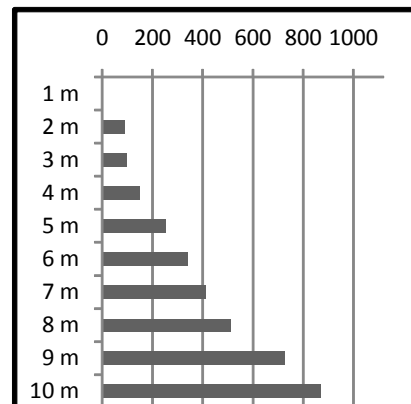
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	160,51	16,96	88,74
3 m	4	160,51	33,92	97,22
4 m	6	240,77	59,36	150,07
5 m	10	401,29	101,76	251,52
6 m	13	521,67	156,88	339,28
7 m	15	601,93	220,48	411,20
8 m	18	722,31	296,80	509,56
9 m	26	1.043,34	407,04	725,19
10 m	30	1.203,86	534,24	869,05



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-moldadas
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

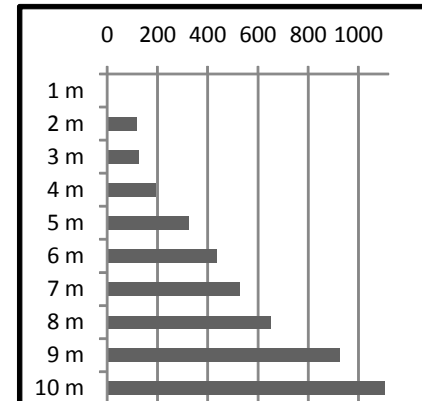
$$R_{adm} = R_t / F_s$$

$$R_t = R_p + R_l$$

$$R_p = AB * (K * NSPT / F_1)$$

$$R_l = AL * \alpha * (K * NSPT / F_2)$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _l (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		-	-	-
2 m	4	212,63	19,52	116,07
3 m	4	212,63	39,04	125,83
4 m	6	318,94	68,32	193,63
5 m	10	531,57	117,12	324,35
6 m	13	691,04	180,56	435,80
7 m	15	797,36	253,76	525,56
8 m	18	956,83	341,60	649,21
9 m	26	1.382,09	468,48	925,28
10 m	30	1.594,71	614,88	1.104,80



Capacidade de carga pelo Método Décourt-Quaresma

Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,165m	
Área de ponta:	0,027m ²	
Perímetro:	0,660m ²	

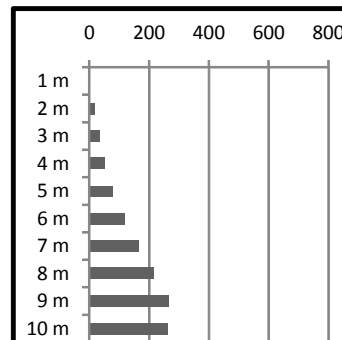
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT / 3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _L (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	25,41	13,20	19,31
3 m	4	39,93	28,60	34,27
4 m	4	58,08	44,00	51,04
5 m	8	87,12	68,20	77,66
6 m	12	134,31	101,20	117,76
7 m	17	185,13	145,20	165,17
8 m	22	232,32	200,20	216,26
9 m	25	272,25	261,80	267,03
10 m	28	192,39	330,00	261,20



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,185m	
Área de ponta:	0,034m ²	
Perímetro:	0,740m ²	

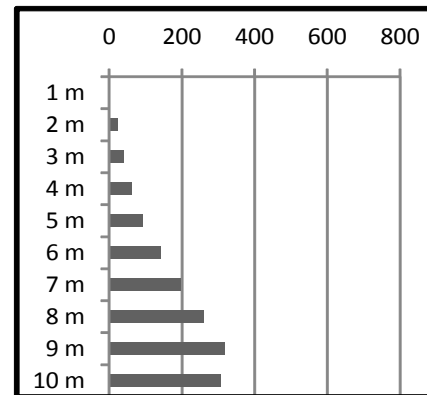
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	31,94	14,80	23,37
3 m	4	50,20	32,07	41,13
4 m	4	73,01	49,33	61,17
5 m	8	109,52	76,47	92,99
6 m	12	168,84	113,47	141,16
7 m	17	232,73	162,80	197,77
8 m	22	292,05	224,47	258,26
9 m	25	342,25	293,53	317,89
10 m	28	241,86	370,00	305,93



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,205m	
Área de ponta:	0,042m ²	
Perímetro:	0,820m ²	

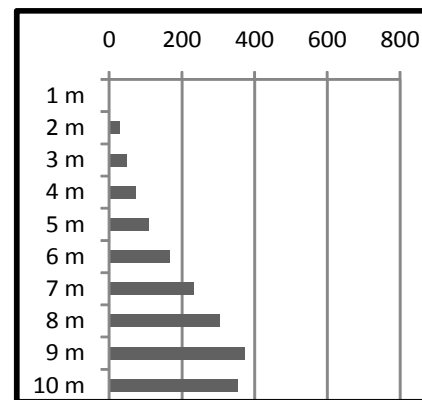
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	39,22	16,40	27,81
3 m	4	61,64	35,53	48,59
4 m	4	89,65	54,67	72,16
5 m	8	134,48	84,73	109,61
6 m	12	207,32	125,73	166,53
7 m	17	285,77	180,40	233,09
8 m	22	358,61	248,73	303,67
9 m	25	420,25	325,27	372,76
10 m	28	296,98	410,00	353,49



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,235m	
Área de ponta:	0,055m ²	
Perímetro:	0,940m ²	

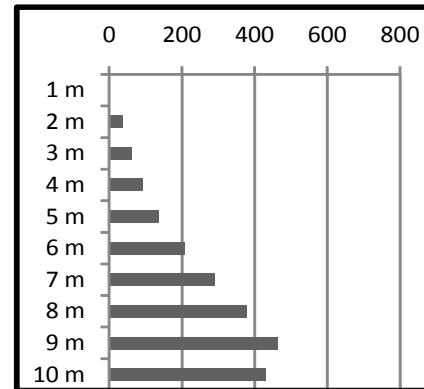
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	51,54	18,80	35,17
3 m	4	81,00	40,73	60,87
4 m	4	117,81	62,67	90,24
5 m	8	176,72	97,13	136,93
6 m	12	272,44	144,13	208,29
7 m	17	375,53	206,80	291,17
8 m	22	471,25	285,13	378,19
9 m	25	552,25	372,87	462,56
10 m	28	390,26	470,00	430,13



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

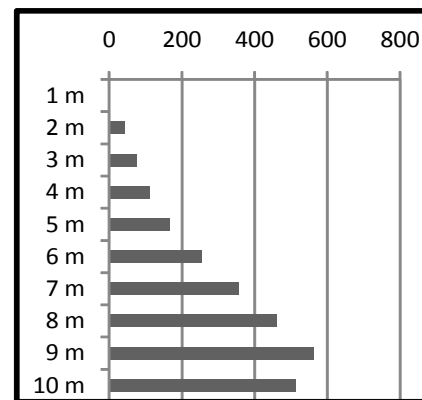
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	65,54	21,20	43,37
3 m	4	103,00	45,93	74,47
4 m	4	149,81	70,67	110,24
5 m	8	224,72	109,53	167,13
6 m	12	346,44	162,53	254,49
7 m	17	477,53	233,20	355,37
8 m	22	599,25	321,53	460,39
9 m	25	702,25	420,47	561,36
10 m	28	496,26	530,00	513,13



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP01	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

