



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

IURY OLIVEIRA CORDEIRO

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE CAPACIDADE DE
CARGA E RECALQUES COM RESULTADOS DE PROVAS DE
CARGA ESTÁTICA**

**Palmas
2019**

IURY OLIVEIRA CORDEIRO

**Comparação entre métodos de capacidade de carga e recalques com
resultados de provas de carga estática**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
como requisito parcial para obtenção do título
de Bacharel no Curso Superior de Engenheiro
Civil do Instituto Federal do Tocantins, Campus
Palmas.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de Assis

**Palmas
2019**

Cordeiro, Iury Oliveira

Comparação entre métodos de capacidade de carga e recalques com resultados de provas de carga estática / Iury Oliveira Cordeiro. – Palmas, 2019. 111 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação do Tocantins, *Campus* Palmas, 2019.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de Assis

1. Estaca 2. Capacidade de Carga 3. Recalque

I. Comparação entre métodos de capacidade de carga e recalques com resultados de provas de carga estática.

IURY OLIVEIRA CORDEIRO

Comparação entre métodos de capacidade de carga e recalques com resultados de prova de
carga estática

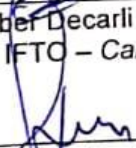
Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de
Curso de Engenharia Civil do
Instituto Federal do Tocantins,
Campus Palmas, como exigência à
obtenção do grau de Bacharel em
Engenharia Civil.

Aprovado em: 04/04/19

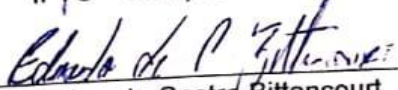
BANCA AVALIADORA



Me. Cleber Decarli de Assis (Orientador)
IFTO – Campus Palmas



Me. Alexandre Cerqueira de Jesus
IFTO – Campus Palmas



Me. Eduardo Castro Bittencourt

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado saúde e forças para enfrentar as dificuldades encontradas.

A toda a minha família por ter me dado carinho e suporte durante o curso, especialmente a minha mãe, Marcilene, e as minhas tias, Ediva e Marciléia.

Ao meu professor orientador, Prof. Me. Cleber Decarli de Assis, pelas orientações prestadas. Ao professor Me. Eduardo Castro Bittencourt pelo fornecimento dos dados para elaboração da pesquisa.

A todos os professores que me ajudaram de alguma maneira.

Aos meus amigos de curso, pela amizade feita, pelo companheirismo e pelos momentos de diversão.

RESUMO

O estudo de engenharia de fundação cresce a cada dia, principalmente pela exigência cada vez maior do desempenho das fundações. Essa evolução permitiu desenvolver novos equipamentos de execução, tipos e controle das fundações. Com isso um estudo mais preciso acerca do comportamento das fundações, sobretudo em fundações profundas em estacas, onde o mecanismo de transferência de cargas é muito complexo se torna imprescindível nessa perspectiva. Esse trabalho teve como objetivo desenvolver um projeto geotécnico de estacas em uma obra específica, utilizando para isso a planta de cargas e a investigação geotécnica do local, que foi feita através de sondagens SPT. Com os dois documentos técnicos foi definido o tipo de estaca mais adequada para o local. Em seguida foi feito o cálculo da capacidade de carga, sendo este calculado através de cinco métodos semiempíricos diferentes. Os métodos utilizados foram o de Antunes e Cabral (1996), Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) e de Velloso (1981). Posteriormente calculou-se o recalque para cada capacidade de carga encontrada, permitindo assim elaborar o gráfico curva carga e recalque. As curvas carga e recalque foram comparadas as curvas carga e recalque obtidas através das provas de cargas realizadas na obra. Após o desenvolvimento e análise dos resultados, conclui-se que especificamente para a característica do perfil geológico dessa obra os métodos que mais se aproximaram e apresentaram um coeficiente de determinação próximos aos valores observados na carga de prova, foram o de Aoki e Velloso (1975), Antunes e Cabral (1996) e de Teixeira (1996). Isso significa que os valores estimados através destes métodos, resultam em valores mais próximos aos valores encontrados na prova de carga. Logo, um dimensionamento estrutural de fundação em estaca feita através destes resultam em valores mais confiáveis.

Palavras-chave: Estacas. Capacidade de carga. Recalque.

ABSTRACT

The foundation engineering study grows every day, mainly because of the increasing demand for foundation performance. This evolution allowed the development of new execution equipment, types and control of foundations. Thus a more precise study of the behavior of the foundations, especially in deep foundations in piles, where the mechanism of transfer of loads is very complex becomes essential in this perspective. This work had as objective to develop a geotechnical project of cuttings in a specific work, using for that the cargo plant and the geotechnical investigation of the place, that was made through SPT surveys. The two technical documents defined the type of stake most suitable for the site. The load capacity was then calculated, using five different semi-empirical methods. The methods used were those of Antunes and Cabral (1996), Aoki and Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996) and Velloso (1981). Subsequently, the recharging was calculated for each load capacity found, thus allowing the graph to plot the load and lift curve. The loading and reloading curves were compared with the loading and reloading curves obtained through the load tests carried out at the site. After the development and analysis of the results, it was concluded that specifically for the characteristic of the geological profile of this work, the methods that came closest and presented a coefficient of determination close to the values observed in the test load were those of Aoki and Velloso (1975), Antunes and Cabral (1996) and Teixeira (1996). This means that the values estimated by these methods result in values closer to the values found in the load test. Therefore, a structural scaling of stake foundation made through these results in more reliable values.

Keywords: Piles. Bearing capacity. Displacement

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Estacas de fundação	7
Figura 2- Proteção de topo	9
Figura 3- Reforço de ponta.....	9
Figura 4- Tipos de emenda.....	9
Figura 5- Estacas Metálicas	10
Figura 6- Estacas Metálicas	10
Figura 7- Estaca de Concreto.....	12
Figura 8- Estacas Escavadas.....	13
Figura 9- Estacas Strauss.....	14
Figura 10- Estacas Hélice Continua	15
Figura 11- Estaca Raiz.....	17
Figura 12- Brocas.....	18
Figura 13- Estacas tipo Franki.....	19
Figura 14- Equipamento de Sondagem.....	21
Figura 15- Exemplo de planta de locação e pilares.....	23
Figura 16- Parcelas de Resistências.....	24
Figura 17- Diagrama de esforço normal.....	38
Figura 18- Tensões na base.....	39
Figura 19- Tensões devido a carga laterais.....	40
Figura 20 - Gráfico de correlação linear	46
Figura 21- Laudo de Sondagem 01	53
Figura 22- Laudo de Sondagem 02	54
Figura 23- Vista da PCE 01	56
Figura 24- Vista da PCE 02	56
Figura 25- Esquema de montagem da prova de carga.....	57

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Curva carga x recalque PCE01.	58
Gráfico 2- Curva carga x recalque PCE02.	59
Gráfico 3- Comparação capacidade de carga Sondagem 1.....	63
Gráfico 4- Comparação capacidade de carga Sondagem 2.....	65
Gráfico 5- Curvas Carga e recalque situação 1.....	69
Gráfico 6- Curvas Carga e recalque situação 2.....	71
Gráfico 7- Correlação Linear PCE1.....	72
Gráfico 8 - Correlação Linear PCE2.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Fatores de correção	26
Tabela 2- Fatores de correção de Monteiro	27
Tabela 3- Coeficientes K_1 e α_1	27
Tabela 4- Coeficientes β_1 e β_2	29
Tabela 5- Coeficientes K_2	30
Tabela 6- Coeficiente α_2	31
Tabela 7- Coeficiente β	31
Tabela 8- Valores de C_P e C_F	32
Tabela 9- Valores de α_3 de Teixeira	33
Tabela 10- Valores β_4 de Teixeira	34
Tabela 11- Coeficiente K_3	42
Tabela 12- Força e deslocamento PCE 01	58
Tabela 13- Força e deslocamento PCE 02	59
Tabela 14- Comparação capacidade de carga Sondagem 1	63
Tabela 15- Comparação capacidade de carga Sondagem 2	65
Tabela 16- Recalques para capacidade de carga PC01	67
Tabela 17- Recalques para capacidade de carga PC02	68
Tabela 18- Recalque para carga de 1200 kN	70
Tabela 19- Carga para atingir o recalque de 15 mm	70
Tabela 20- Recalque para carga de 1200 kN	71
Tabela 21- Carga para atingir o recalque de 15 mm	72
Tabela 22- Coeficiente de determinação e de correlação situação 1	74
Tabela 23- Coeficiente de determinação e de correlação situação 2	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Principais características	34
Quadro 2- Planejamento da pesquisa	49

LISTA DE SÍMBOLOS

R	Capacidade de carga
R_L	Resistência lateral
R_p	Resistência de ponta
P	Carga aplicada
U	Perímetro do fuste
N_{spt}	Resultado do ensaio SPT (número de golpes)
K_1	Coeficiente característico do solo de Aoki e Velloso
α_1	Coeficiente de resistência lateral de Aoki e Velloso
K_2	Coeficiente característico do solo Décourt-Quaresma
α_2	Coeficiente resistência de ponta Décourt-Quaresma
β	Coeficiente resistência lateral Décourt-Quaresma
β_1	Coeficiente de atrito lateral de Antunes e Cabral
β_2	Coeficiente de atrito de ponta de Antunes e Cabral
β_3	Fator de dimensão da base de Velloso
λ_L	Fator de carregamento de Velloso
C_P	Valores em função do tipo de solo de Velloso
C_F	Valores em função do tipo de solo de Velloso
α_3	Valores correspondentes à resistência de ponta Teixeira
β_4	Valores correspondentes à resistência lateral Teixeira
ρ	Recalque
ρ_e	Parcela do recalque pelo encurtamento elástico
ρ_s	Parcela do recalque do solo
$\Delta\sigma_p$	Acréscimo de tensões devido à ponta da estaca
$\Delta\sigma_l$	Acréscimo de tensões devido à área lateral da estaca
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensões totais em uma camada
α_4	Coeficiente empírico de Teixeira e Godoy
K_3	Coeficiente característico do solo de Teixeira e Godoy
R_a	Capacidade de carga admissível
F_s	Fator de segurança
SQE	Somatórios dos quadrados dos resíduos explicados
STQ	Somatório dos quadrados totais dos resíduos não explicados

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Problema de pesquisa	2
1.2. Justificativa	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. <i>Objetivo geral</i>	3
1.3.2. <i>Objetivos específicos</i>	3
2. REVISÃO DA LITERATURA	4
2.1. Conceito de fundações	4
2.2. Classificação das fundações	5
2.2.1. <i>Estacas</i>	6
2.2.2. <i>Estacas cravadas</i>	7
2.2.2.1. Estaca de madeira	8
2.2.2.2. Estaca metálica ou de aço	9
2.2.2.3. Estaca de concreto	11
2.2.3. <i>Estacas escavadas</i>	12
2.2.3.1. Estacas Strauss	13
2.2.3.2. Estacas Hélice Contínua	15
2.2.3.3. Estaca Raiz	16
2.2.3.4. Brocas	17
2.2.3.5. Estacas tipo Franki	18
2.3. Investigação geotécnica	19
2.3.1. <i>Sondagem de simples reconhecimento com média Nspt</i>	20
2.3.1.1. <i>Área de investigação e número de sondagens</i>	22
2.3.1.2. <i>Profundidade do furo</i>	22
2.4. Planta de carga e locação dos pilares	23
2.5. Estacas isoladas	24
2.5.1. <i>Capacidade de carga (solo-estrutura)</i>	24
2.5.2. <i>Métodos semiempíricos</i>	25
2.5.2.1. Aoki e Velloso (1975)	26
2.5.2.2. Método de Antunes e Cabral (1996)	28
2.5.2.3. Método Décourt-Quaresma (1978)	29
2.5.2.4. Método Velloso (1981)	31
2.5.2.5. Método de Teixeira (1996)	33
2.5.2.6. Principais características entre os métodos semiempíricos	34

2.5.3. Recalque	36
2.5.3.1. Recalque proposto por Aoki.	37
2.6. Carga admissível	42
2.7. Recalque admissível	44
2.8. Curva carga x recalque	45
2.9. Ensaio de prova de carga estática	45
2.10. Métodos estatísticos de comparação	46
2.10.1. <i>Gráfico de dispersão</i>	46
2.10.2. <i>Coeficiente de correlação e de determinação</i>	47
3. MATERIAIS E MÉTODOS	47
3.1. Classificação da pesquisa	47
3.2. Planejamento da pesquisa	48
3.3. Metodologia de cálculo	49
3.3.1. Laudo de sondagem	49
3.3.2. Planta de carga e locação dos pilares	50
3.3.3. Definição do tipo de estaca	50
3.3.4. Ensaio de prova de carga	50
3.3.5. Capacidade de carga métodos semiempíricos	51
3.3.6. Recalque	51
3.3.7. Elaboração da curva carga-recalque	51
3.3.8. Curva carga e recalque comparação matemática	52
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
4.1. Laudo de sondagem	52
4.2. Planta de carga	55
4.3. Definição do tipo de fundação	55
4.4. Prova de Carga	55
4.5. Estimativa de capacidade de carga	59
4.5.1. <i>Antunes e Cabral</i>	60
4.5.2. <i>Aoki e Velloso</i>	60
4.5.3. <i>Décourt-Quaresma</i>	61
4.5.4. <i>Teixeira</i>	61
4.5.5. <i>Velloso</i>	62
4.6. Comparação dos resultados semiempíricos de capacidade de carga	62
4.6.1. <i>Situação 1</i>	62
4.6.2. <i>Situação 2</i>	64
4.7. Estimativa de recalque	66

4.7.1. Recalque situação 1	67
4.7.2. Recalque situação 2	68
4.8. Extrapolação da curva carga x recalque.....	69
4.8.1. Curvas carga – recalque Situação 1.....	69
4.8.2. Curvas carga – recalque Situação 2.....	70
4.9. Gráfico de dispersão	72
4.9.1. Situação 1.....	72
4.9.2. Situação 2.....	73
4.10. Coeficiente de determinação	73
4.10.1. Situação 1.....	74
4.10.2. Situação 2.....	74
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
6. REFERÊNCIAL BIBLIOGRÁFICO	77
ANEXO A – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES.....	80
ANEXO B – TABELA DE CARGAS	81
APÊNDICE A-1 – RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA SITUAÇÃO 1	82
APÊNDICE A-2 – RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA SITUAÇÃO 2	88
APÊNDICE B -1– RESULTADOS RECALQUE SITUAÇÃO 1	94
APÊNDICE B -2– RESULTADOS RECALQUE SITUAÇÃO 2	100
APÊNDICE C– TABELAS DE RECALQUE	106
APÊNDICE D – RESULTADOS COEFICIENTES DE DETERMINAÇÃO E CORRELAÇÃO	109

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas a engenharia geotécnica vem sofrendo um grande avanço nos processos de execução de fundações profundas, decorrente das exigências cada vez maiores de cargas a serem transferidas ao solo. Em razão dessas cargas elevadas houve a necessidade de a engenharia acompanhar esse crescimento, desenvolvendo novas técnicas para a investigação e para execução de fundações profundas em estacas, tanto moldadas in loco, quanto pré-moldadas.

A evolução da engenharia de fundações contribuiu principalmente para desenvolvimento de novos equipamentos para execução de elementos de fundações mais produtivos, de melhor qualidade e desempenho, que possibilitem a sua utilização em razão das condições geotécnicas e da análise do custo-benefício.