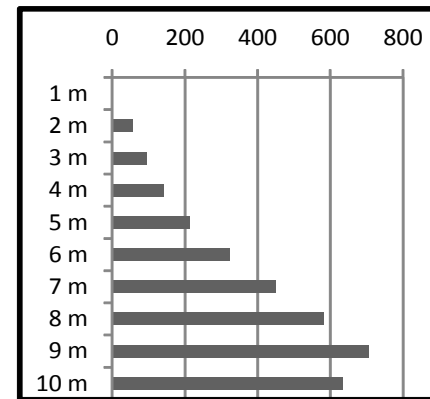
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _L (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	3	86,82	24,40	55,61
3 m	4	136,44	52,87	94,65
4 m	4	198,45	81,33	139,89
5 m	8	297,68	126,07	211,87
6 m	12	458,92	187,07	323,00
7 m	17	632,57	268,40	450,49
8 m	22	793,81	370,07	581,94
9 m	25	930,25	483,93	707,09
10 m	28	657,38	610,00	633,69



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,165m	
Área de ponta:	0,027m ²	
Perímetro:	0,660m ²	

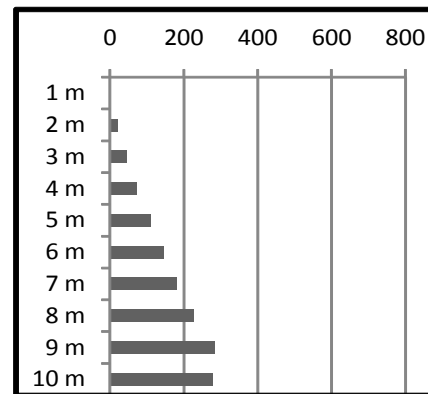
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	29,04	15,40	22,22
3 m	4	58,08	30,80	44,44
4 m	8	90,75	55,00	72,88
5 m	13	130,68	90,20	110,44
6 m	15	159,72	129,80	144,76
7 m	16	188,76	171,60	180,18
8 m	21	228,69	224,40	226,55
9 m	26	275,88	288,20	282,04
10 m	29	199,65	358,60	279,13



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,185m	
Área de ponta:	0,034m ²	
Perímetro:	0,740m ²	

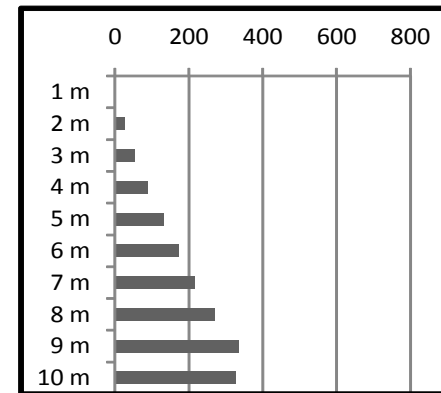
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	36,51	17,27	26,89
3 m	4	73,01	34,53	53,77
4 m	8	114,08	61,67	87,88
5 m	13	164,28	101,13	132,71
6 m	15	200,79	145,53	173,16
7 m	16	237,29	192,40	214,85
8 m	21	287,49	251,60	269,55
9 m	26	346,81	323,13	334,97
10 m	29	250,98	402,07	326,53



Obra:	Residência unifamiliar
Fundação:	1 Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02
Fator de segurança:	2,0
Lado / diâmetro:	0,205m
Área de ponta:	0,042m ²
Perímetro:	0,820m ²

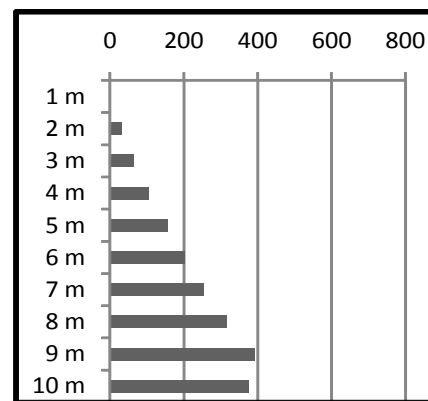
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	44,83	19,13	31,98
3 m	4	89,65	38,27	63,96
4 m	8	140,08	68,33	104,21
5 m	13	201,72	112,07	156,89
6 m	15	246,55	161,27	203,91
7 m	16	291,37	213,20	252,29
8 m	21	353,01	278,80	315,91
9 m	26	425,85	358,07	391,96
10 m	29	308,18	445,53	376,86



Obra:	Residência unifamiliar
Fundação:	1 Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02
Fator de segurança:	2,0
Lado / diâmetro:	0,235m
Área de ponta:	0,055m ²
Perímetro:	0,940m ²

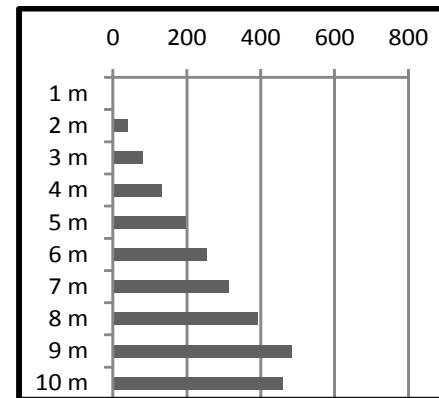
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3 + 1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	58,91	21,93	40,42
3 m	4	117,81	43,87	80,84
4 m	8	184,08	78,33	131,21
5 m	13	265,08	128,47	196,77
6 m	15	323,99	184,87	254,43
7 m	16	382,89	244,40	313,65
8 m	21	463,89	319,60	391,75
9 m	26	559,61	410,47	485,04
10 m	29	404,98	510,73	457,86



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

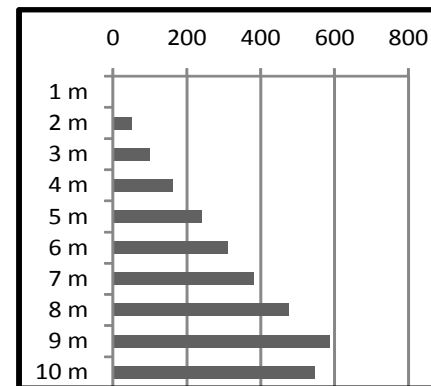
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3+1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	74,91	24,73	49,82
3 m	4	149,81	49,47	99,64
4 m	8	234,08	88,33	161,21
5 m	13	337,08	144,87	240,97
6 m	15	411,99	208,47	310,23
7 m	16	486,89	275,60	381,25
8 m	21	589,89	360,40	475,15
9 m	26	711,61	462,87	587,24
10 m	29	514,98	575,93	545,46



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP02	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

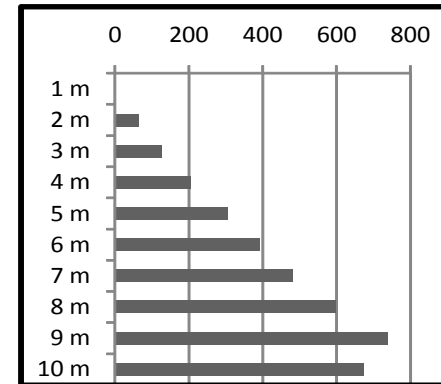
$$P_{adm} = PR/F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB \cdot (C \cdot NSPT) \cdot a$$

$$PL = AL \cdot [(NSPT/3+1)] \cdot \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	99,23	28,47	63,85
3 m	4	198,45	56,93	127,69
4 m	8	310,08	101,67	205,88
5 m	13	446,52	166,73	306,63
6 m	15	545,75	239,93	392,84
7 m	16	644,97	317,20	481,09
8 m	21	781,41	414,80	598,11
9 m	26	942,65	532,73	737,69
10 m	29	682,18	662,87	672,53



Obra:	Residência unifamiliar
Fundação:	1 Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03
Fator de segurança:	2,0
Lado / diâmetro:	0,165m
Área de ponta:	0,027m ²
Perímetro:	0,660m ²

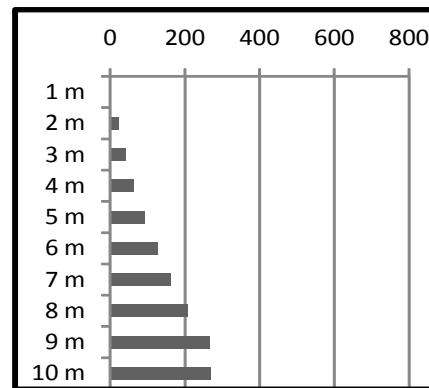
$$Padm = PR/Fs$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB*(C*NSPT)*a$$

$$PL = AL*[(NSPT/3+1)]*\beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	29,04	15,40	22,22
3 m	4	50,82	30,80	40,81
4 m	6	72,60	50,60	61,60
5 m	10	105,27	79,20	92,24
6 m	13	137,94	114,40	126,17
7 m	15	166,98	154,00	160,49
8 m	18	214,17	200,20	207,19
9 m	26	268,62	264,00	266,31
10 m	30	203,28	336,60	269,94



Obra:	Residência unifamiliar
Fundação:	1 Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03
Fator de segurança:	2,0
Lado / diâmetro:	0,185m
Área de ponta:	0,034m ²
Perímetro:	0,740m ²

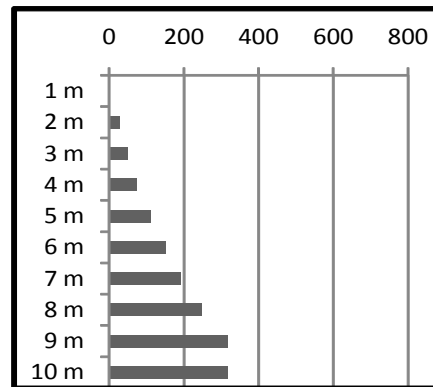
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT/3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _L (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	36,51	17,27	26,89
3 m	4	63,89	34,53	49,21
4 m	6	91,27	56,73	74,00
5 m	10	132,34	88,80	110,57
6 m	13	173,41	128,27	150,84
7 m	15	209,91	172,67	191,29
8 m	18	269,24	224,47	246,85
9 m	26	337,69	296,00	316,84
10 m	30	255,55	377,40	316,47



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,205m	
Área de ponta:	0,042m ²	
Perímetro:	0,820m ²	

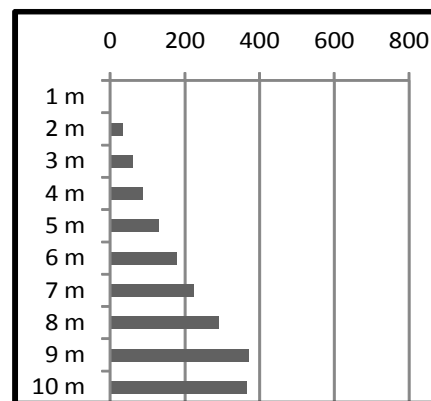
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT/3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	44,83	19,13	31,98
3 m	4	78,45	38,27	58,36
4 m	6	112,07	62,87	87,47
5 m	10	162,50	98,40	130,45
6 m	13	212,93	142,13	177,53
7 m	15	257,75	191,33	224,54
8 m	18	330,60	248,73	289,67
9 m	26	414,65	328,00	371,32
10 m	30	313,79	418,20	365,99



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,235m	
Área de ponta:	0,055m ²	
Perímetro:	0,940m ²	

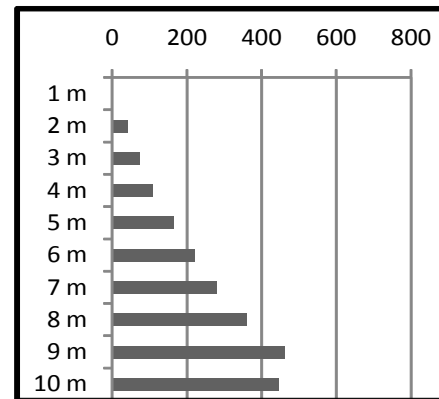
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT / 3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _L (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	58,91	21,93	40,42
3 m	4	103,09	43,87	73,48
4 m	6	147,27	72,07	109,67
5 m	10	213,54	112,80	163,17
6 m	13	279,81	162,93	221,37
7 m	15	338,71	219,33	279,02
8 m	18	434,44	285,13	359,79
9 m	26	544,89	376,00	460,44
10 m	30	412,35	479,40	445,87



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,265m	
Área de ponta:	0,070m ²	
Perímetro:	1,060m ²	

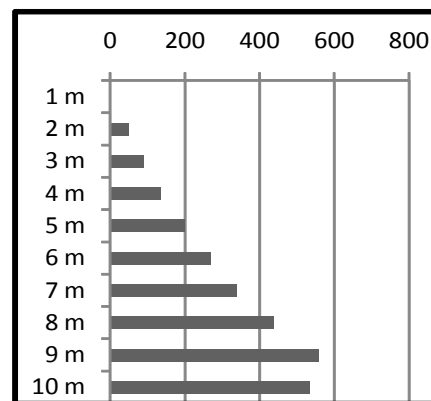
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT/3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	Rp (kN)	RL (kN)	Radm (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	74,91	24,73	49,82
3 m	4	131,09	49,47	90,28
4 m	6	187,27	81,27	134,27
5 m	10	271,54	127,20	199,37
6 m	13	355,81	183,73	269,77
7 m	15	430,71	247,33	339,02
8 m	18	552,44	321,53	436,99
9 m	26	692,89	424,00	558,44
10 m	30	524,35	540,60	532,47



Obra:	Residência unifamiliar	
Fundação:	1	Pré-Moldada
Furo de Sondagem:	SP03	
Fator de segurança:	2,0	
Lado / diâmetro:	0,305m	
Área de ponta:	0,093m ²	
Perímetro:	1,220m ²	

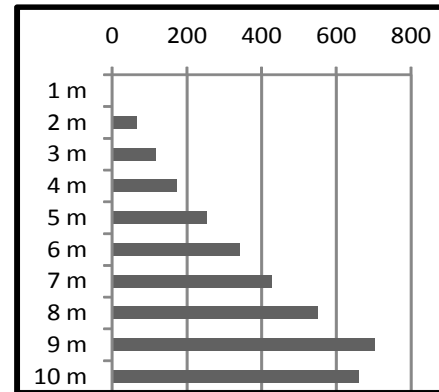
$$P_{adm} = PR / F_s$$

$$PR = PP + PL$$

$$PP = AB * (C * NSPT) * a$$

$$PL = AL * [(NSPT / 3 + 1)] * \beta$$

Prof.	NSPT	R _p (kN)	R _L (kN)	R _{adm} (kN)
1 m		0,0		0,0
2 m	4	99,23	28,47	63,85
3 m	4	173,65	56,93	115,29
4 m	6	248,07	93,53	170,80
5 m	10	359,70	146,40	253,05
6 m	13	471,33	211,47	341,40
7 m	15	570,55	284,67	427,61
8 m	18	731,80	370,07	550,93
9 m	26	917,85	488,00	702,92
10 m	30	694,59	622,20	658,39