Com o avanço do uso de fundações em estacas na construção civil, torna-se indiscutível o conhecimento de seus comportamentos. São poucas informações disponíveis a respeito dos tipos de estacas para que se definam parâmetros de projeto.

Por tanto um estudo mais preciso do desempenho das fundações profundas, sobretudo na previsão de capacidade de carga e seus respectivos recalques, visando sempre ter uma maior precisão do que acontece na realidade, oferecem a engenharia civil uma maior confiabilidade na elaboração de projetos de fundação.

O trabalho que apresentamos tem enfoque voltado para o estudo do comportamento de estacas, buscando a otimização e ampliação da aplicabilidade dos métodos semiempíricos para previsão de capacidade de carga, associada a determinação de recalques à um tipo específico de estaca, classificando os métodos “conservadores” ou “menos conservadores”.

1.1. Problema de pesquisa

No mercado atual da construção civil podem-se encontrar diversos tipos de fundações profundas, cada uma com peculiaridades diferentes, tanto no processo de execução e equipamentos, quanto no método de cálculo para obtenção da carga última.

A obtenção da capacidade de carga pode ser encontrada por diversas metodologias, o que resulta numa variabilidade de resultados, que consequentemente resultará em valores de recalques diferentes.

Assim as perguntas que norteiam a pesquisa são: Qual a diferença de capacidade de carga dos métodos semiempíricos ao valor encontrado na prova de carga? Qual a influência aos valores de recalque? Dentre os métodos, qual o que preza uma maior segurança?

1.2. Justificativa

Com uso crescente das fundações profundas em estacas nas obras civis em todo mundo, se torna necessário conhecer a aplicabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalque no projeto geotécnico, pois são os principais indicadores para a determinação do tipo de estaca e da sua quantidade.

Este trabalho de pesquisa é importante sobretudo, para a classificação dos métodos quanto ao grau de segurança para o perfil geológico do local, considerando os métodos semiempíricos. Estes métodos semiempíricos são elaborados a partir de banco de dados originados de ensaios in situ, o que poderia obter valores bem superiores ou até inferiores da carga última, trazendo consequentemente um possível superdimensionamento ou sub dimensionamento da fundação.

Além disso os resultados advindos da pesquisa identificaram os possíveis métodos que trarão mais custo a obra, e os métodos que geram um maior valor de recalque, se tornando parâmetros fundamentais para a solução a ser escolhida para o perfil geológico do local.

Sendo assim, com tantos tipos de métodos de cálculo encontrados na literatura que, consequentemente resultaram em valores diferentes de capacidade de carga e de recalque, a pesquisa se justifica pois possibilita obter uma concepção que permita a escolha dos métodos mais adequados, que conciliem a segurança com o custo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo geral

Estudar o projeto geotécnico de fundações através da análise entre métodos de capacidade de carga e recalque em solo arenoso na região de Natal/RN. Sendo o objetivo geral direcionado para o estudo de:

- Obtenção da capacidade de carga de métodos semiempíricos e seus respectivos recalques, possibilitando a elaboração da curva carga e recalque e assim compara-los com os valores de prova de carga.

1.3.2. Objetivos específicos

- Definir a estaca mais adequada analisando o laudo de sondagem e as cargas.
- Classificar o método mais conservador e menos conservador.
- Elaborar gráficos associando capacidade de carga e recalque.
- Utilizar a estatística para comparação dos resultados.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Conceito de fundações

Fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura (AZEREDO, 1988). A carga pode ser transmitida através da base da estrutura ou através do atrito lateral do seu fuste.

As ações provenientes das estruturas são transmitidas verticalmente pelos pilares ou paredes de concreto. A partir daí os esforços são transmitidos à esses elementos (BASTOS, 2016). Os elementos de fundação mais utilizados em edifícios para transmitir esses esforços ao solo são as fundações indiretas, utilizadas no caso em que o solo não atinge uma resistência desejada em grandes profundidades.

A escolha da fundação adequada deve-se levar em consideração os esforços solicitantes da estrutura, bem como as características e comportamento do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações (ALONSO, 2003). Por tanto a escolha é feita considerando as características e comportamentos dos tipos de fundações que satisfaçam tecnicamente o problema da obra. Depois passa-se a analisar os custos dos diversos tipos de fundações capaz de resolver o problema e a escolha do mais econômico.

A fundação de uma edificação não é o item mais oneroso de uma obra podendo o seu custo variar entre 3% e 7% do custo total do empreendimento. Apesar disso, erros conceituais de projeto e vícios executivos podem acarretar custos diretos e indiretos elevadíssimos, desde reforços e recuperação estrutural até ações jurídicas de consequências imensuráveis (JOPPERT JR, 2007, 132p).

Para realizar um projeto de fundações é necessário o profundo conhecimento do solo. Uma vez que toda a carga estará apoiada sobre ele. Porém, o solo se manifesta de maneira distinta entre si e podem apresentar respostas muito variáveis (PINTO *et al*, 1998). O conhecimento do tipo de material e o comportamento perante a solicitações das ações da estrutura

sobre esse material (que apresenta-se de maneira heterogênea) é muito importante para elaboração de projetos de fundações.

O entendimento da Mecânica dos solos possibilita conhecer os tipos e as propriedades do solo, enquanto que o conhecimento da Geologia é fundamental para o tratamento correto dos problemas de fundações.

Além do conhecimento geotécnico o projeto de fundações requer um estudo detalhado e preciso de várias áreas da engenharia, se tornando muito importante para qualquer obra. Para Araújo (2014) “O estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício.”

O sucesso de uma fundação leva em conta uma gama variada de aspectos, que caso não seja levada em consideração podem trazer patologias as estruturas, resultando em danos estruturais e financeiros.

Segundo Verçoza (1991), o problema mais comum nas fundações é o recalque diferencial, sendo este o responsável por rachaduras, fissuras, trincas e outras lesões em prédios.

De acordo com Milititsky (2005) as patologias são decorrentes do comportamento do solo na interação solo estrutura. Esse comportamento pode ser decorrentes de inúmeros fatores, começando por aqueles ligadas ao projeto, a ausência de pré-investigação, o conhecimento ineficaz do solo, falhas na interpretações dos dados de investigação, passando também pelos procedimentos construtivos inadequados, até na degradação dos materiais constituintes.

2.2. Classificação das fundações

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações são divididas em duas categorias: as fundações diretas ou superficiais e as fundações profundas.

As fundações diretas ou superficiais são classificadas pela transferência das tensões atuantes através base da fundação ao terreno. A NBR 6122 (ABNT, 2010) afirma que a profundidade de assentamento da fundação direta ao terreno deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão.

Rebello (2008) recomenda ainda para efeitos técnicos economicamente adequados adotar fundação direta quando o número de golpes for maior ou igual a 8 e a profundidade não ser superior a 2 metros.

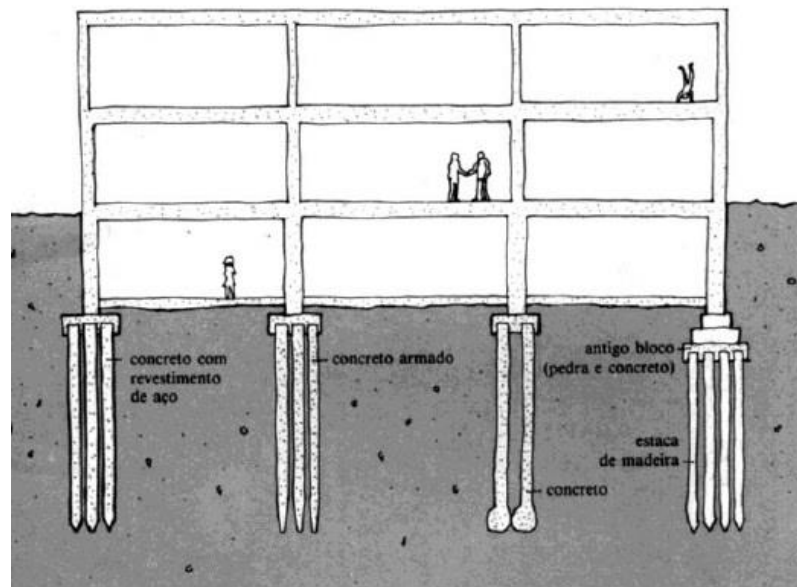
Já as fundações profundas, conforme estabelece a NBR 6122 (2010), são aquelas que recebem a carga da estrutura e descarregam ao terreno pela base (resistência de ponta) ou pela área lateral (resistência de fuste) ou ainda pelas duas. A sua profundidade de assente da base deve ser superior a duas vezes a sua menor dimensão e no mínimo três metros de profundidade.

2.2.1. Estacas

As estacas são peças alongadas, cilíndricas ou prismáticas que recebem esforços axiais de compressão, da qual são resistidos pela reação exercida pelo terreno sobre sua ponta e pelo atrito entre as paredes laterais da estaca e o terreno, conforme demonstrado na Figura 1.

Segundo a NBR 6122 (2010) estacas são elementos de fundação executadas somente com ferramentas equipamentos, sem que haja em nenhum momento da execução a descida de pessoas. As estacas podem ser de madeira, concreto, aço ou plástico ou pelas misturas destes materiais.

Figura 1- Estacas de fundação



Fonte: Barros, 2011.

As estacas podem ser cravadas no solo, denominadas também como estacas de deslocamento, ou podem ser implantadas em um furo perfurado por uma escavação, chamadas de estacas escavadas (BHUDU, 2013).

Conforme Bhudu (2013), para selecionar a estaca adequada deve-se levar em consideração a magnitude das cargas, do tipo de solo, da disponibilidade e do ambiente na qual a estaca vai ser executada.

2.2.2. Estacas cravadas

Caracteriza-se como estaca cravadas as estacas pré-moldadas com seções sólidas, composta por materiais como o concreto, aço ou madeira. As estacas caracterizam-se por serem cravadas no terreno, sendo assim denominadas estacas de deslocamento (ALONSO *et al*, 1998).

Segundo Barros (2011), o processo de cravação pode-se utilizar os seguintes métodos:

- Percussão – onde se utiliza pilões de queda livre ou automático. É o método mais empregado, porém, umas das suas principais desvantagens é o barulho produzido.

- Prensagem – Utiliza-se macacos hidráulicos onde há a necessidade de evitar barulhos.
- Vibração – Sistema que emprega martelo de garras, com massas excêntricas que giram em uma grande velocidade, produzindo vibração à estaca.

De acordo com Alonso *et al*, (1998), as estacas cravadas por se tratar de estacas pré-moldadas irão necessitar de emendas para atingir a profundidade desejada. Essas emendas devem ser projetadas e executadas de modo a manter o alinhamento e suportar as cargas durante o processo de cravação e de trabalho da estaca.

O critério de escolha das fundações requer conhecimento do solo do local, da disponibilidade dos equipamentos e de mão de obra especializada para realização correta do projeto, caso contrário podendo assim ocasionar alguns erros, como: quebra da estaca, desaprumos, ou desconhecimento das cargas a serem submetidas.

2.2.2.1. Estaca de madeira

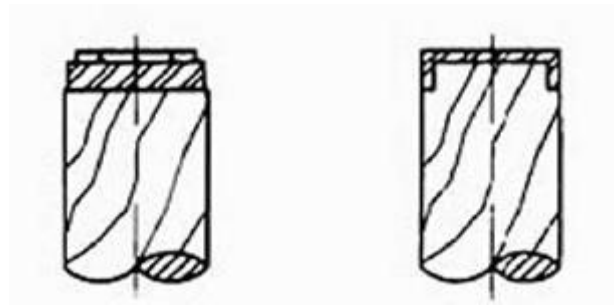
Segundo Melhado *et al*, (1996), “As estacas de madeira são troncos de árvore cravados com bate-estacas de pequenas dimensões e martelos leves”, processo que leva o nome de percussão.

As estacas de madeira são usualmente empregas em obras marítimas, e os principais tipos de madeira empregadas são eucalipto, aroeira, ipê e guarantã.

A durabilidade da madeira é praticamente ilimitada quando mantida permanentemente submersa, no entanto, quando há uma variação do nível da água a madeira pode sofrer ação de fungos aeróbios que se desenvolvem no ambiente água-ar. Por tanto para garantir uma maior durabilidade é necessária privar desses fatores (ALONSO, 1998).

As estacas de madeira como mostrado na Figura 2, devem ter em sua base anel de aço durante a cravação, de modo a evitar o seu rompimento no momento do impacto dos golpes, conforme afirma Barros (2011).

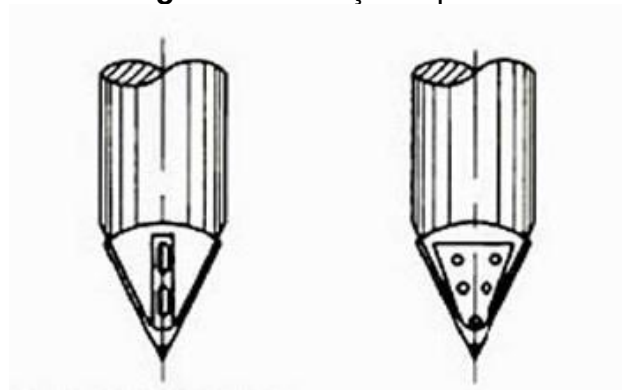
Figura 2- Proteção de topo



Fonte: Alonso *et al*, (1998)

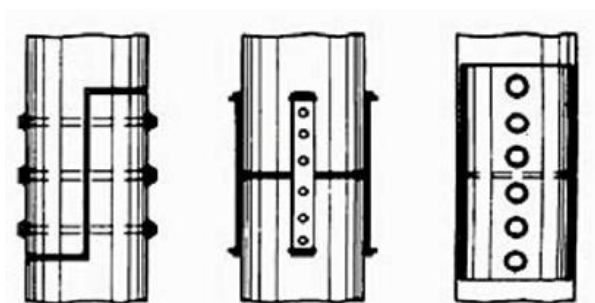
Deve ser munida também por ponteira de aço na ponta caso seja necessária atravessar camadas resistentes como demonstrado na Figura 3, e elementos de emenda entre uma estaca e outra, como é apresentado na Figura 4.

Figura 3- Reforço de ponta



Fonte: Alonso *et al*, (1998)

Figura 4- Tipos de emenda



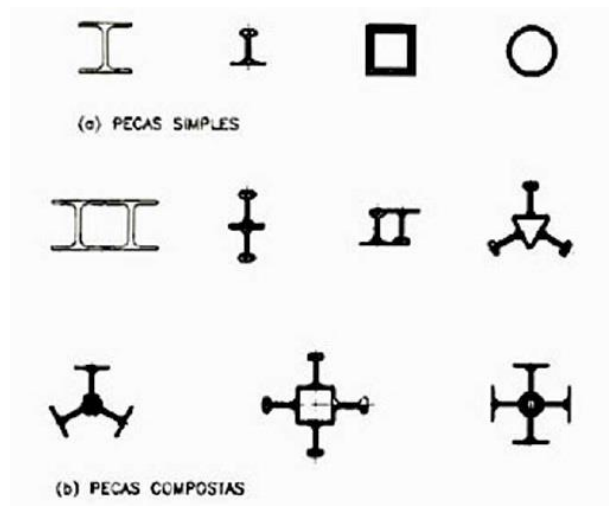
Fonte: Alonso *et al*, (1998)

2.2.2.2. Estaca metálica ou de aço

Segundo a NBR 6122 (2010) são elementos de fundação produzidos em indústrias, podendo ser de perfis laminados, ou soldados, simples ou múltiplos,

trilhos soldados ou estacas tubulares. Na Figura 5 é possível visualizar diversas tipos de seções de estaca metálicas.

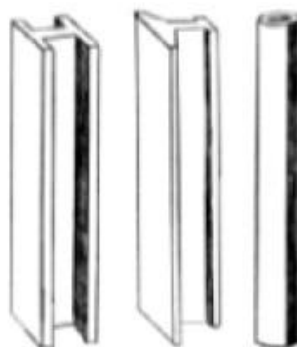
Figura 5- Estacas Metálicas



Fonte: Barros (2011)

Conforme Barros (2011) a estaca metálica tem muitas vantagens, entre elas a facilidade de penetração em quase todos os tipos de terreno, pois ao ser pressionado em seu topo tende a cortar as camadas de solo mais resistente, devido a seção transversal ter uma menor área, além da facilidade de corte e emenda o que pode levar esse tipo de estacas a grandes profundidades, podem também atingir grande capacidade de carga, trabalham bem a flexão e podem ser reutilizadas. Na Figura 6 é possível visualizar as estacas metálicas.

Figura 6- Estacas Metálicas



Fonte: Barros (2011)

Quando se quer vibrações amenizadas ou nulas as estacas metálicas podem ser uma solução vantajosa, garantindo segurança das construções vizinhas.

Como citado acima, a estaca metálica apresenta-se muitas vantagens, porém para seu emprego deve tomar alguns cuidados especiais sobre a corrosão do material metálico em ambientes agressivos, como a proteção química. Mas “sua maior desvantagem é o custo em relação as estacas pré-moldadas de concreto, Strauus e Franki” conforme afirma Melhado *et al*, (1996).

2.2.2.3. Estaca de concreto

Segundo NBR 6122 (2010) são estacas formadas de concreto pré-moldado e implementadas no terreno por golpes de martelo de gravidade, martelo vibratório, hidráulico ou explosão.

As estacas pré-moldadas, como pode ser vista na Figura 7, podem ser confeccionadas com concreto protendido e concreto armado adensado por centrifugação ou por vibração. As seções transversais podem ser quadradas, hexagonais, octogonal, circular ou ainda vazadas, conforme afirma Barros (2011).

Conforme Melhado *et al*, (1996) para ser possível a realização do transporte das estacas, se torna necessário limitar o comprimento da mesma, sendo fabricadas em segmentos. Além disso, requerem armaduras para garantir a integridade da estaca no içamento e transporte.

Segundo Joppert Jr. (2007), uma das vantagens desse tipo de estaca é concretagem em indústrias onde apresenta um maior controle de qualidade do concreto, e que podem ser emendadas umas nas outras, conseguindo assim alcançar grandes profundidades, atravessando correntes de águas subterrâneas, o que com as estacas moldada in loco exigiriam cuidados especiais.

No entanto, as estacas pré-moldadas apresentam-se o problema das vibrações e ruídos na sua execução, além também da grande possibilidade de quebras das mesmas.

Segundo Melhado *et al*, (1996) quando a fundação necessita de um comprimento muito grande existe um limite da qual não há o comprometimento de linearidade da estaca, necessitando assim de um controle adequado, assim como no momento de corte ou arrasamento, evitando sempre causar danos na estaca.

Para a cravação utiliza-se um guindaste especial chamado de bate-estaca e para amortecer o impacto na cabeça da estaca e uniformizar as tensões instala-se um capacete metálico dotado de “cepo” e “coxim” de madeira Barros (2011).

Em campo geralmente tiram-se a “nega” uma medida indireta da capacidade de carga da estaca. Segundo Melhado *et al*, (1996) “nega é a média dos comprimentos cravados nos últimos 10 golpes do martelo” tendo como objetivo verificar a uniformidade das estacas. Se a altura na “nega” for inferior à estabelecida em projeto poderá dá uma falsa “nega”.

Figura 7- Estaca de Concreto



Fonte: Barros (2011)

2.2.3. Estacas escavadas

Elementos de fundação de concreto caracterizada pela execução in loco, ou seja, será executada no local onde desempenhará sua função, havendo

previamente uma perfuração do terreno, com retirada do material, logo após é cheia com concreto. Esses tipos de fundações são adotados em solos argilosos ou arenosos, tendo como limitação o lençol freático. Na Figura 8 é possível visualizar a forma de execução de estacas escavadas.

Na sua execução utilizam-se torres metálicas apoiadas em chassis metálicos ou acopladas em caminhões, tendo a necessidade de guinchos, conjuntos de tração, haste de perfuração, podendo ser helicoidal ao longo da sua extensão ou trados acoplados em sua extremidade (FALCONI *et al*, 1998).

Figura 8- Estacas Escavadas.

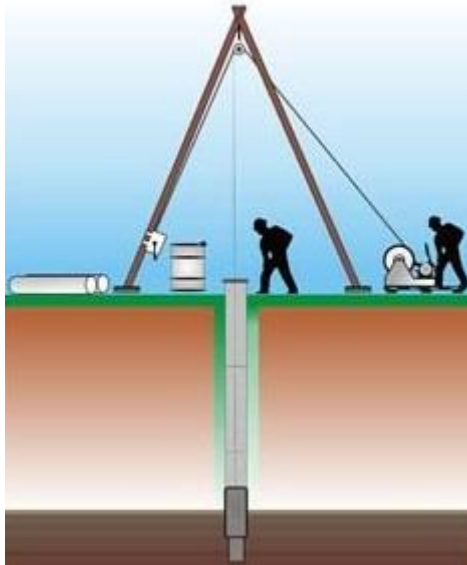


Fonte: <http://teixeiraduarte.com.br/construcao/residencial-mundi-execucao-de-estacas-escavadas-e-parede-diafragma/>

2.2.3.1. Estacas Strauss

Segundo a NBR 6122 (2010) são estacas de concreto simples ou armados executadas in loco, na qual sua perfuração no solo é feita com uma piteira ou sonda sendo revestida em toda sua extensão por uma camisa metálica. Lança-se o concreto no tubo até alcançar uma coluna de 1,0 metros e apiloa-se o material com soquete, formando assim uma base alargada no fundo da estaca. Em seguida é feita o lançamento do concreto com a retirada gradativa do revestimento simultâneo apiloamento do concreto. Na Figura 9 é demonstrado de maneira sintetizada como é sua execução.

Figura 9- Estacas Strauss.



Fonte: <http://blog.construir.arq.br/estaca-strauss/>

As estacas tipo Strauss foram pensadas e projetadas como substitutas para as estacas pré-moldadas cravadas por percussão por causa do problema de vibração e ruído. Esses tipos de estacas podem atingir grandes profundidades e por utilizar equipamentos leves e econômicos trazem muitas vantagens como a ausência de vibrações do solo, execução de estaca com comprimento projetado, possibilidade de verificar durante a escavações corpos estranhos ou indesejados, permitindo assim a mudança de localização, assim como a verificação das camadas de solo. Podem também ser executadas em locais de pequenas dimensões, além de serem viáveis para regiões distantes (FALCONI *et al*, 1998).

No entanto deve-se ter um controle rigoroso da concretagem da estaca, uma vez que a maior ocorrência de acidentes se dá com a deficiência durante a retirada do tubo. Sua aplicação não é aconselhada abaixo do nível da água e em solos saturados, pois a secagem da mesma para a execução da concretagem pode ser inviável (BARROS *et al*, 2011).

2.2.3.2. Estacas Hélice Contínua

Segundo Rebello (2008) são estacas de concreto, executadas através da rotação de um tubo metálico que entorno existe um trado helicoidal, como é demonstrado na Figura 10, contendo dentes em sua extremidade para uma melhor escavação. Quando se atinge a profundidade de projeto inicia-se a concretagem que se dá através do tubo metálico central. A concretagem é feita no mesmo momento da retirada da hélice. A retirada da hélice pode ser feita com rotação ou com lenta rotação no sentido da perfuração.

Logo após a concretagem é colocada armação da estaca. As armações são em forma de “gaiola” e são colocadas por gravidade ou por ajuda de um pilão de pequena carga. Para garantir o cobrimento são utilizados espaçadores do tipo pastilhas ou roletes (ANTUNES *et al*, 1998).

Figura 10- Estacas Hélice Contínua



Fonte: <http://www.maggifundacoes.com.br/site/servico-interna.php?servico=3>

A fundação em estacas de hélice contínua apresenta-se uma alta produtividade, além de sua execução ser monitorada eletronicamente, possibilitando assim obter informações como profundidade da escavação, do torque, da velocidade de rotação e também da inclinação da perfuração.

Podem ser executadas abaixo do nível d'água e atingir até 30 metros de profundidade (REBELLO, 2008).

Conforme Joppert Jr. (2007), “As estacas tipo hélice contínua têm conquistado o mercado de fundações graças às inúmeras vantagens que elas apresentam sobre as demais estacas [...]”. Afirma ainda que o custo da mão de obra para execução é de baixo custo, tornando atraente economicamente.

Segundo Antunes *et al*, (1998) tem como desvantagens a necessidade de áreas planas e com livre movimento para implementação dos equipamentos. Necessita também de uma central de concreto perto a escavação devido sua grande produtividade, além da necessidade de um equipamento para limpeza do terreno, uma vez que apresentara um grande volume de material extraído do solo.

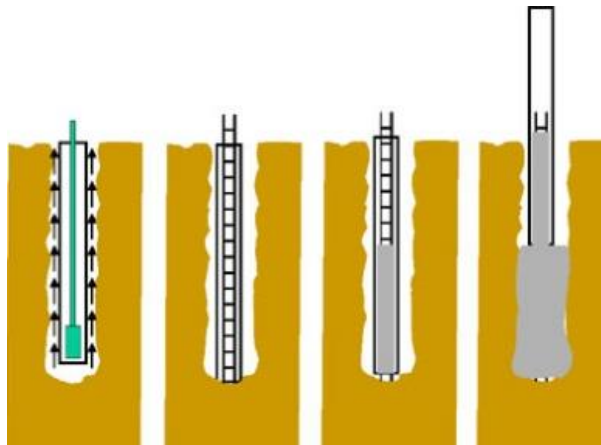
Esse tipo de estaca o diâmetro máximo admitido é 100 centímetros, podendo alcançar uma capacidade de carga de 315kN a 3900kN (REBELLO, 2008).

2.2.3.3. Estaca Raiz

São estacas moldadas in loco executadas por meio de um tubo rotativo ou rotopercussiva que perfura o solo através de uma ferramenta acoplada na base chamada de sapata de perfuração. Para a penetração injeta-se água dentro do tubo que expulsa o solo no espaço entre a face externa do tubo e o terreno. Esse tipo de fundação pode penetrar maciços rochosos, mas para isso utiliza-se outro tipo de equipamento para o revestimento e a perfuração, denominado “tricone” que contém pastilhas de vidia ou diamante (REBELLO, 2008).

Segundo Melhado *et al*, (1996) quando se atinge a profundidade de assentamento coloca-se a armadura ao longo da estaca que dependendo da profundidade a armadura deverá ser emendada, logo lança-se o concreto na medida em que o tubo é retirado. As etapas simplificadas de sua execução pode ser vista na Figura 11.

Figura 11- Estaca Raiz.



Fonte: Barros, 2011.

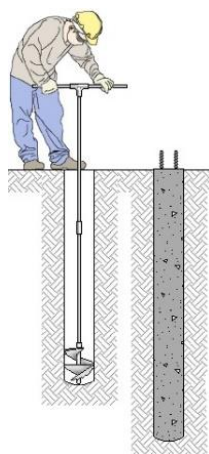
A estaca raiz pode ser utilizada em todo tipo de solo bem como “para fundações equipamentos industriais, reforços de fundações, locais com restrição de pé direito ou dificuldade de acesso de equipamento de grande porte” (BARROS, 2011). Podem ainda atravessar matacões, blocos de concreto.

2.2.3.4. Brocas

São estacas de baixa capacidade executadas in loco, sem molde, que penetra o terreno por um trado de 15 a 30 centímetros, no final é preenchido de concreto, demonstrado na Figura 12.

Diferente dos outros tipos de estacas a sua execução só começam quando são abertas valas, pois o trabalho é geralmente manual. A perfuração é feita por rotação/compressão do tubo, que armazena terra dentro deste, da qual é retirado.

Figura 12- Brocas.



Fonte: http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Profundas/Estacas_moldadas_in_loco/_CPI106_Estaca_tipo_broca_escavada_com_trad.html

As estacas tipo broca apresentam-se algumas restrições como o perigo da mistura do solo com o concreto, pois não há um controle tecnológico adequado, podendo também não garantir a verticalidade. Esses tipos de fundação só podem ser executadas acima do lençol freático, sendo que seu comprimento máximo é de aproximadamente 6 metros (MELHADO *et al*, 1996).

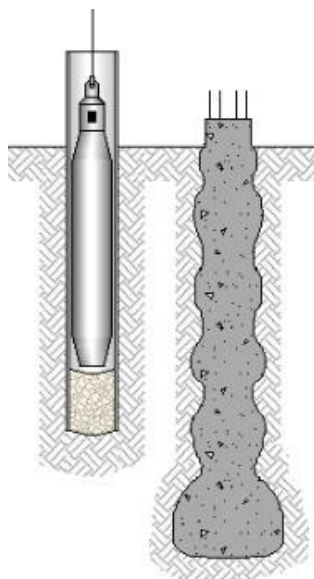
2.2.3.5. Estacas tipo Franki

Esses tipos de estacas são moldadas in loco, de elevadas cargas de trabalho, executada mecanicamente por um bate-estaca, consistindo na “cravação de um tubo metálico no solo através de golpes do pilão de queda livre numa bucha de concreto seco ou seixo rolado compactado, colocando dentro da extremidade inferior do tubo” (MAIA *et al*, 1998).

Em sua execução é colocado concreto seco na ponta da estaca, na qual será compactada pelo impacto dos golpes do pilão aderindo fortemente com a parede do tubo, sendo que o volume desse concreto seco é chamado de bucha. Quando a bucha recebe os socos do pilão, ela empurra junto consigo o tubo metálico que se infiltra no terreno, expulsando o solo ao longo da estaca e não permitindo a entrada de água em seu interior. Quando se atinge a profundidade necessária o tubo é preso na torre do bate-estaca através de cabos de aço procedendo de um golpe que expulsará a bucha que formará a

base da estaca, esta deverá ser alargada, como é apresentada na Figura 13. “O alargamento da base é obtido apiloando-se fortemente pequenas e sucessivas quantidades de concreto quase seco” (MAIA *et al*, 1998). Logo a estaca é armada inteiramente e inicia-se a concretagem do fuste, da qual serão apiloadas em camadas de 50 cm simultaneamente expulsando o revestimento do fuste. (MELHADO *et al*, 1996).

Figura 13- Estacas tipo Franki.



Fonte: http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Profundas/Estacas_moldadas_in_loco_/Estaca_Franki.html

As estacas Franki têm como vantagens a sua grande capacidade de carga e podem ser executadas em grandes profundidades, não sendo limitada pelo nível do lençol freático. Porém estas estacas causam muita vibração.

2.3. Investigação geotécnica

Para a execução de qualquer obra de engenharia civil há a necessidade de conhecer o solo da qual a estrutura irá se apoiar, por isso exige-se um conhecimento mínimo da mecânica dos solos para a investigação geotécnica.

A escolha correta do tipo de fundação a ser utilizada pode evitar patologias e recalques não previsto, daí se dá a importância de se conhecer as

diversas camadas de solo do terreno, bem como as propriedades mecânicas e o nível d'água.