APÊNDICE B - PLANILHA DE CAPACIDADE DE CARGA HORIZONTAL

Seção (mm)	Elemento	H _z (kN)	H _{z,máx} (kN)	H _{z, mín} (kN)	H _{dx} (KN)	H _{dy} (KN)	f x(m)	f y (m)	Mu, y (KNm)	Mu, x (KNm)	Mu, r (KNm)
165	P1	85,40	85,40	85,40	-	7,50	-	0,852	-	4,006	4,006
2x165	P2	39,90	40,40	39,40	6,75	-	0,809	-	3,507	-	3,507
2x165	P3	65,10	65,60	64,60	6,75	3,75	0,809	0,603	3,507	1,691	3,893
2x305	P4	552,30	552,70	551,90	10,50	3,75	0,742	0,443	5,221	1,492	5,430
2x235	P5	340,20	340,76	339,64	10,50	-	0,845	-	5,583	-	5,583
235	P6	382,20	382,20	382,20	21,00	7,50	1,195	0,714	13,615	3,660	14,099
2x205	P7	82,60	83,26	81,94	10,50	3,75	0,905	0,541	5,792	1,613	6,012
205	P8	246,30	246,30	246,30	-	7,50	-	0,765	-	3,787	3,787
305	P14	506,80	506,80	506,80	22,50	7,50	1,086	0,627	13,768	3,442	14,192
305	P15	602,00	602,00	602,00	22,50	-	1,086	-	13,768	-	13,768
265	P16	393,40	393,40	393,40	22,50	7,50	1,165	0,673	14,361	3,556	14,795
2x265	P17	410,90	411,41	410,39	11,25	-	0,824	-	5,901	-	5,901
265	P18	312,20	312,20	312,20	25,50	7,50	1,240	0,673	16,916	3,556	17,285
265	P19	320,40	320,40	320,40	25,50	7,50	1,240	0,673	16,916	3,556	17,285
265	P20	385,50	385,50	385,50	28,50	7,50	1,311	0,673	19,579	3,556	19,900
2x235	P21	247,20	248,02	246,38	14,25	-	0,984	-	8,238	-	8,238

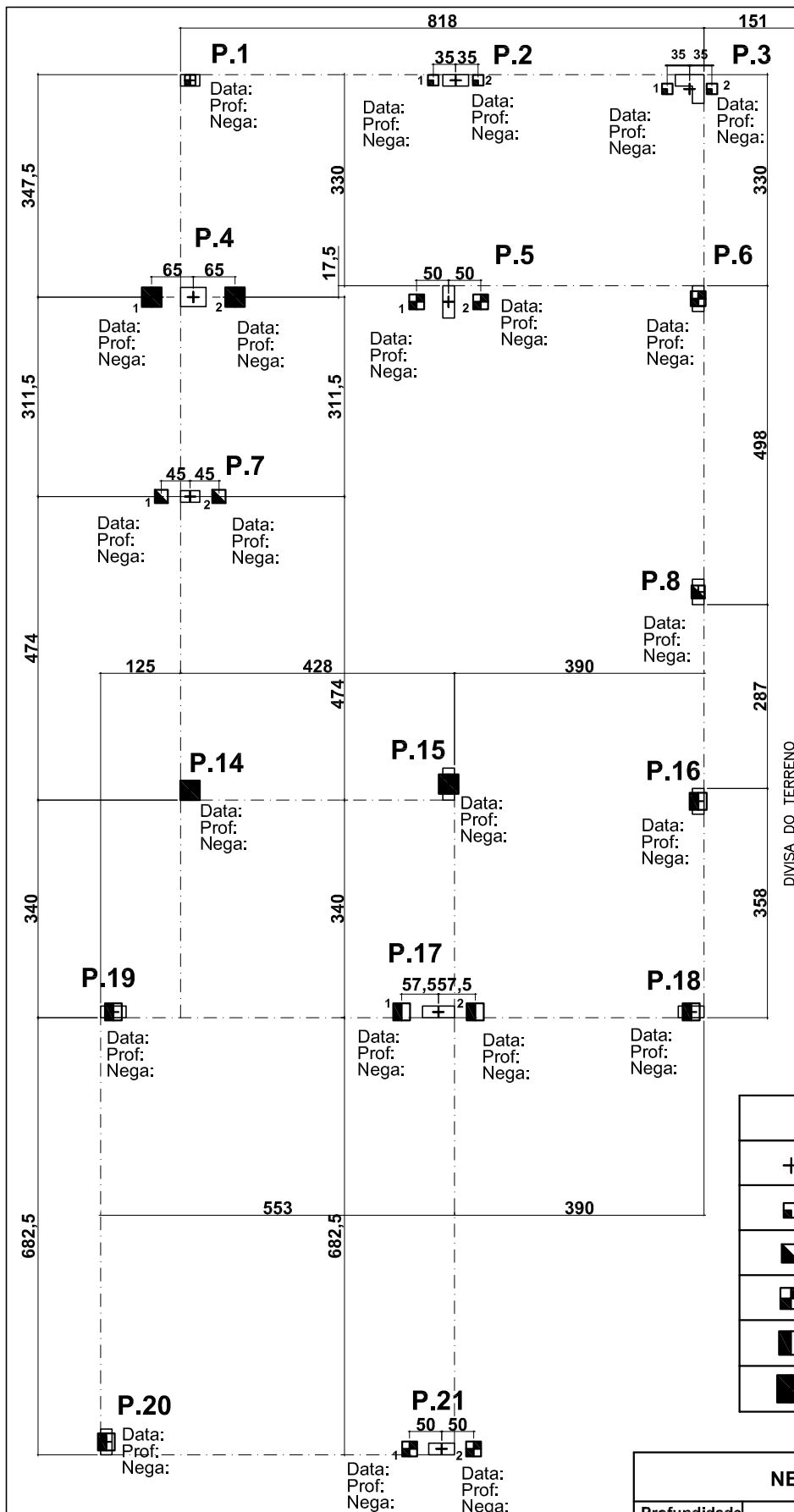
Peso específico do solo: 18kN/m³

Kp : 2,3176

e: 0,5 m

Ângulo de atrito: 23,4graus

**APÊNDICE C - PROJETO GEOTÉCNICO DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS**



LOCAÇÃO DAS ESTACAS

Obs: medidas em centímetros.

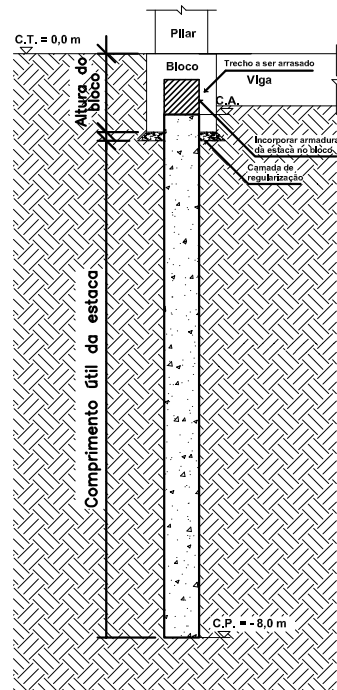
DETALHE GENÉRICO DAS ESTACAS

Sem Escala

C.T. = Cota do Terreno

C.P. = Cota de Ponta da Estaca

C.A. = Cota de Arrasamento



RESUMO DE ESTACAS

Seção (mm)	QUANTIDADE (un)
165x165	5
205x205	3
235x235	5
265x265	6
305x305	4

LEGENDA

+	EIXO DOS PILARES
□	ESTACA DE 165x165mm
▤	ESTACA DE 205x205mm
▥	ESTACA DE 235x235mm
▧	ESTACA DE 265x265mm
▨	ESTACA DE 305x305mm