Segundo a ABGE para ser possível compreender o comportamento dos maciços naturais são necessárias informações que são obtidas por meio de sondagens (amostragens e ensaios) que possibilitem a identificação dos diferentes tipos de solos e rochas, suas características mineralógicas, estruturais, de resistência mecânica e de permeabilidade.

Para realizar o reconhecimento do maciço e de tais propriedades existem os métodos laboratoriais e os métodos realizados “in situ”, sendo os métodos laboratoriais utilizados mais para complementação dos resultados obtidos dos métodos realizados “in situ”. Os métodos “in situ” são mais utilizados e destacam-se alguns, como: sondagem SPT, sondagem do tipo CPT e sondagem do tipo SPT-T.

As sondagens fornecem os dados básicos que irá alimentar a concepção da obra e principalmente a definição do tipo de fundação. Segundo Quaresma *et al* (1998), o ensaio de sondagem de penetração dinâmica SPT é o mais utilizado em todo mundo, incluindo no Brasil. Dessa forma o presente trabalho será realizado baseado nos dados da sondagem SPT.

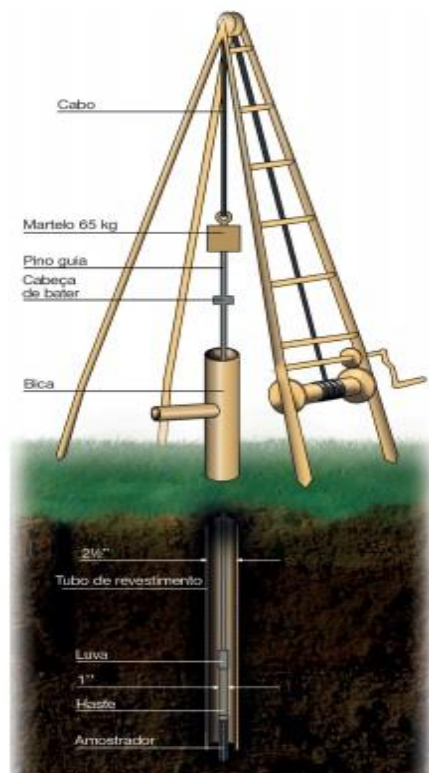
2.3.1. Sondagem de simples reconhecimento com média N_{spt}

Este ensaio é normatizado no Brasil pela NBR-6484 (ABNT, 2001). O ensaio é realizado cravando um amostrador padrão bipartido no solo, através da energia de um martelo de 65kg de uma altura de queda de 75 cm. Assim anota-se o número de golpes necessário para cravar no solo em um intervalo de 15 cm. Para obter o número do SPT (N) faz-se a soma do número de golpes para os dois últimos intervalos de 15 cm. O ensaio é realizado para cada 1,5 metros. Na Figura 14 pode ser visualizado o esquema geral para execução do ensaio.

Segundo Schnaid (2000) o ensaio SPT é uma medida de resistência dinâmica junto com uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por um trado, caso não seja possível à perfuração a trado por conta da resistência muito grande do solo ou pela presença do lençol freático, a

perfuração é feita com auxílio de circulação de água, onde é utilizado um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Salienta ainda que é possível retirar amostra do solo através do amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm, da qual são coletadas a cada metro de profundidade.

Figura 14- Equipamento de Sondagem.



Fonte: SCHNAID, 2000.

Esse ensaio caracteriza-se em relação aos outros pela simplicidade dos equipamentos, pelo baixo custo, e coleta de dados por meio de relação de técnicas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas. Além de indicar a densidade de solos granulares, e auxiliar na identificação da consistência de solos coesivos. Por isso se tornou a técnica mais dominante na prática de engenharia de fundações, apesar de ter críticas envolvendo aos procedimentos utilizados na execução (SCHNAID, 2000).

Deste modo, a sondagem SPT ao longo das camadas de solo permite-se medir metro a metro a resistência da mesma, retirando ainda com auxílio do amostrador padrão as amostras das quais possibilitarão caracterizar o solo atravessado (QUARESMA *et al*, 1998).

2.3.1.1. Área de investigação e número de sondagens

A área a ser investigada para a execução dos pontos de sondagem deve ser determinada em planta. Os pontos de perfuração devem conter todo o limite de projeção da área a ser edificada, procurando posições próximas a região de maior concentração de cargas e não devem ser dispostas no mesmo alinhamento (QUARESMA *et al*, 1998).

A norma que estabelece procedimentos para a programação de sondagem é a NBR 8036/1983, que frisa “o número de sondagens e a sua localização em planta depende do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo.” Reitera ainda que o número de sondagens deve ser capaz de apresentar de uma melhor forma possível o real cenário do solo em questão.

Conforme a NBR 8036/1983 o número mínimo devem ser:

- 1 sondagem para cada 200m² em uma área de até 1200m².
- 1 sondagem para cada 400m² entre uma área de 1200m² e 2400m². (No caso de exceder 1200m²).
- Acima de 2400m² o número de sondagens deve ser obtido através do plano e do tipo da obra.

De qualquer maneira a NBR 8036/1983 estabelece que sempre deve ser feito dois furos para cada 200m² de área de projeção e três furos para área entre 200m² e 400m².

2.3.1.2. Profundidade do furo

Para se determinar a profundidade do furo de sondagem leva-se em consideração o porte da obra e das cargas que os solos terão que resistir, das dimensões em planta, das condições geotécnicas e topográficas do local (QUARESMA *et al*, 1998).

Conforme a NBR 8036/1983, as profundidades das sondagens devem atingir a camada onde não esteja solicitado significativamente, estabelecendo como critério “aquela profundidade onde o acréscimo de pressão no solo,

devida às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva.”

A NBR 8036/1983 estabelece ainda um guia que permite fazer uma estimativa da profundidade da sondagem através de um gráfico.

Solos em que apresentarem consistência muito alta, ou quando a perfuração atingir uma rocha a sondagem pode ser interrompida.

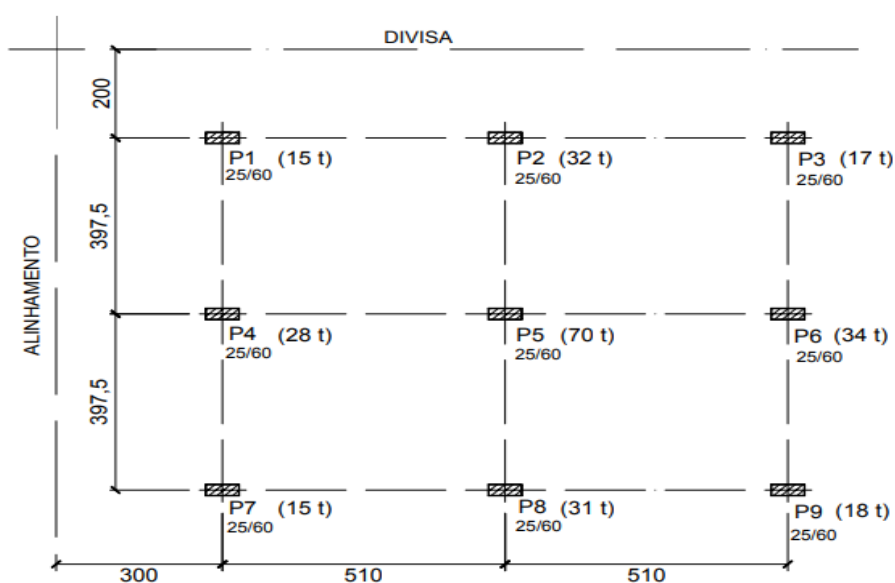
2.4. Planta de carga e locação dos pilares

Conforme Alva (2007) pode se dizer que planta de carga e locação dos pilares é um desenho do projeto estrutural na qual tira-se informações, que associada com a sondagem permitirá a escolha do tipo de fundação.

O desenho de planta de carga e locação dos pilares, como é demonstrado na Figura 15 é relativamente simples em que há de se extrair dois tipos de informações. O primeiro tipo de informação é a seção dos pilares locados, apresentando dois eixos de referência em relação a uma origem. O segundo tipo é a carga que será aplicada em cada pilar.

Conhecendo a carga a carga, a seção do pilar e o perfil geológico é possível realizar o projeto geotécnico de fundação.

Figura 15- Exemplo de planta de locação e pilares.



Fonte: Alva, 2007.

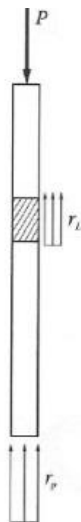
2.5. Estacas isoladas

2.5.1. Capacidade de carga (solo-estrutura)

Quando se aplica um esforço axial em um elemento de fundação indireta, esta irá resistir pela parcela da resistência lateral ao longo do fuste e pela resistência na sua extremidade gerada pelas tensões normais na sua ponta. O que permite separar as forças em duas parcelas: a resistência lateral (R_L), e a resistência de ponta (R_P), como é demonstrado na Figura 16. Assim a capacidade de carga de uma fundação indireta pode ser entendida como a soma da máxima força suportada pelo atrito lateral e pela ponta na interação solo-estrutura (MAGALHÃES, 2005).

Segundo Cintra (2010) a capacidade de carga é o valor da carga da qual irá gerar uma máxima resistência que o sistema pode oferecer em termos geotécnicos.

Figura 16- Parcelas de Resistências.



Fonte: Aoki e Cintra, 2010.

A dedução da capacidade de carga de cara é feita através do equilíbrio de forças (Eq. 1):

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

A parcela da força de ponta (R_P), é obtida multiplicando a resistência de ponta pela área da seção transversal (Eq. 2):

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (2)$$

Já a parcela do atrito lateral é representada como U o perímetro do fuste fazendo o somatório das forças resistentes nos diversos segmentos de estaca (Eq 3):

$$R_L = U \sum (R_L \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

Com a adição das duas parcelas temos (Eq 4):

$$R = U \sum (R_L \cdot \Delta_L) + r_P \cdot A_P \quad (4)$$

Quando a capacidade de carga do solo for maior que a resistência à compressão da fundação admite-se como valor limite a resistência do próprio elemento de concreto.

A capacidade de carga pode ser calculada através de métodos teóricos e métodos semiempíricos, sendo que o primeiro se utiliza dos parâmetros de capacidade de carga de Terzaghi, a partir da obtenção do ângulo de atrito e da coesão. Os métodos semiempíricos são fundamentados através de relações com dados obtidos através de sondagem SPT e CPT (LOBO, 2005).

Segundo Magalhães (2005) no Brasil são mais utilizados os métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga, sendo o SPT o mais predominante.

2.5.2. Métodos semiempíricos

Como citado anteriormente no Brasil difundiu-se a prática de realizar o ensaio SPT para investigação geotécnica relacionando o número N_{spt} para obtenção da capacidade de carga. Os métodos semiempíricos apresentados a seguir são todos baseados através dessa metodologia.

2.5.2.1. Aoki e Velloso (1975)

O método Aoki e Velloso é um dos métodos mais utilizados atualmente quanto no âmbito de projetos, quanto no âmbito de pesquisas universitárias. Tal método foi idealizado primeiramente para correlações a partir de dados obtidos do ensaio de penetração de cone, o CPT. No entanto, como no Brasil o CPT não é tão utilizado como o SPT, a metodologia de cálculo foi adaptada através de um coeficiente de conversão “K₁” (depende do tipo de solo) para a resistência de ponta do cone para o N_{spt} (LOBO, 2005).

Logo a expressão de capacidade de carga do solo é expressa pela Equação 5:

$$R = \frac{K_1 \cdot N_P \cdot A_P}{F1} + \frac{U \sum_1^N (\alpha_1 \cdot K_1 \cdot N_L \cdot \Delta_L)}{F2} \quad (5)$$

Onde: A_p = área da seção transversal da estaca

U = perímetro da estaca

Δ_L = seguimento da estaca que está sendo executado

Os fatores F1 e F2 são fatores de correção de escala, das resistências de ponta e lateral, ou seja, a diferença entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), levando em conta também a influência do método de execução de cada tipo de estaca. O fator F1 corresponde a resistência de ponta. Já o fator F2 corresponde a parcela do atrito (LOBO, 2005). Na tabela 1 apresenta fatores de correção F1 e F2 atualizados.

Tabela 1- Fatores de correção

Fatores de correção F1 e F2 atualizados		
Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2F1
Escavada	3	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2F1

Fonte: Cintra e Aoki, (2010), adaptado Aoki-Velloso (1975)

Os coeficientes “ K_1 ” e “ α_1 ” são tabelados e dependem do tipo de solo. A tabela 3 expressa esses valores.

No entanto no presente trabalho serão utilizados os fatores de correção F1 e F2 adaptados de Monteiro (2000). Os valores atualizados pelo autor estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2- Fatores de correção de Monteiro.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki (fuste apilado)	2,3	3
Franki (fuste vibrado)	2,3	3,2
Aço	1,75	3,5
Pré-moldada (percussão)	2,5	3,5
Pré-moldada (prensada)	1,2	2,3
Escavada (lama betonítica)	3,5	4,5
Raíz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Trado contínuo	3	3,8

Fonte: Extraído do método de Monteiro (2000).

Tabela 3- Coeficientes K_1 e α_1 .

Tipo de solo	K_1 (kPa)	α_1 (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2
Areia siltosa-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3
Argila	200	6
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4
Argila silto-arenosa	330	3

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

Segundo Cintra (2005) novos estudos trazem proposições de novos valores para K_1 e α_1 usados para determinadas regiões, como exemplo, cita a proposição de Alonso (1980) para valores de para K_1 em solos da cidade de São Paulo e valores de para K_1 em solos da cidade de Rio de Janeiro obtida por Velloso (1986). No entanto o uso do método de Aoki-Velloso é uma formulação geral, sendo utilizadas as correlações regionais caso seja comprovada sua validade.

2.5.2.2. Método de Antunes e Cabral (1996)

Essa metodologia de cálculo foi desenvolvida para estacas hélice contínua, considerando os valores da resistência lateral (Eq. 6) e resistência de ponta (Eq 7) e utilizando dados de Nspt (NETO, 2002).

$$Rl = U \sum \Delta L \times \beta_1 \times Nl \quad (6)$$

onde:

U – perímetro da estaca

ΔL – comprimento da estaca embutida na camada

Nl – número de golpes Nspt

β_1 – coeficiente de atrito lateral (Tabela 4)

$$Rp = Np \times Ap \times \beta_2 \quad (7)$$

Onde:

Np – número de golpes Nspt na ponta da estaca

Ap – área da ponta da estaca (m^2)

β_2 – coeficiente de ponta (Tabela 4)

Obs: $Np \cdot \beta_2 \leq 4Mpa$

Tabela 4- Coeficientes β_1 e β_2 .

Tipo de solo	β_1 %	β_2
Areia	4 a 5	2 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1 a 1,5
Argila	2 a 3,5	1 a 1,5

Fonte: Neto (2002), apud Antunes e Cabral (1996).

2.5.2.3. Método Décourt-Quaresma (1978)

Através do valor N do ensaio SPT, Décourt-Quaresma (1978) desenvolve o método para determinação da capacidade de carga, uma vez que o método em primeiro momento foi desenvolvido para estacas cravadas, sendo posteriormente adequadas para estacas em geral (MAGALHÃES, 2005).

Como a capacidade de carga é a soma da parcela da resistência da ponta (R_P) com a resistência do atrito lateral (R_L) elas são expressas através da Eq. 8 e Eq. 9 respectivamente:

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L \quad (8)$$

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (9)$$

Na estimativa da tensão do atrito lateral o número N_{spt} é a média da resistência à penetração SPT ao longo do fuste, sem levar em consideração o tipo de solo.

O N_{spt} médio (N_L) que será utilizado caso a seja escavada limita-se a $N_L > 3$ e $N_L < 15$. Para estacas de deslocamento ou escavadas com bentonita o limite estende-se para $N_L > 3$ e $N_L < 50$. Uma última revisão do método prevê em estacas escavadas a utilização de $N_L > 3$ e $N_L < 50$. Assim a tensão última da parcela do atrito lateral é expressa pela Equação 10:

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

E a capacidade de carga referente à ponta da estaca é dada como (Eq. 11):

$$r_p = K_2 \cdot N_p \quad (11)$$

Onde:

N_p – valor da resistência à penetração de ponta, obtida através de três valores: do nível da base da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente posterior.

K_2 – coeficiente característico do solo

A tabela 5 apresenta os valores de K_2 :

Tabela 5- Coeficientes K_2 .

Tipo de Solo	$K_2(\text{kPa})$
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400
*Rochas alterada (Solo residual)	

Fonte: Cintra (2010), apud Décourt-Quaresma (1978).

Em 1996 Décourt incorpora coeficiente α_2 na parcela de resistência de ponta e coeficiente β na parcela de resistência lateral, resultando a capacidade de carga em (Eq. 12):

$$R = \alpha_2 \cdot K_2 \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (12)$$

Onde:

U – perímetro da estaca

L – comprimento do seguimento

A tabela 6 e 7 apresenta os valores de α_2 e β para aplicação do método em estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral, estacas do tipo hélice contínua, estacas raiz e injetadas sob altas pressões. Para estacas de deslocamento α_2 e β são iguais a 1, proposto no método original.

Tabela 6- Coeficiente α_2 .

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1*
Solos Residuais	1	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1*
Areias	1	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis
 Fonte: Cintra (2010), apud Décourt-Quaresma (1996).

Tabela 7- Coeficiente β .

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1	0,85	0,9	1	1,5	3
Solos Residuais	1	0,65	0,75	1	1,5	3
Areias	1	0,5	0,6	1	1,5	3

Fonte: Cintra (2010), apud Décourt-Quaresma (1996).

2.5.2.4. Método Velloso (1981)

Velloso apresentou seu critério para estimativa de capacidade de carga. Este trabalho foi desenvolvido através de estudos feitos com dados obtidos na obra de Refinaria Duque de Caxias, no Rio de Janeiro e na obra da Açominas em Minas Gerais.

A equação desenvolvida por Velloso pode ser descrita da seguinte forma (Eq. 13):

$$R = A_p \cdot \alpha_p \cdot \beta_3 \cdot 0,5 \cdot [C_p N_{SPT1} + C_p N_{SPT2}] + S_L \cdot \alpha_L \cdot \lambda_L \cdot \sum C_F \cdot N_{SPT} \quad (13)$$

Onde:

A_p – área da ponta da estaca

α_p e α_L – fator de execução da estaca ($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas);

β_3 – fator de dimensão da base, na qual pode ser obtido através da Equação 14:

$$\beta_3 = 1,016 - 0,016 \cdot \frac{B_b(\phi \text{ da estaca})}{b(\phi \text{ da ponta do cone: } 3,6 \text{ cm no cone padrão})} \quad (14)$$

$C_P N_{SPT1}$ – média dos valores de capacidade de carga de ponta em um trecho de comprimento igual a 8ϕ acima do nível da ponta da estaca;

$C_P N_{SPT2}$ – média dos valores de capacidade de carga de ponta em um trecho de comprimento igual a $3,5\phi$ abaixo do nível da ponta da estaca;

S_L – área lateral da estaca;

α_L – fator de execução no atrito ($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavadas);

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

$C_F \cdot N_{SPT} L$ = valores de capacidade de carga obtidos ao longo do fuste da estaca, válidos para cada trecho de comprimento “L” representativo de cada N_{SPT} .

Os valores de “C_P” e “C_F” são em função do tipo de solo, apresentada na Tabela 8 a seguir:

Tabela 8- Valores de C_P e C_F.

Tipo de solo	C _p (tf/m ²)	C _f (tf/m ²)
Areias sedimentares submersas	60	0,5
Argilas sedimentares submersas	25	0,63
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos	50	0,85
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40	0,8

Fonte: modificado de (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.5.2.5. Método de Teixeira (1996)

Teixeira em 1996 apresentou seu método para determinação de capacidade de carga através da experiência e utilização contínua de vários métodos, propondo uma equação única, onde apresenta parâmetros α_3 e β_4 , determinados em função do tipo de solo e do tipo de estaca (SILVA, 2014).

A equação para determinação e capacidade de carga de Teixeira é (Eq. 15):

$$R = R_p + R_l = \alpha_3 \times N_p \times A_p + \beta_4 \times N_l \times U \times L \quad (15)$$

onde:

N_p – valor médio obtido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca a um diâmetro abaixo.

N_l – valor médio ao longo do fuste da estaca

A_p – área da ponta da estaca

L – comprimento da estaca

U – perímetro da estaca

Os valores correspondentes à resistência de ponta α_3 e a resistência lateral β_4 estão indicados na Tabela 9 e Tabela 10. O parâmetro β_4 não depende do tipo de solo, sendo somente relativa ao tipo de estaca.

Tabela 9- Valores de α_3 de Teixeira

Solo (4<Nspt<40)	Tipo de estaca α_3 (kPa)			
	Pré-moldada e metálica	Franki	Escavada à céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	110	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira(1996).

Tabela 10- Valores β_4 de Teixeira

Tipo de estaca	β_4 (kPa)
Pré moldada e metálica	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira(1996).

2.5.2.6. Principais características entre os métodos semiempíricos

Quadro 1- Principais características

Métodos	Características
Antunes e Cabral	- Utilização de dados de SPT. - Utilização de coeficiente β_1 e β_2 que dependem do perfil do solo.
Aoki e Velloso	Utilização de dados de SPT. - Utilização de coeficientes “K” e “α” que depende do tipo de solo. - Utilização de fatores de correção de escala “F1” e “F2”, levando em conta o tipo de estaca.
	- Utilização de dados de SPT - Utilização de um coeficiente “K” que depende do tipo de solo. - Utilização de coeficientes “α” e “β” que depende do tipo de

Décourt - Quaresma	estaca em relação com o tipo de solo. - N_p é o valor médio N_{spt} na base da estaca, obtido a partir de 3 valores: o da ponta, imediatamente anterior e posterior. - N_L é o valor médio de N_{spt} ao longo do fuste da estaca.
Teixeira	- Utilização de dados de SPT. - Utilização de novos valores de “α” e “β” que dependem do tipo de solo e estaca respectivamente. - N_p é o valor médio do N_{spt} medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo. - N_L é o valor médio ao longo do fuste da estaca.
Velloso	- Utilização de dados de SPT - Utilização de coeficientes α_p e α_L, devido a execução das estacas. - Coeficiente “β”, corresponde ao fator de dimensão da base - Coeficiente “C_P” e “C_F” que depende do tipo de solo. - Utilização de fator de carregamento “λ_L”.

Fonte: Autor (2019).

2.5.3. Recalque

Quando uma estrutura de fundação é solicitada esta tende a ter um deslocamento vertical, esse deslocamento é denominado recalque, dais quais são divididos em: recalque total, recalque diferencial e distorção angular.

O recalque total pode ser dividido em recalque imediato e recalque secundário (por adensamento) e são caracterizados pelo deslocamento uniforme nos pontos da fundação.

Magalhães (2005) salienta que o recalque depende do tipo de solo, frisando por exemplo no caso de argilas duras o recalque imediato é maior, enquanto em argilas moles o recalque por adensamento é preponderante.

A previsão do recalque pode ser determinada através de métodos teóricos, semiempíricos e empíricos. Métodos das quais consideram as estacas em meio elástico ou elasto-plástico. Alguns autores admitem um mecanismo simples de transferência de carga através de funções de transferências. Esse mecanismo de transferência da estaca para o solo é muito complexo, pois dependem de várias condições, como a resistência ao cisalhamento do solo, a deformabilidade, forma de execução e a rigidez da estaca (ALBUQUERQUE, 2001).

Segundo Magalhães (2005), os métodos que vem sendo bastante estudados são baseados em método de elementos finitos ou método dos elementos de contorno, ou seja, utilizando programas específicos. No entanto os métodos mais utilizados são os elásticos, baseado na teoria da elasticidade, dividindo a estaca e o maciço de forma que possa conciliar os seus deslocamentos.

O recalque diferencial para Correia (2012) é a diferença entre dois recalques absolutos, ou seja, de duas fundações ou de dois apoios.

Já o recalque diferencial específico ou distorção angular é a relação entre recalque diferencial (δ) com a distância (L) dos elementos de apoio (Eq. 16).

$$\text{Distorção angular} = (\delta/L) \quad (16)$$

2.5.3.1. Recalque proposto por Aoki.

Quando uma estaca é submetida a esforços axiais esta provocará dois tipos de deformações, o encurtamento da própria peça estrutural devido ao esforço de compressão e as deformações das camadas de solo abaixo da base da estaca. A soma dessas duas parcelas de deformações é considerada o recalque (ρ) do sistema (Eq. 17).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (17)$$

Segundo Cintra e Aoki (2010), o cálculo do encurtamento elástico da peça estrutural é feita considerando a capacidade de carga tipo de solo que a atravessará. Além de admitir que a carga na ponta da estaca é um valor intermediário entre a resistência lateral e a capacidade de carga. Isto é (Eq. 18):

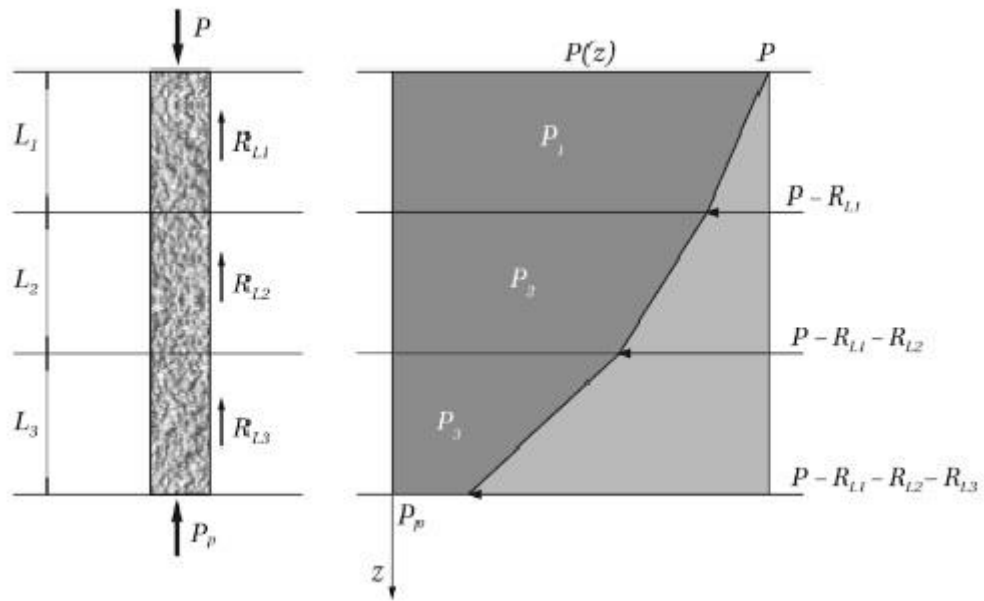
$$R_L < P < R \quad (18)$$

Considerando também a mobilização do atrito lateral e que a reação na ponta (P_P) seja inferior a resistência de ponta na ruptura (R_P), ou seja (Eq. 19):

$$P_P = P - R_L < R_P \quad (19)$$

Assim o esforço normal ao longo da estaca vai diminuindo devido à resistência lateral até um valor mínimo P_P na ponta da estaca. Conforme a Figura 17 pode ser perceber que em cada segmento da estaca L1, L2 e L3 é possível determinar os valores médios de esforço normal.

Figura 17- Diagrama de esforço normal.



Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Onde podemos por meio da Figura 17 obter as médias dos esforços em cada segmento:

Aplicando a lei de Hooke é possível obter o encurtamento da estaca (Eq. 20):

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum (P_i \cdot L_i) \quad (20)$$

Onde:

A – área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c – módulo de elasticidade do concreto;

L_i – comprimento do segmento;

P_i – valores médios do esforço normal no segmento.

Aoki e Cintra (2010) apresenta o módulo de elasticidade na ausência do valor específico de E_c . Para estacas pré-moldada $E_c = 28$ a 30 GPa. Nas estacas do tipo hélice contínua e Franki sugere-se $E_c = 21$ GPa. Já para estacas Strauus $E_c = 18$ GPa.

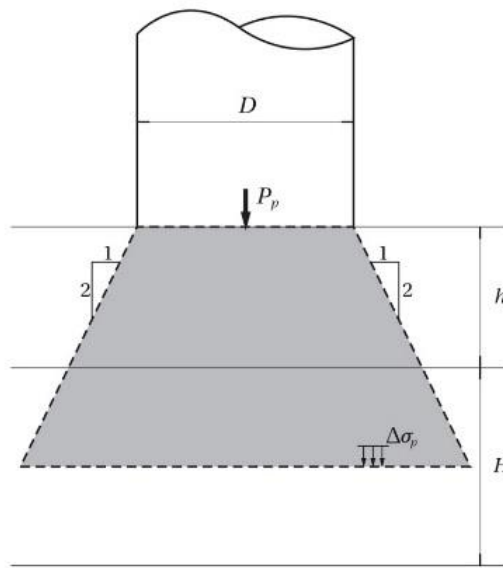
Já o recalque no solo, das camadas situadas entre a base da estaca e a camada indeformável pode ser encontrado, segundo Vesic (1975), através da

soma da parcela do recalque devido à reação de ponta ($\rho_{s,p}$) e a parcela relativa à reação às cargas laterais ($\rho_{s,L}$), conforme mostra-se na Equação 21.

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (21)$$

A metodologia de Aoki (1984) é baseada nos acréscimos de tensões provocado pela carga ao solo, numa camada subjacente de altura H, e que h é a distância entre o ponto de aplicação da força até essa camada, como demonstrado na Figura 18.

Figura 18- Tensões na base.



Fonte: Aoki e Cintra (2010).

A expressão para o acréscimo de tensões será (Eq. 22):

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \cdot (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (22)$$

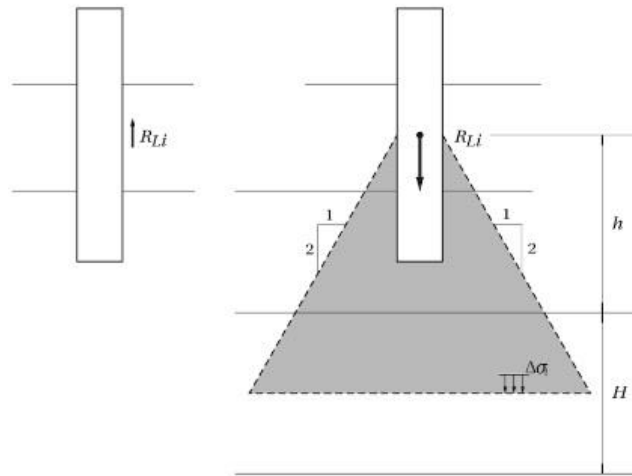
Onde:

P_p – carga na ponta da estaca;

D – diâmetro do fuste da estaca.

Da mesma forma acontece para os acréscimos de tensões da resistência lateral, onde o ponto de aplicação da força é o centroide do respectivo segmento, como demonstrado na Figura 19.