NEGAS ADMISSÍVEIS

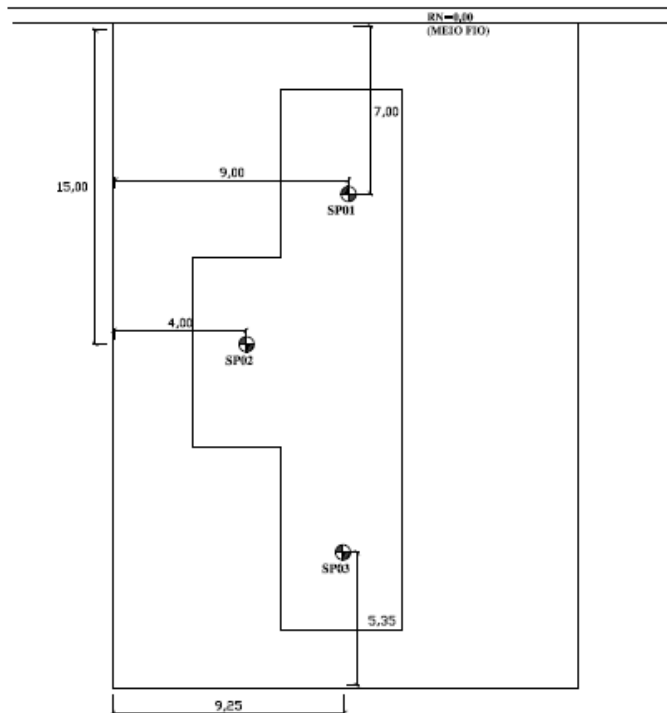
Profundidade da estaca (m)	Seção (mm x mm)				
	165x165	205x205	235x235	265x265	305x305
8,0	2,5 cm	2,5cm	1,85 cm	1,4 cm	1,0 cm

Peso do martelo: 2.000 kg
Altura de queda do martelo: 60 cm

TÍTULO LOAÇÃO DAS ESTACAS	DATA JUN/2015
LOCAL Rua Di Cavalcanti, Lagoa da Conceição, Florianópolis, SC	ESCALA 1:100

ANEXO A – CROQUI DE LOCAÇÃO E PERFIS DOS FUROS DE SONDAAGEM

RUA INTERNA (CONDOMÍNIO)



Esc: s/ escala

OBS: Todas as medidas estão em metros
e com ponto para separação decimal,

CONVENÇÃO:



FURO DE SONDAAGEM (SPT)

PERFIL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO - SPT					FURO: SP01	DATA: 12/11/2015									
CLIENTE:					COTA (m): 0,00	REF.:									
OBRA: Residência Unifamiliar					COORD. N:	FOLHA: 01/01									
LOCAL: Cond. Marina Philippi, Lagoa da Conceição, Florianópolis, SC.					COORD. E:	INÍCIO: 12/11/2014									
						TÉRMINO: 12/11/2014									
COTA (m) (Escala 1:100)	AVANÇO / REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA DA CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO / AMOSTRAS	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO			GRÁFICO N _{SPT} (GOLPES)							
					ENSAYO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	INICIAL	FINAL - N _{SPT}	10	20	30	40				
	1,00			00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				01	1/15	1/15	1/15	2	2						
				02	1/15	1/15	2/15	2	3						
				03	2/15	2/15	2/15	4	4						
			3,90	04	1/15	2/15	2/15	3	4						
		5,50		05	3/15	4/15	4/15	7	8						
				06	5/15	6/15	6/15	11	12						
			7,40	07	7/15	8/15	9/15	15	17						
				08	10/15	11/15	11/15	21	22						
				09	11/15	12/15	13/15	23	25						
			10,45	10	12/15	13/15	14/15	25	28						
					POR SOLICITAÇÃO DO(A) CONTRATANTE, A PERFORAÇÃO FOI PARALISADA NA PROFUNDIDADE DE 10,45m.										
					N.A. INICIAL: 12/11/2014 - 6,00m N.A. FINAL: 13/11/2014 - 5,50m										
					CA										
					TI										
					NR										
					TA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										
					CA										
					TI										

PERFIL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO - SPT					FURO: SP02	DATA: 12/11/2015								
CLIENTE:					COTA (m): 0,00	REF.:								
OBRA: Residência Unifamiliar					COORD. N:	FOLHA: 01/01								
LOCAL: Cond. Marina Philippi, Lagoa da Conceição, Florianópolis, SC.					COORD. E:	INÍCIO: 12/11/2014								
						TÉRMINO: 12/11/2014								
COTA (m) (Escala 1:100)	AVANÇO / REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA DA CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO / AMOSTRAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (Táctil-Visual)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO			GRÁFICO N _{SPT} (GOLPES)					
						ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	INICIAL	FINAL - N _{SPT}	10	20	30	40		
	TI 1,00 CA			00		-	-	-						
			3,15	01 02	Areia muito fina, fofa. Cor: marrom.	1/15 1/15 2/15	2	3						
			5,00	03 04	Areia média, fofa a pouco compacta. Cor: amarelado.	1/15 2/15 2/15	3	4						
		5,50	10,45	05 06 07 08 09 10	Areia média, compacta. Cor: amarelo.	1/15 2/15 2/15	3	4						
						2/15 4/15 4/15	6	8						
						5/15 6/15 7/15	11	13						
						6/15 7/15 8/15	13	15						
						6/15 8/15 8/15	14	16						
						9/15 10/15 11/15	19	21						
						10/15 13/15 13/15	23	26						
						13/15 14/15 15/15	27	29						
					POR SOLICITAÇÃO DO(A) CONTRATANTE, A PERFURAÇÃO FOI PARALISADA NA PROFUNDIDADE DE 10,45m.									
NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO			ENSAIO DE LAVAGEM			ESPECIFICAÇÃO DO EQUIPAMENTO								
PROF. (m)	HORA	DATA	PERÍODO	DE (m)	A (m)	AVANÇO (m)	REVESTIMENTO = Ø 66,5 mm, AMOSTRADOR Ø INTERNO = 34,9 mm AMOSTRADOR Ø EXTERNO = 50,8 mm PESO DO MARTELO = 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm							
INICIAL: 5,30	08:15	12/11/2014	1° 10 mim											
10 mim: 5,50	08:25	12/11/2014	2° 10 mim											
FINAL: 5,50	08:00	13/11/2014	3° 10 mim											
PROFUNDIDADE DO REVEST. (m): 0,00			EQUIPE DE CAMPO			RESPONSÁVEL TÉCNICO								
OBS:			OPERADOR:											
			AJUDANTE 1:											
			AJUDANTE 2:											
			AJUDANTE 3:											
LEGENDAS:														
NA N.F.E. = NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO							NR = NÃO RECUPERADA							
TC = TRADO CAVADEIRA							TH = TRADO HELICOIDAL							
							TA = TRADO CONCHA							
							TI = TRADO IPT							
							CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							