Figura 19- Tensões devido a carga laterais.



Fonte: Aoki e Cintra (2010).

Por tanto o acréscimo de tensões será (Eq. 23):

$$\Delta\sigma l = \frac{4.R_l}{\pi.(D+h+\frac{H}{2})^2} \quad (23)$$

Onde:

R_l – Resistência da camada;

D – diâmetro do fuste da estaca.

Assim é possível determinar o acréscimo total de tensões na camada (Eq. 24):

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma p + \sum \Delta\sigma l \quad (24)$$

A partir das expressões anteriores prevista por Aoki se torna possível determinar o acréscimo de tensões em cada camada que quiser considerar, da ponta da estaca até o indeslocável.

No entanto, de acordo NBR 8036/1983 os acréscimos de tensões no solo, oriundas das cargas aplicadas na fundação deve ser menor do que 10% da pressão geostática efetiva.

Logo, após determinar o acréscimo de tensões total é possível estimar o recalque pela teoria da elasticidade linear (Eq. 25):

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta \sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (25)$$

O módulo de deformabilidade do solo E_s pode ser obtido pela Equação 26:

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (26)$$

Em que:

E_0 – módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_0 – tensão geostática no centro da camada;

n – expoente que depende da natureza do solo ($n = 0,5$ para solos granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas)

Para módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca E_0 Aoki (1984) sugere:

$E_0 = 6 K_1 N_{SPT}$ para estacas cravadas

$E_0 = 4 K_1 N_{SPT}$ para estacas hélice continua

$E_0 = 3 K_1 N_{SPT}$ para estacas escavadas

O coeficiente “ K_1 ” é o coeficiente empírico que depende do tipo de solo utilizado por Aoki-Velloso (1975) para obtenção da capacidade de carga.

De modo a compatibilizar o módulo de deformabilidade para todos os métodos de capacidade de carga. Pode-se determinar o módulo de deformabilidade do solo através da correlação entre este parâmetro e o índice N do ensaio SPT, apresentada por TEIXEIRA & GODOY (1996), sua expressão pode ser vista na Eq. 27.

$$E_s = \alpha_4 \cdot K_3 \cdot N \quad (27)$$

Em que:

E_s – módulo de deformabilidade do solo

α_4 - coeficiente empírico = 3,5 e 7 para areia, silte e argila, respectivamente;

K_3 – coeficiente empírico dado na Tabela 11

N = número de Nspt

Tabela 11- Coeficiente K_3 .

Solo	$K(\text{Mpa})$
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: TEIXEIRA & GODOY, 1996.

2.6. Carga admissível

No projeto de estacas é de extrema importância avaliar a capacidade de carga que determinada estaca suporta antes de ocorrer à ruptura em um determinado tipo de solo.

Quando uma estaca é submetida a um carregamento vertical, ela irá resistir às solicitações parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerado ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta.

Dessa forma pode-se definir a capacidade de carga como a soma das cargas máximas que podem ser suportadas pelo atrito lateral e pela ponta. Assim a carga encontrada é a carga última ou a carga de ruptura. No entanto para efeito de cálculo a carga última deve ser transformada em carga admissível.

A determinação da carga admissível ou carga resistente deve ser determinada a partir da carga de ruptura. Essa carga pode ser encontrada através da Equação 28:

$$Ra = \frac{R_{RUP}}{FS} \quad (28)$$

Segundo a NBR 6122/2010 a grandeza fundamental para o projeto de fundações é a carga admissível ou cargas de projeto. Essas cargas devem obedecer simultaneamente ao estado-limite ultimo (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação e para o conjunto.

A NBR 6122/2010 determina que o valor do fator de segurança quando a capacidade de carga é calculada pelo método semiempírico de 2. No caso de estacas escavadas determina que a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral, ou seja, no máximo 20 % da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, caso esse valor seja superior o processo de limpeza da ponta deve ser especificada pelo projetista.

A carga admissível (fator de segurança global) é uma filosofia adotada com intuito de diminuir a capacidade de ruptura do solo devido a imprecisões dos métodos para obtenção da capacidade de carga aliada geralmente ao grande número de estacas em uma obra, da qual a capacidade de ruptura e a carga solicitante em cada elemento de fundação irão ser diferentes, por tanto o conceito de carga admissível não é aplicável a uma estaca individualmente, mas em todas as estacas.

Os próprios autores dos métodos semiempíricos adotaram os seus fatores de segurança de acordo com cada método utilizado. (CINTRA E AOKI, 2010)

Aoki e Velloso adotam o mesmo fator de segurança global presente na norma de 2 (Eq. 29):

$$Ra = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (29)$$

Enquanto Décourt e Quaresma adotaram coeficientes de segurança diferentes em cada parcela de resistências (Eq. 30):

$$Ra = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (30)$$

Teixeira (1996) estabelece como coeficiente de segurança o mesmo do valor normalizado (Eq. 31):

$$Ra = \frac{R}{2} \quad (31)$$

Exceto em estacas escavas em céu aberto, estabelecendo coeficientes diferentes (Eq. 32):

$$Ra = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad (32)$$

A NBR 6122/2010 estabelece que no caso onde o maciço apresentar atrito negativo o valor de carga admissível como (Eq. 33):

$$Ra = \frac{R_P + R_L}{F_S} - R_L(-) \quad (33)$$

2.7. Recalque admissível

Após determinar o valor do recalque, é necessário a verificação do deslocamento em relação ao tipo de solo. Cintra e Aoki (2010) cita valores de recalque admissíveis propostos por Meyerhof: 25 mm no caso de fundações por estacas em areias, e 50 mm em fundações por estacas em argila, considerando um grupo de estacas. Em estacas isoladas, recalque admissível de 15 mm em areia, e de 25 mm em argila.

Na distorção angular é necessário verificar os limites aceitáveis, caso contrário poderá ocorrer problemas como fissuras, trincas, além de problemas estruturais.

Conforme afirma Rodarte (2007, apud Thomaz, 1981), até em tempo recente os projetos de fundação eram dimensionados apenas pelo critério de

ruptura do solo. Hoje em dia é essencial avaliar o comportamento desses deslocamentos.

2.8. Curva carga x recalque

Segundo Magalhães (2005) o método de Van Der Veen é uns dos mais utilizados no Brasil e determina o recalque por meio de uma curva carga-recalque, representada por uma função exponencial, como pode ser visto na Equação 34:

$$P = R. (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (34)$$

Onde:

P – Carga aplicada

R – Carga ultima

ρ – recalque correspondente à carga Q .

Sendo α definido como (Eq. 35):

$$\alpha = -\ln. (1 - P/R) \quad (35)$$

Assim, depois de calcular a capacidade de carga (R) é possível ser feita uma estimativa de recalque (ρ), para uma carga (P) dentro do intervalo entre R_L e $R/2$.

2.9. Ensaio de prova de carga estática

Segundo Alonso (2003), o ensaio de prova de carga estático consiste em aplicar sucessivos estágios de carga e assim medindo seus deslocamentos. No entanto é preciso utilizar um grande sistema de reação. Tal ensaio pode ser realizado com carregamento lento (SML) ou rápido (QML).

Esse ensaio permite obter de modo mais preciso o real comportamento do solo frente à aplicação de cargas, de modo a conhecer a capacidade de carga que o solo suporta, o deslocamento da fundação e no caso de estacas instrumentadas, a forma de transferência de carga em profundidade.

A norma que rege esse ensaio é a NBR 12131/06, sendo que a estaca pode ser carregada até a sua ruptura, ou até duas vezes o valor da carga de trabalho prevista.

Assim, o ensaio permite determinar o comportamento carga x recalque de um elemento de fundação, especialmente para a carga nominal de trabalho desta.

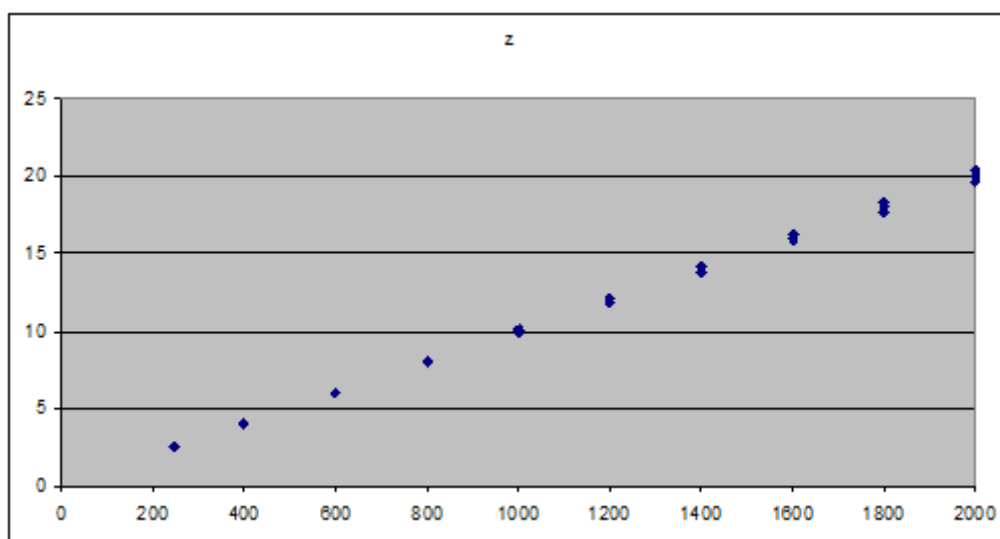
2.10. Métodos estatísticos de comparação

2.10.1. Gráfico de dispersão

Segundo Leão (2018), o gráfico de dispersão ou correlação serve para estudar o comportamento de duas variáveis quantitativas diferentes.

O gráfico nada mais é do que uma representação dos pares de valores em um sistema cartesiano, como é mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Gráfico de correlação linear



Fonte: Leão (2018).

A correlação linear pode ser positiva ou negativa, dependendo da disposição dos dados no gráfico. Quando uma variável cresce e a outra também cresce podemos dizer que a correlação é positiva. No entanto, quando uma variável cresce e outra decresce a correlação linear é considerada negativa.

2.10.2. Coeficiente de correlação e de determinação

Segundo Leão (2018), o coeficiente de correlação (R) informa a dependência linear entre as variáveis. Já o coeficiente de determinação (R²) informa o poder de explicação do modelo ou da equação que tende a estimar os dados amostrais.

Os coeficientes de correlação e de determinação podem ser calculados através do Métodos dos Mínimos Quadrados Ordinários – MQO. Esse método parte da premissa de se encontrar a mínima soma dos quadrados dos resíduos. Assim o somatório dos quadrados dos resíduos é uma função que depende dos coeficientes estimadores, onde o coeficiente de determinação pode ser encontrado pela Equação 36.

$$r^2 = \frac{SQE}{STQ} \quad (36)$$

Onde:

SQE – somatório dos quadrados dos resíduos explicados

STQ – somatório dos quadrados dos resíduos totais não explicados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Classificação da pesquisa

Esta pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso, aplicando conhecimento técnico da engenharia para um caso específico, e utilizando um projeto geotécnico modelo para geração de resultados.

Quanto objeto pode ser considerado uma pesquisa explicativa, pois o resultado pretende avaliar o fenômeno estudado, relacionando a teoria com a prática no método da pesquisa.

A abordagem pode ser considerada quantitativa, pois transformou dados em informações numéricas sobre o comportamento do objeto. Assim podendo quantificar o problema e entender a dimensão dele.

3.2. Planejamento da pesquisa

A pesquisa foi dividida em duas etapas. A primeira consistiu na revisão bibliográfica, abrangendo livros, revistas, periódicos, dissertações, teses, artigos.

A segunda parte consistiu no desenvolvimento da pesquisa, onde foi utilizada uma planta de carga e laudos de sondagens. Através das duas peças técnicas foi feito o estudo geotécnico de fundação profunda em estaca.

O estudo geotécnico se concentra na obtenção de curvas carga recalque dos métodos semiempíricos de capacidade de carga, utilizando para isso dados de entrada compatíveis aos dados utilizados nas provas de cargas.

Então calculou-se a capacidade de carga de cada método semiempírico. Os valores encontrados foram aplicados à um método de recalque, sendo possível estimar o valor de recalque para cada método de capacidade de carga. Deste modo tornou-se possível elaborar o gráfico de curva carga e recalque.

Os valores encontrados através da extrapolação da curva carga e recalque tanto de capacidade de carga, quanto o de recalque foram comparados aos valores encontrados na prova de carga realizada na obra.

Adiante disso foi feito o estudo estatístico através dos resíduos gerados pelas equações de extrapolação de cada método em relação aos valores da prova de carga, obtendo desse modo, os coeficientes de determinação e de correlação.

Assim o estudo e a utilização de dados dos cálculos estão divididos em duas situações:

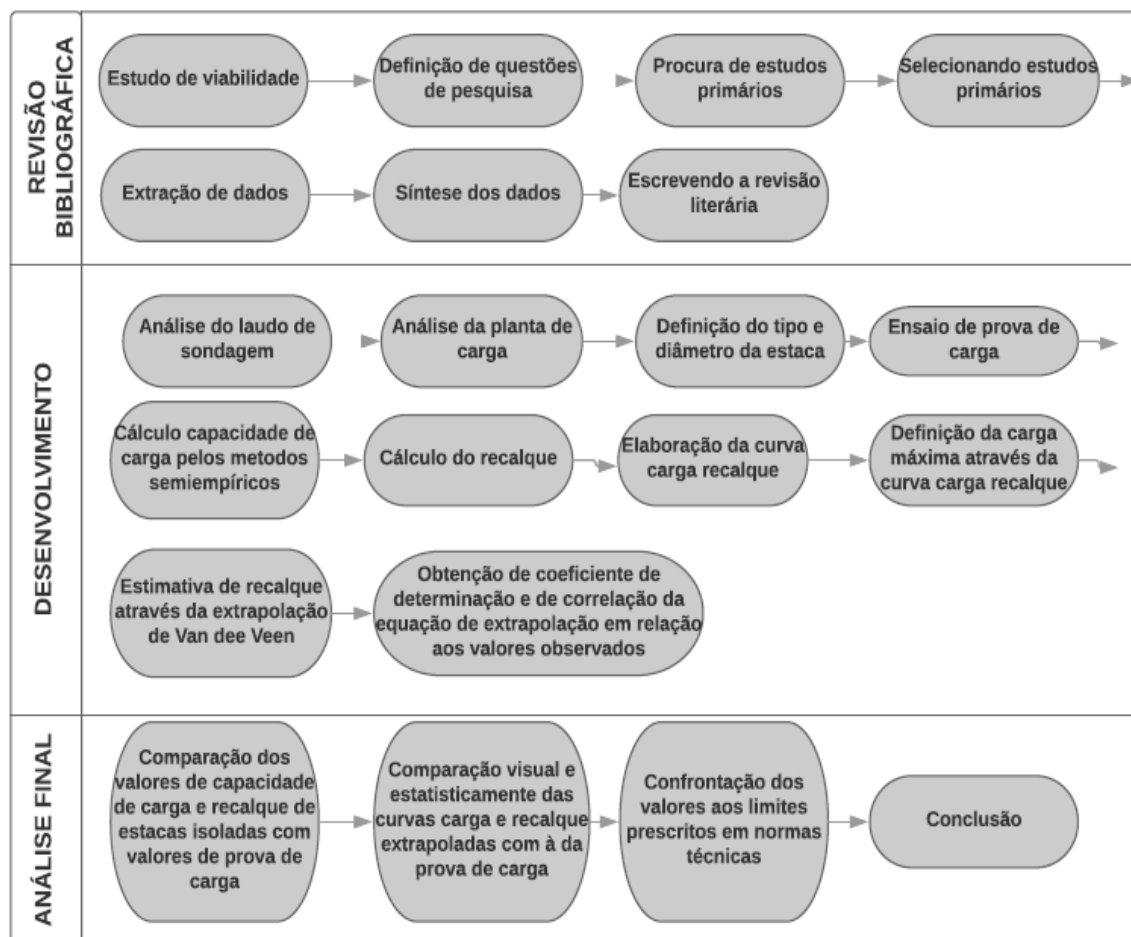
Situação 1 – Os dados utilizados são oriundos da prova de carga 1 e da Sondagem 1.