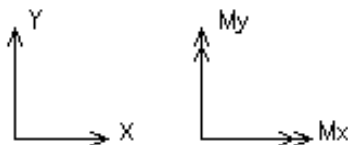
PERFIL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO - SPT					FURO: SP03	DATA: 12/11/2015									
CLIENTE:					COTA (m): 0,00	REF.:									
OBRA: Residência Unifamiliar					COORD. N:	FOLHA: 01/01									
LOCAL: Cond. Marina Philippi, Lagoa da Conceição, Florianópolis, SC.					COORD. E:	INÍCIO: 12/11/2014									
						TÉRMINO: 12/11/2014									
COTA (m) (Escala 1:100)	AVANÇO / REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA DA CAMADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO / AMOSTRAS	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO			GRÁFICO N _{SPT} (GOLPES)							
					ENSAYO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	INICIAL	FINAL - N _{SPT}	10	20	30	40				
	1,00			00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
				01	1	1	2	2	3						
				02	1	2	2	3	4						
			3,00	03	2	2	2	4	4						
				04	2	2	3	18	18						
				05	4	5	5	9	10						
		5,45		06	5	5	7	10	12						
			6,00	07	6	7	8	13	15						
				08	8	8	10	16	18						
				09	10	12	14	22	26						
				10	12	14	16	26	30						
					POR SOLICITAÇÃO DO(A) CONTRATANTE, A PERFURAÇÃO FOI PARALISADA NA PROFUNDIDADE DE 10,45m.										
					N.A. INICIAL: 12/11/2014 - 6,10m N.A. FINAL: 13/11/2014 - 5,45m										
					NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO			ENSAIO DE LAVAGEM			ESPECIFICAÇÃO DO EQUIPAMENTO				
					PROF. (m)	HORA	DATA	PERÍODO	DE (m)	A (m)	AVANÇO (m)	REVESTIMENTO = Ø 66,5 mm, AMOSTRADOR Ø INTERNO = 34,9 mm AMOSTRADOR Ø EXTERNO = 50,8 mm PESO DO MARTELO = 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm			
					INICIAL: 6,10	15:00	12/11/2014	1° 10 mim							
					10 mim: 5,75	15:10	12/11/2014	2° 10 mim							
					FINAL: 5,45	8:30	13/11/2014	3° 10 mim							
					PROFUNDIDADE DO REVEST. (m): 0,00			EQUIPE DE CAMPO			RESPONSÁVEL TÉCNICO				
					OBS:			OPERADOR:							
								AJUDANTE 1:							
								AJUDANTE 2:							
								AJUDANTE 3:							
LEGENDAS:															
NA N.F.E. = NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO NR = NÃO RECUPERADA - - - - - 30 cm INICIAIS ——— 30 cm FINAIS REVESTIMENTO TC = TRADO CAVADEIRA TH = TRADO HELICOIDAL TA = TRADO CONCHA TI = TRADO IPT CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA															

ANEXO B – TABELA DE CARGAS E LOCAÇÃO DOS PILARES

FZ MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações					
Elem	Fz (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
P1	85,4	-	5,00	0	0
P2	79,8	- 9,00	-	0	0
P3	130,2	9,00	5,00	0	0
P4	1104,6	- 14,00	5,00	0	0
P5	680,4	14,00	-	0	0
P6	382,2	14,00	5,00	0	0
P7	165,2	- 14,00	5,00	0	0
P8	246,3	-	5,00	0	0
P14	506,8	- 15,00	5,00	0	0
P15	602	15,00	-	0	0
P16	393,4	15,00	5,00	0	0
P17	821,8	- 15,00	-	0	0
P18	312,2	17,00	5,00	0	0
P19	320,4	17,00	5,00	0	0
P20	385,5	- 19,00	5,00	0	0
P21	494,4	19,00	-	0	0

NOTAS IMPORTANTES:

- ESFORÇOS COM VALORES CARACTERÍSTICOS;
- Fz NEGATIVO SIGNIFICA TRAÇÃO;
- AS REAÇÕES DE APOIO REFEREM-SE AO SISTEMA GLOBAL DE EIXOS COORDENADOS (X,Y), INDICADOS NA CONVENÇÃO ABAIXO:



**ANEXO C - DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X
MOMENTO FLETOR**



PRÉ-MOLDADOS

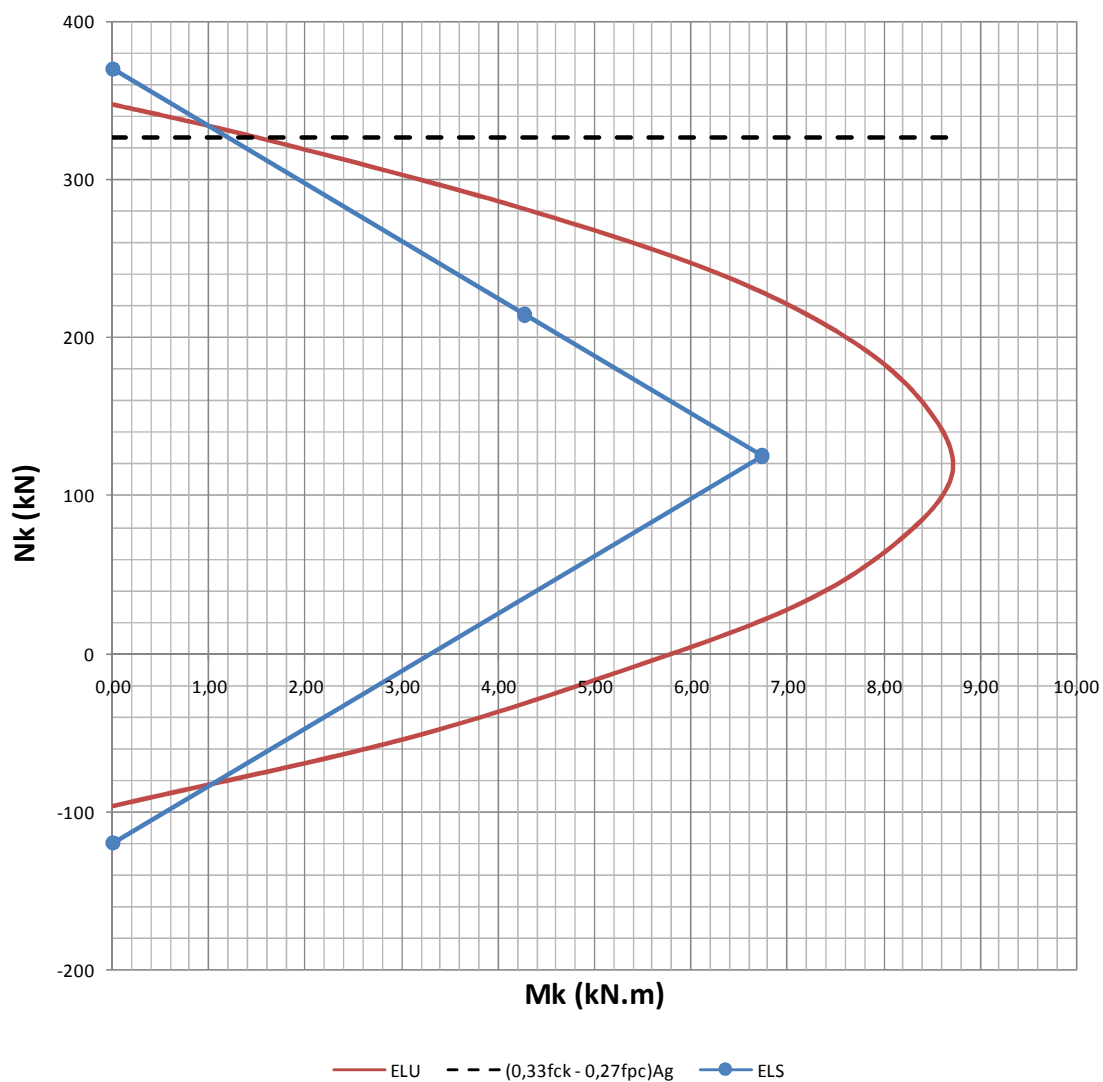
® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 11 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 165 mm x 165 mm