Situação 2 - Os dados utilizados são oriundos da prova de carga 2 e da Sondagem 2.

Os valores são apresentados em tabelas e gráficos, propiciando observar com maior facilidade os valores de capacidade de carga e recalque resultantes.

As etapas para a realização da pesquisa podem ser vistas simplificadaamente no Quadro 2.

Quadro 2- Planejamento da pesquisa



Fonte: Autor (2019).

3.3. Metodologia de cálculo

3.3.1. Laudo de sondagem

No estudo de caso, num primeiro momento foi feito a análise dos laudos de sondagens do terreno, sendo esta feita por uma empresa específica. Os laudos de sondagem são referentes aos furos de sondagens feitos no período de estiagem na região de Natal – Rio Grande de Norte. Neste caso foi realizada sondagem do tipo SPT, o que proporciona o conhecimento do

subsolo e possibilita obter informações para os cálculos da fundação em questão.

As informações contidas na sondagem SPT permitem identificar as diferentes camadas de solo que compõem o subsolo, o nível do lençol freático, bem como o índice de resistência, que são extremamente fundamentais para o projeto de fundação.

A norma que rege o ensaio SPT é a NBR 6484/2001 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT. A revisão literária deste ensaio está descrita no item 2.3.1.

3.3.2. Planta de carga e locação dos pilares

Associada ao reconhecimento do subsolo e de suas propriedades, para ser possível o estudo do projeto geotécnico se faz necessária à planta de carga da estrutura (revisão literária item 2.4), trazendo informações da dimensão dos pilares, da carga que será transmitida ao solo e da sua localização no terreno.

A análise da planta de carga e da locação dos pilares são parâmetros fundamentais para a escolha do tipo de fundação a ser adotada, verificando a forma e dimensão dos pilares com as respectivas cargas e relacionando com as informações do laudo de sondagem.

A planta de locação dos pilares também permite identificar a posição dos ensaios realizados dentro do perímetro da obra, podendo assim relacionar com a posição do furo de sondagem.

3.3.3. Definição do tipo de estaca

Com o conhecimento do substrato do solo e das cargas que serão transmitidas, tratou-se da definição do tipo de estacas que serão adotadas no estudo, sendo analisado para essa decisão o nível de água, a resistência à penetração nas camadas superficiais e nas profundas, a carga de cada ponto de fundação, o modo de execução de cada uma delas e a disponibilidade.

3.3.4. Ensaio de prova de carga

O ensaio de prova de carga é extremamente fundamental para a realização deste trabalho, uma vez que este será o parâmetro de comparação.

Assim foi feito dois ensaios de prova de carga. Esses ensaios permitiram verificar a capacidade de carga da estaca, sua deformação e consequentemente a curva carga x recalque.

3.3.5. Capacidade de carga métodos semiempíricos

Em seguida, com o tipo de estaca definido para o local, o laudo de sondagem, foi calculado a capacidade de carga do solo, através de cinco métodos semiempíricos.

Neste estudo foi utilizado o método de Aoki-Velloso (1975), Antunes e Cabral (1996) Décourt-Quaresma (1978), Velloso (1981) e Teixeira (1996).

Em seguida tratou-se de comparar os valores de capacidade de carga resultante entre os cinco métodos.

3.3.6. Recalque

Os valores da resistência lateral ao longo da estaca nos cinco métodos em estudo foram aplicados a um método de recalque.

Para a definição do valor estimado de recalque foi utilizada o método de Aoki e Cintra, utilizando para obtenção do módulo de deformabilidade do solo a equação estabelecida por Teixeira e Godoy.

3.3.7. Elaboração da curva carga-recalque

Com ajuda da equação de Van der Veen foi possível elaborar o gráfico carga x recalque. Através da curva carga e recalque foi possível obter a carga máxima que a estaca poderia ser solicitada para determinado valor de recalque. Além disso, permitiu encontrar o recalque extrapolado em cada um dos cinco métodos aplicando a mesma força utilizada na prova de carga.

Assim, foi elaborado o gráfico de carga-recalque para os cinco métodos semiempíricos de capacidade de carga e seus respectivos recalques. Permitindo deste modo, fazer a análise dos resultados.

3.3.8. Curva carga e recalque comparação matemática

Com as curvas carga e recalque definidas foi possível obter valores de recalque para cargas diferentes. Os valores dessas cargas são iguais aos valores de cargas aplicadas nas provas de cargas.

Deste modo, se torna possível obter valores de recalques estimados para as cargas ensaiadas na prova de carga.

Assim, com os valores de recalque observados na prova de carga e os valores estimados pelos métodos tornou possível elaborar o gráfico de correlação entre os dois resultados, podendo ser possível através da visualização do gráfico identificar quais métodos se aproximaram mais aos valores encontrados na prova de carga. Depois disso calculou-se os resíduos entre as duas variáveis, de modo que, através do método matemático dos mínimos quadrados (MMQ) foi encontrado o coeficiente de determinação e de correlação da equação de extrapolação em relação aos valores encontrados na prova de carga.

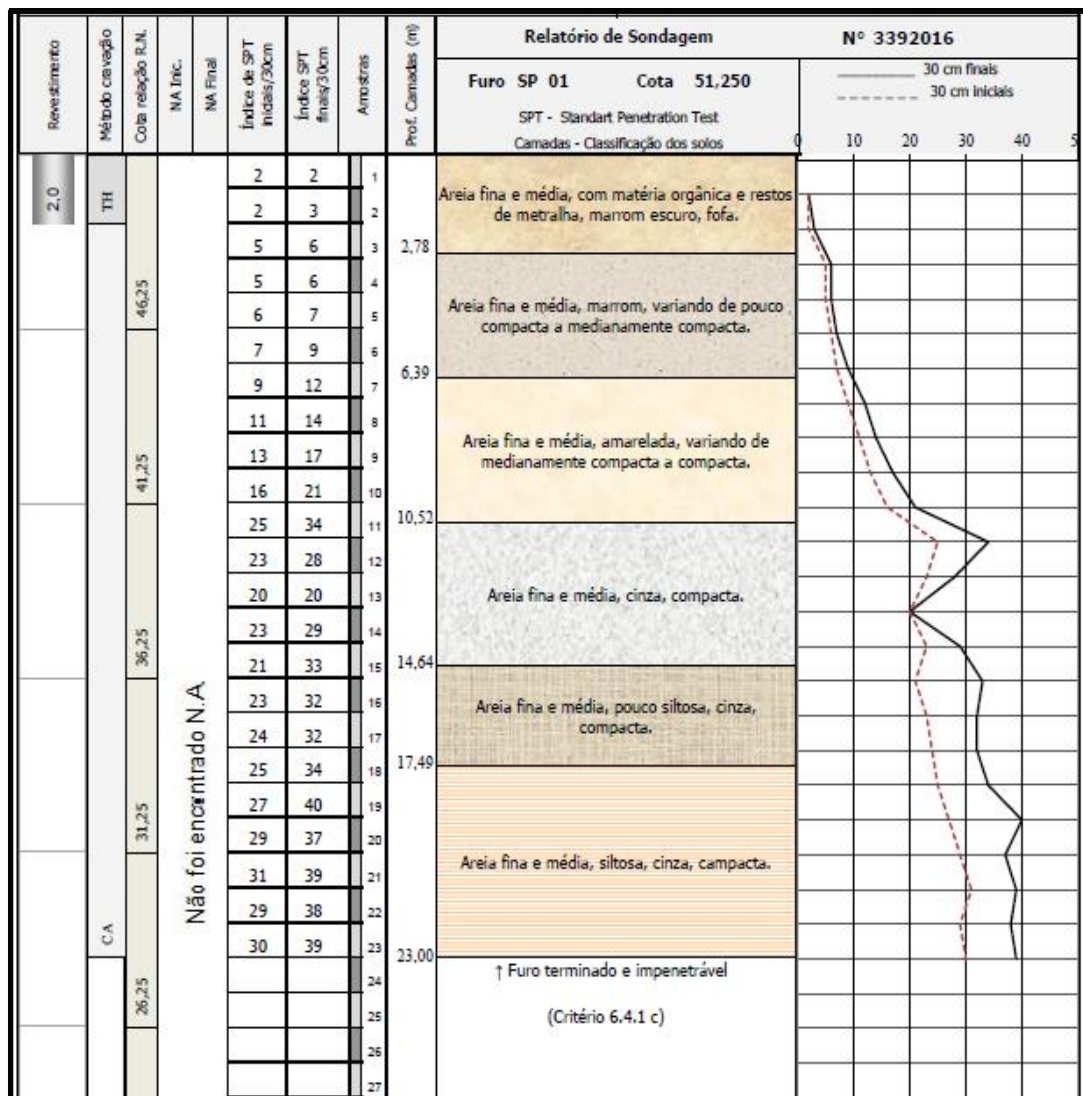
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. Laudo de sondagem

O estudo inicia-se pela análise dos laudos de sondagens. Como a obra possui uma área de projeção construída de aproximadamente 2800 m² foram realizados 13 furos de reconhecimento simples do tipo SPT.

No entanto neste trabalho serão analisados somente os 2 laudos de sondagens. Estes são aqueles mais próximos às das estacas submetidas a ensaios de prova de carga. Esses laudos podem ser vistos a seguir, na Figura 21 e Figura 22 respectivamente. Estes foram realizados dentro do perímetro da obra, seguindo as prescrições da NBR 6484/2001.

Figura 21- Laudo de Sondagem 01

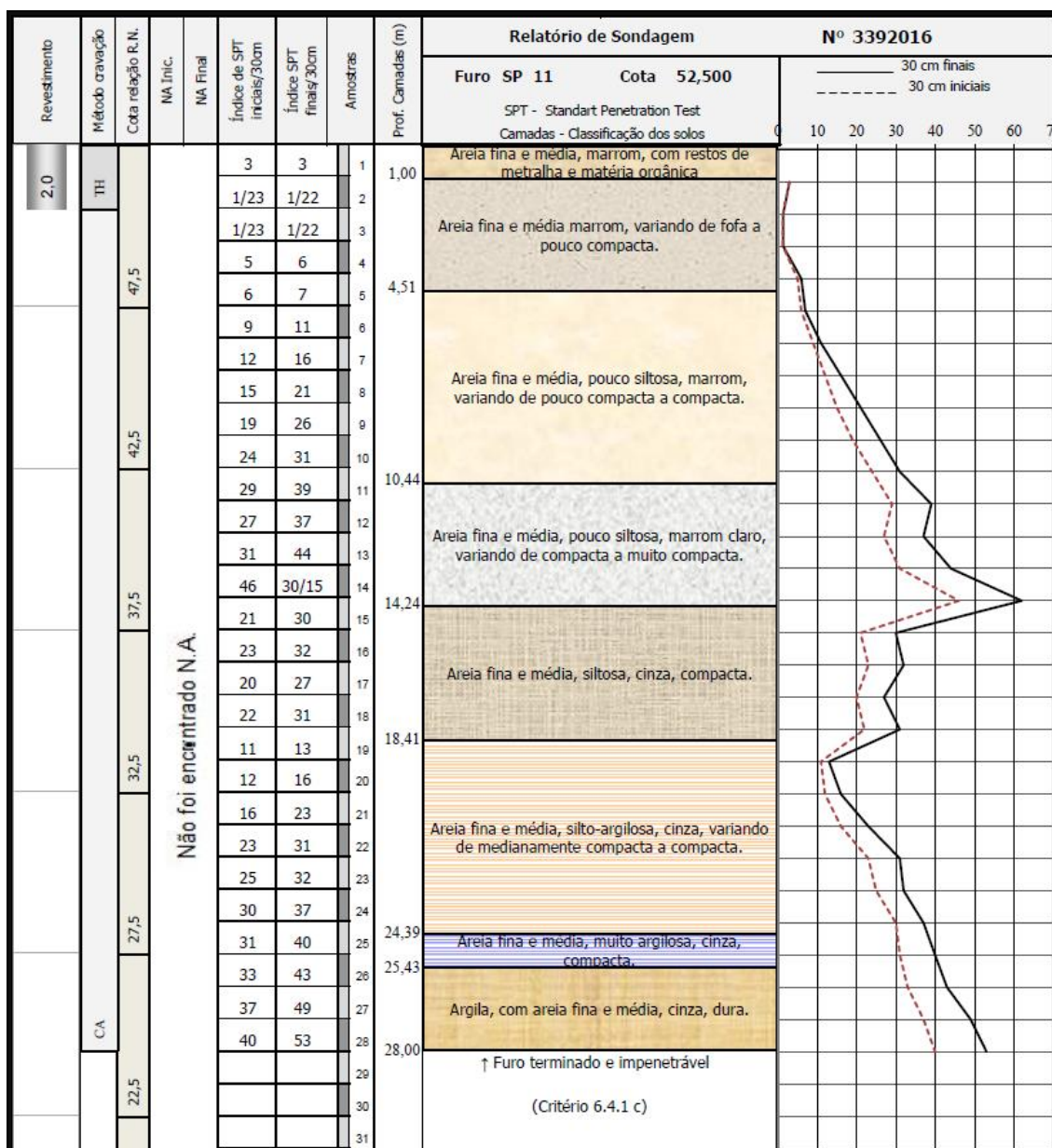


Fonte: Adaptado pelo autor (2019).

Nos primeiros 6 metros o índice de resistência apresentou-se menor do que 10, o que representa uma pouca resistência, sendo o estado de compactidade variando de fofo para pouco ou mediamente compacto.

A partir de 6 metros o índice de resistência aumentou gradativamente, melhorando assim a resistência do perfil, exceto aos 13 metros onde houve uma queda de resistência. Além disso, percebe-se que aos 23 metros de profundidade é atingida a camada impenetrável para o ensaio.

Figura 22- Laudo de Sondagem 02



Fonte: Adaptado pelo autor (2019).

Observando o laudo da sondagem 02 percebe-se que nos primeiros metros o índice de resistência apresenta-se menor do que 10, significando uma baixa resistência. A partir dos 5 metros houve um aumento gradativo do índice de resistência, atingindo a camada impenetrável aos 28 metros de profundidade.

Observando os dois laudos é possível identificar o perfil geológico do local, constituído basicamente de areia fina e média, areia pouco siltosa e areia siltosa, variando o estado de compactação conforme a profundidade aumenta.

Ainda observando as informações dos laudos de sondagem é possível perceber que não há presença de água, o que pode possibilita a execução de variados tipos de fundações.

4.2. Planta de carga

Para o estudo geotécnico deste trabalho utilizou-se a planta de locação dos pilares contido no Anexo A, bem como a tabela de cargas contidas no Anexo B.

4.3. Definição do tipo de fundação

Tendo analisado os laudos de sondagens foi possível conhecer o substrato do solo, bem como sua resistência ao longo de sua profundidade. Como nos primeiros metros os índices de resistência apresentaram-se inferiores a 10, representando nessas camadas iniciais uma baixa resistência, optou-se pelo estudo em fundação do tipo indireta.