PRÉ-MOLDADOS

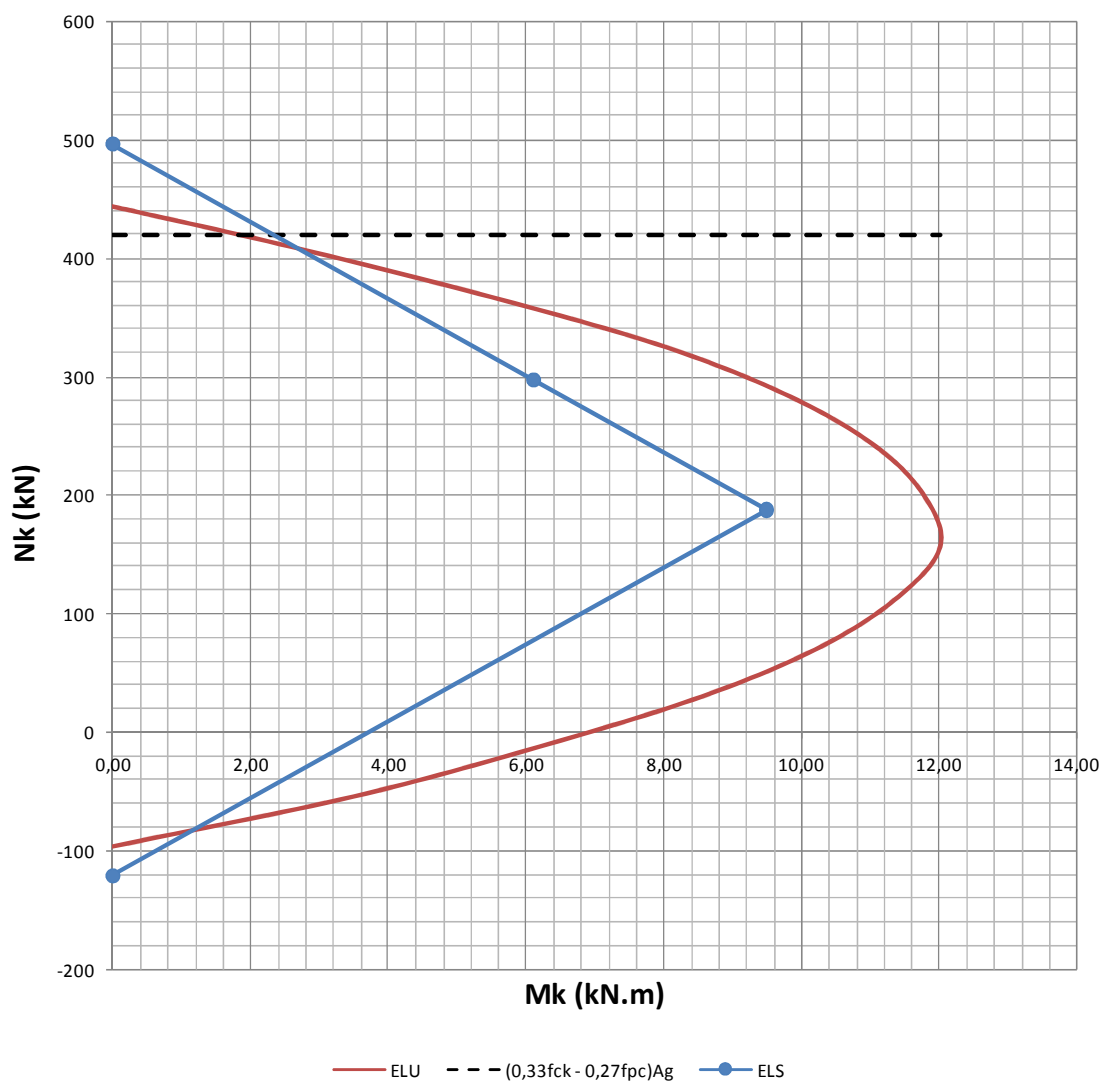
® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 12 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 185 mm x 185 mm





® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

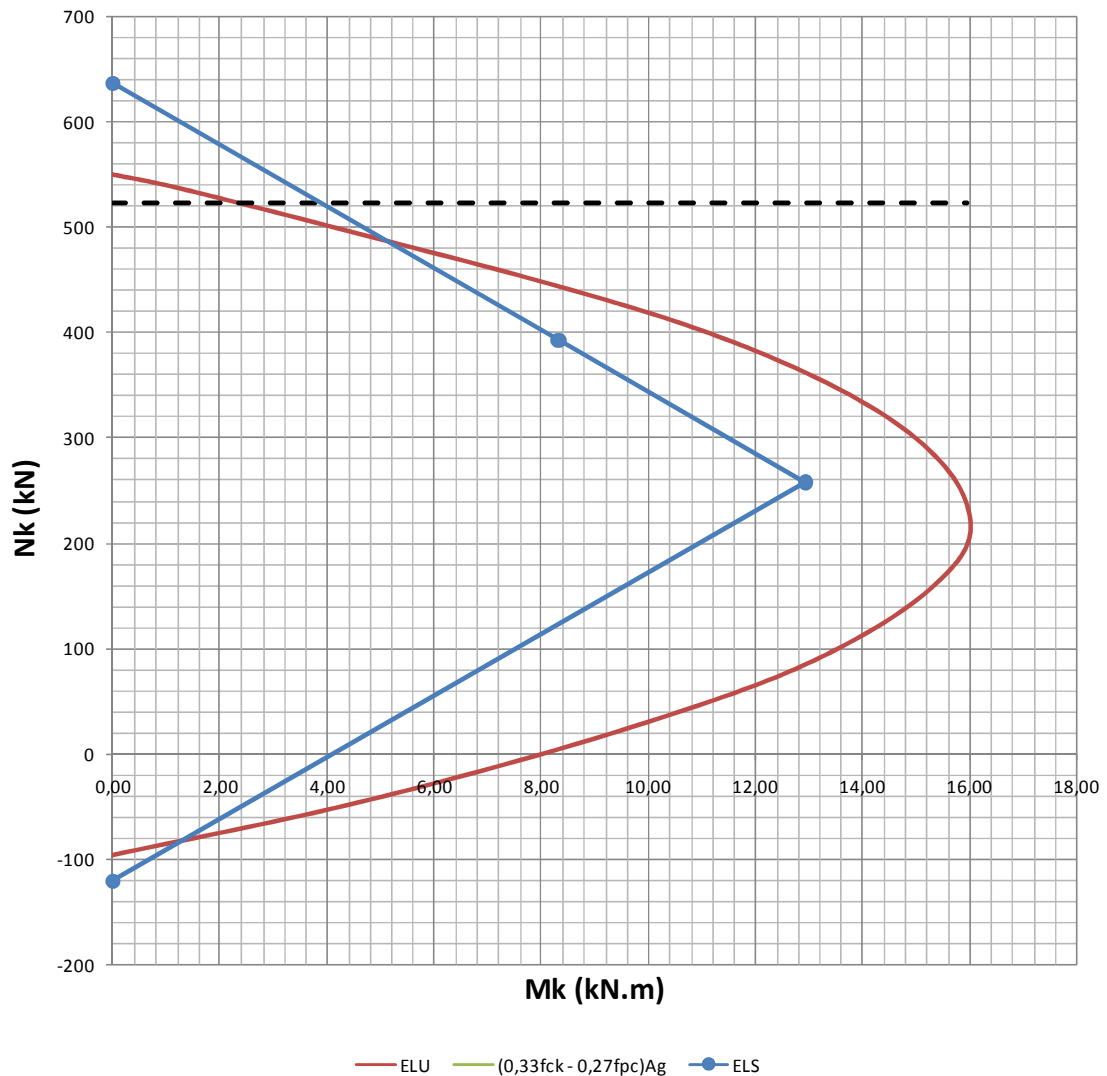
PRÉ-MOLDADOS

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 13 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 205 mm x 205 mm





® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

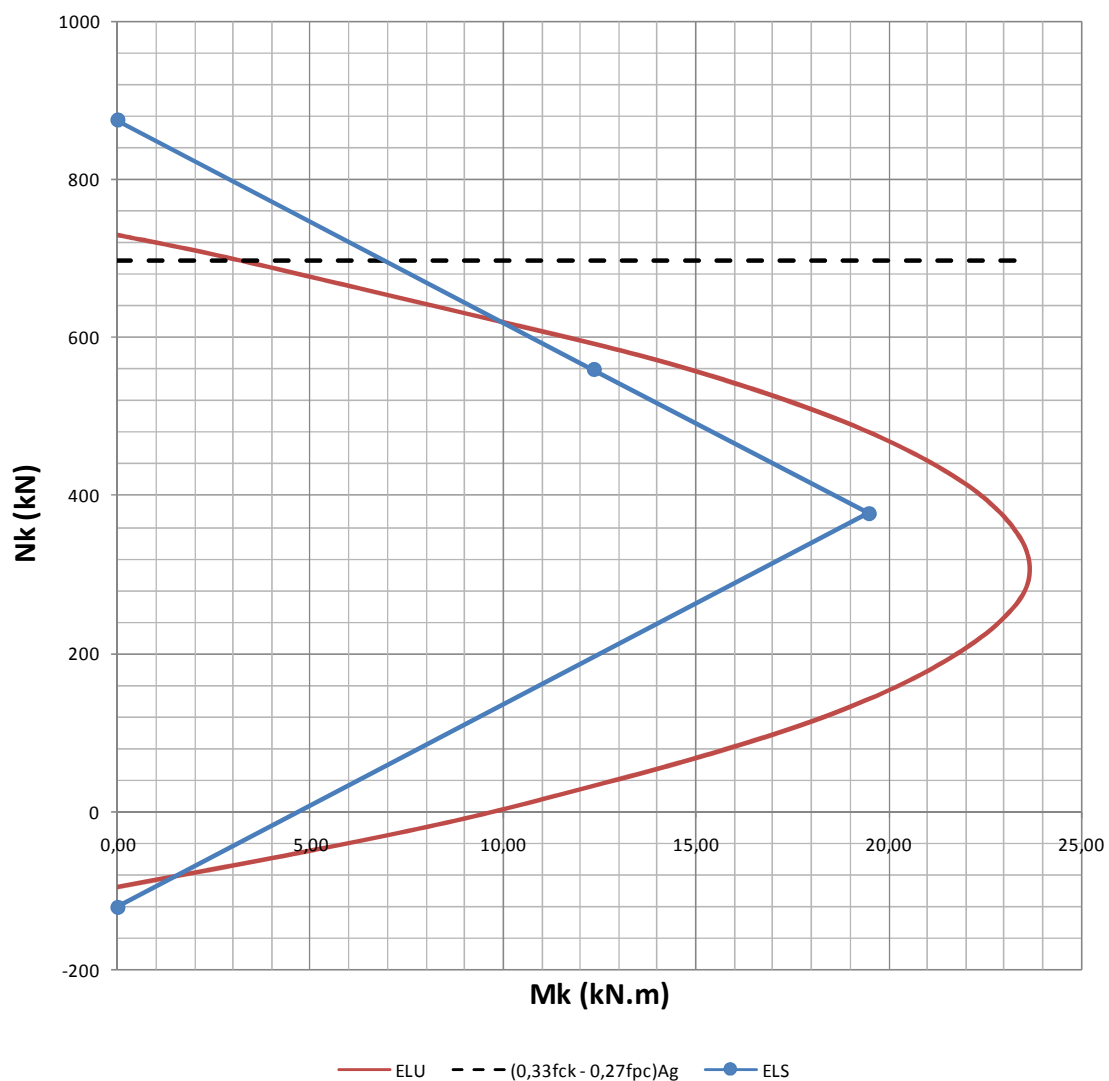
PRÉ-MOLDADOS

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 14 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 235 mm x 235 mm





PRÉ-MOLDADOS

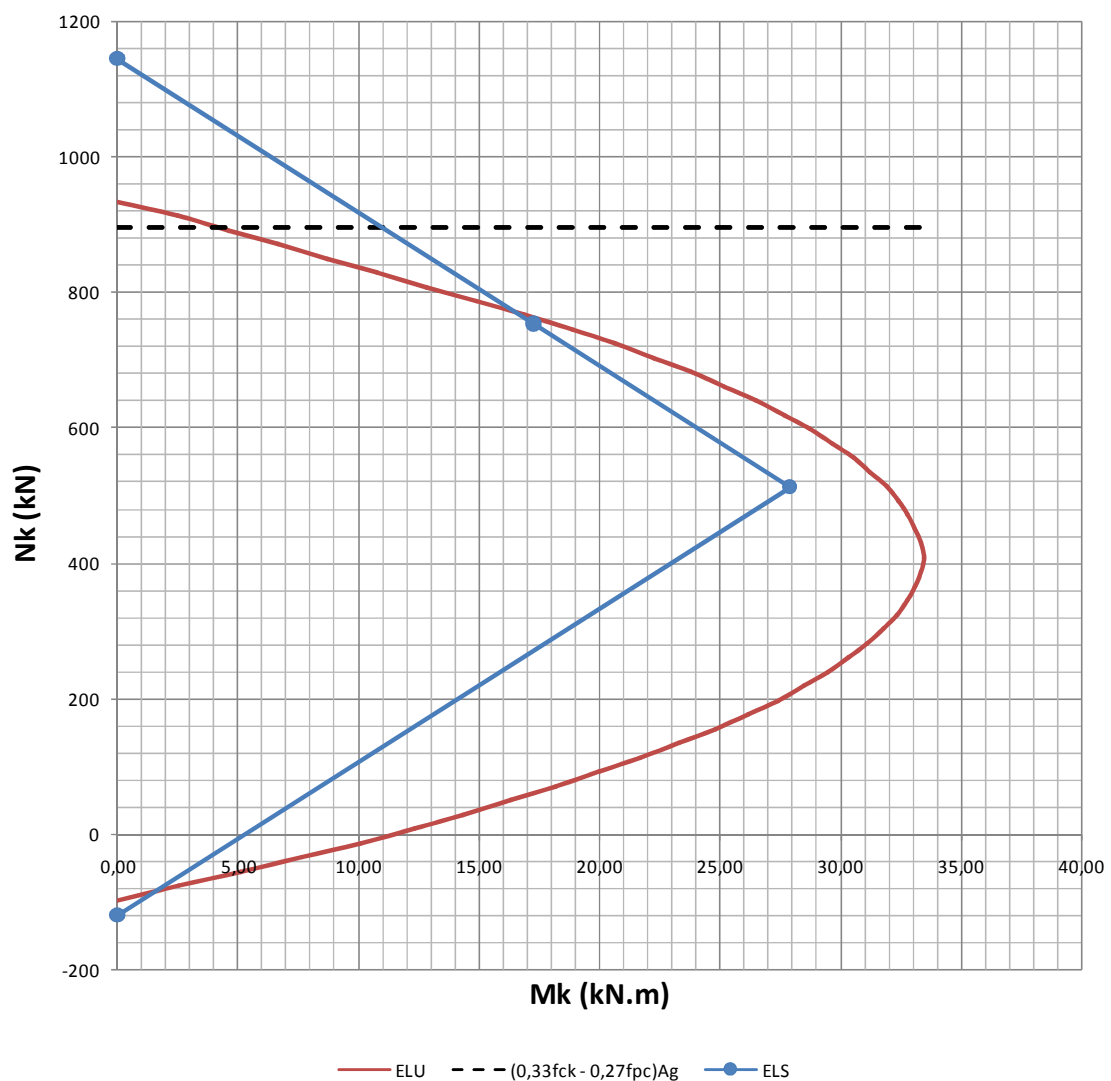
® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 15 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 265 mm x 265 mm





PRÉ-MOLDADOS

® Rod. Luiz Rosso, 9.438 - 4ª Linha - CEP
88803-470 - Criciúma - SC
Fone: 48 34318500 - Fax: 34318510

DIAGRAMAS ESFORÇO NORMAL X MOMENTO FLETOR

PRODUTO ESTACA PROTENDIDA BPM

Folha 16 de 17

9.1 – Diagrama para estaca 305 mm x 305 mm