Conforme mostrado na tabela de planta de cargas, as cargas a serem transmitidas são elevadas, aumentando a possibilidade de utilização de estacas indiretas, pois o sistema de transferência de cargas de um bloco de estacas possibilita uma capacidade de suporte elevada, sendo uma solução adequada para o problema.

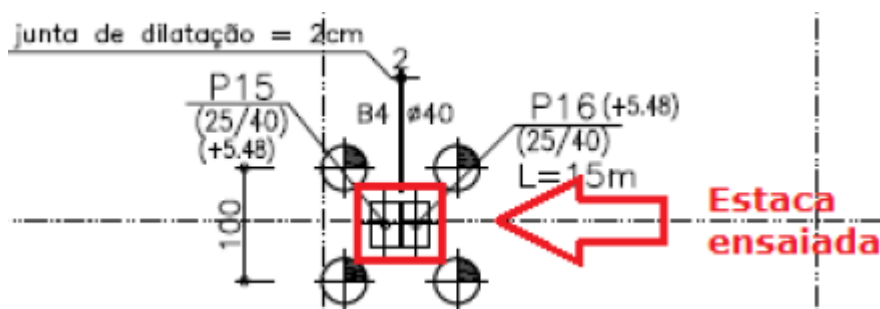
Assim conciliando as questões apresentadas acima com a disponibilidade, facilidade e velocidade de execução, bem como seu baixo custo definiu-se para o estudo a utilização da estaca hélice contínua.

4.4. Prova de Carga

A prova de carga estática foi executada em duas estacas. A prova de carga 1 foi realizada no bloco P15/16. A prova de carga 2 foi realizada no bloco P69.

A prova de carga 1 realizada sobre o bloco P15/16, possui um diâmetro nominal de 400 mm e 15 metros de comprimento, sendo do tipo hélice contínua. A carga de trabalho para dimensionamento desta estaca foi de 600kN ou 60 toneladas. Seu esquema pode ser visualizado na Figura 23.

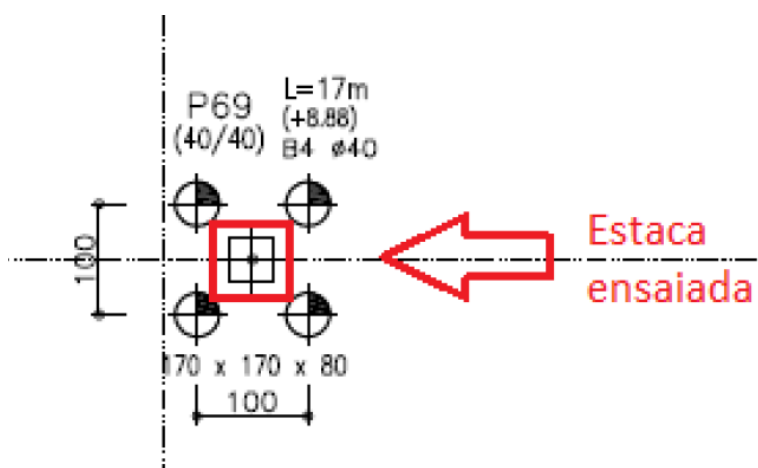
Figura 23- Vista da PCE 01



Fonte: Adaptado pelo autor (2019).

A prova de carga 2 realizada sobre o bloco P69, possui um diâmetro nominal de 400 mm e 17 metros de comprimento, sendo do tipo hélice contínua. A carga de trabalho para dimensionamento desta estaca foi de 600kN ou 60 toneladas. Seu esquema pode ser visualizado na Figura 24.

Figura 24- Vista da PCE 02

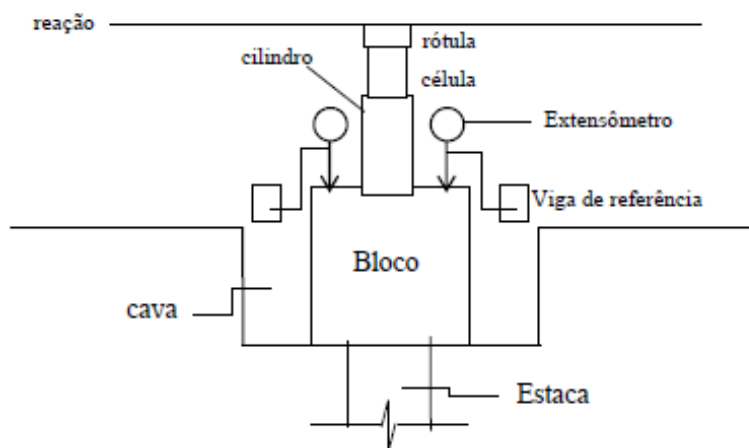


Fonte: Adaptado pelo autor (2019).

Para a reação aos carregamentos, foram utilizadas quatro estacas periféricas às estacas ensaiadas, por meio de tirantes, trabalhando à tração. Um bloco de coroamento com dimensões de 0,7 x 0,7 x 0,7 foi construído sobre a estaca para o recebimento uniforme das cargas.

As cargas foram aplicadas com auxílio de um cilindro hidráulico de 4000kN de capacidade. Os recalques foram medidos através de quatro relógios comparadores mecânicos. A Figura 25 mostra um esquema em corte da montagem da prova de carga.

Figura 25- Esquema de montagem da prova de carga.



Fonte: Adaptado pelo autor (2019).

A prova de carga realizada foi do tipo QML (*quick maintained load*), ou seja, com carga mantida constante durante estágios de 15 minutos de duração, sendo as leituras dos deslocamentos efetuadas em 0,1, 2, 4, 8 e 15 minutos.

A Tabela 12 e a Tabela 13 apresentam os valores iniciais e finais medidos em cada estágio. Já o Gráfico 1 e o Gráfico 2 apresenta a curva carga aplicada *versus* recalque medido na prova de carga realizada. Os resultados são os valores correspondentes ao final de cada estágio.

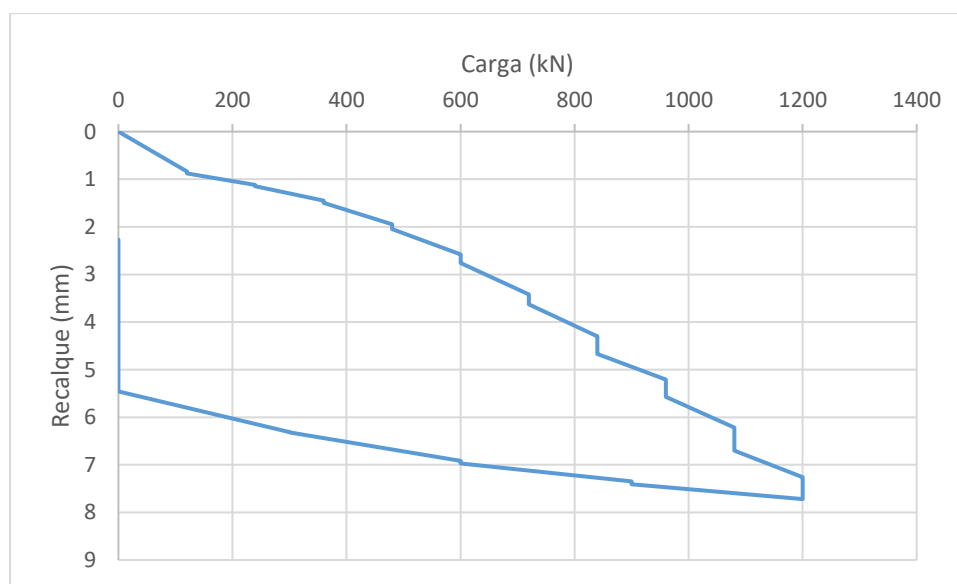
Na prova de carga 1 a carga máxima atingida no ensaio foi de 1200kN, sendo duas vezes a carga de trabalho prevista, atingindo um recalque total de 7,74 mm.

Tabela 12- Força e deslocamento PCE 01.

Força (kN)	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Deslocamento (mm)
0	0	960	5,21
120	0,84	960	5,57
120	0,88	1080	6,22
240	1,12	1080	6,7
240	1,15	1200	7,26
360	1,45	1200	7,72
360	1,5	900	7,41
480	1,95	900	7,35
480	2,05	600	6,97
600	2,58	600	6,92
600	2,76	300	6,32
720	3,42	300	6,31
720	3,63	0	5,46
840	4,3	0	2,27
840	4,67		

Fonte: Autor (2019).

Gráfico 1- Curva carga x recalque PCE01.



Fonte: Autor (2019).

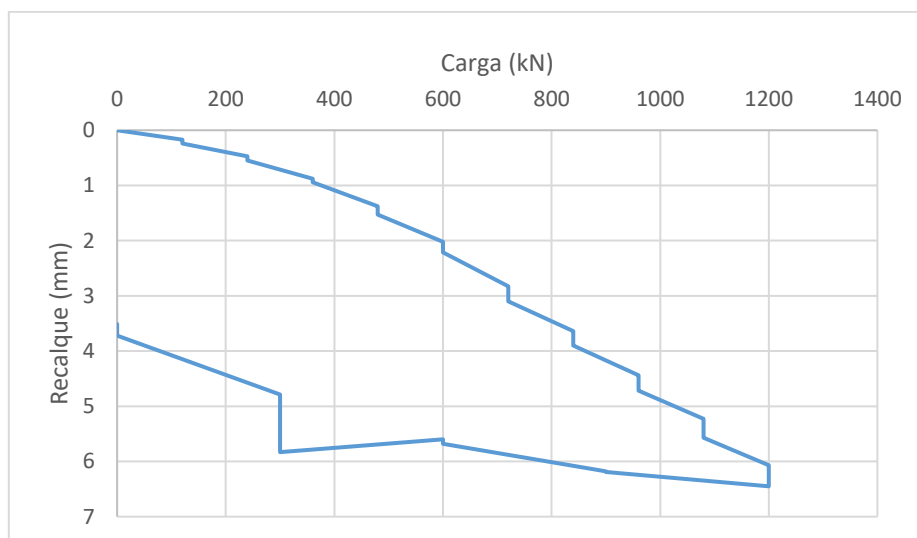
Na prova de carga 2 a carga máxima atingida no ensaio foi de 1200kN, sendo duas vezes a carga de trabalho prevista, atingindo um recalque total de 6,45 mm.

Tabela 13- Força e deslocamento PCE 02.

Força (kN)	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Deslocamento (mm)
0	0	960	4,44
120	0,17	960	4,72
120	0,24	1080	5,23
240	0,47	1080	5,57
240	0,55	1200	6,07
360	0,88	1200	6,45
360	0,94	900	6,19
480	1,38	900	6,18
480	1,53	600	5,68
600	2,02	600	5,6
600	2,21	300	5,83
720	2,83	300	4,79
720	3,1	0	3,72
840	3,64	0	3,51
840	3,9		

Fonte: Autor (2019).

Gráfico 2- Curva carga x recalque PCE02.



Fonte: Autor (2019).

4.5. Estimativa de capacidade de carga

O cálculo de capacidade de carga aqui apresentados tem como objetivo: confrontar os resultados da capacidade de carga dos métodos semiempíricos aos valor encontrados nas provas de cargas, utilizando para isso os dados de entrada informados nos ensaios de prova de carga.

Assim para permitir a avaliação da capacidade de carga faz-se necessário utilizar a mesma estaca, diâmetro e profundidade à da estaca ensaiada.

Logo, para a prova de carga 1 o diâmetro nominal utilizado foi de 400 mm e profundidade de 15 metros. Para prova de carga 2 o diâmetro nominal utilizado foi de 400 mm e profundidade de 17 metros.

O laudo de sondagem utilizado é aquele executado mais próximo da estaca ensaiada.

As sondagens utilizadas podem ser vistas no item 4.1.

Os valores de capacidade de carga metro a metro de cada método para as duas situações das provas de cargas estão apresentadas no Apêndice A.

4.5.1. Antunes e Cabral

Para as camadas caracterizadas como areia, o coeficiente β_1 é igual a média de 4% e 5%, o utilizado foi a média 4,5%. Para o coeficiente β_2 também foi utilizado a média entre 2 e 2,5 resultando em a 2,25.

Para camadas caracterizadas como areia siltosa, o coeficiente β_1 utilizado foi igual a 4% e β_2 igual a 2.

Para camadas caracterizadas como areia argilosa e areia siltosa o coeficiente β_1 utilizado foi igual a 4% e β_2 igual a 2.

A formulação para o cálculo do método, bem como a classificação dos coeficientes podem ser encontradas no item 2.5.2.2.

4.5.2. Aoki e Velloso

Perfil de camada caracterizada como areia o coeficiente K_1 utilizado é igual a 1000 kN/m² e coeficiente α_1 1,4%.

Para camadas caracterizadas como areia siltosa, o coeficiente K_1 utilizado é igual a 800 kN/m² e coeficiente α_1 igual a 2%.

Os fatores de correção F1 e F2 utilizados foram os valores atualizados de Monteiro (2000) e dependem do tipo de estaca. Como a estaca em estudo é do tipo hélice contínua esses fatores são iguais a 3 e 3,8 respectivamente.

A formulação para o cálculo do método, bem como a classificação dos coeficientes e fatores de correção podem ser encontradas no item 2.5.2.1.

4.5.3. *Décourt-Quaresma*

Apesar dos laudos de sondagem constarem perfis formados por areia, areia siltosa e areia silto-argilosa, no método de Décourt-Quaresma para o coeficiente K_2 o valor apresentado consta apenas para perfil em areia. Assim o coeficiente K_2 utilizado em toda as camadas foi igual a 400kN/m².

O fator de correção de ponta (α_2) será igual a 0,3 e o fator de correção lateral (β) será igual 1 para todas as camadas, devido à estaca ser do tipo hélice contínua.

A formulação para o cálculo do método, bem como a classificação dos coeficientes podem ser encontradas no item 2.5.2.3.

4.5.4. *Teixeira*

Nas camadas caracterizadas como areia o coeficiente α_3 utilizado foi igual a 270 KPa e coeficiente β_4 igual a 4.

Nas camadas caracterizadas como areia siltosa foram adotadas α_3 igual a 240 KPa e β_4 igual a 4.

A formulação para o cálculo do método, bem como a classificação dos coeficientes podem ser encontradas no item 2.5.2.5.

4.5.5. Velloso

Camadas caracterizadas como areia, areia siltosa, e areia silto-argilosa o coeficiente C_p adotado no cálculo foi igual a 600 kN/m² e β_3 igual a 0,705, pois nesse método não existe uma classificação mais detalhada acerca das diferenças de perfis. Assim, não há muita variedade de informações de perfis, fazendo com que todas as informações tabeladas se apresentem iguais, pois o perfil foi adotado foi areia em todo o substrato.

A formulação para o cálculo do método, bem como a classificação dos coeficientes podem ser encontradas no item 2.5.2.4.

4.6. Comparação dos resultados semiempíricos de capacidade de carga

A partir dos resultados obtidos para cada método de capacidade de carga semiempírico com o resultado obtido através da prova de carga é possível fazer uma análise comparativa dos resultados. Assim se torna possível identificar o valor de capacidade de carga de um método que mais se aproxima com o valor ensaiado.

4.6.1. Situação 1

Nesse cenário, os valores de capacidade de carga encontrados são referentes ao laudo de sondagem 1, onde os dados dizem respeito a PCE01. O valor de carga suportado na PCE01 foi de 1200 kN (duas vezes a carga nominal de trabalho) para uma profundidade de 15 metros.

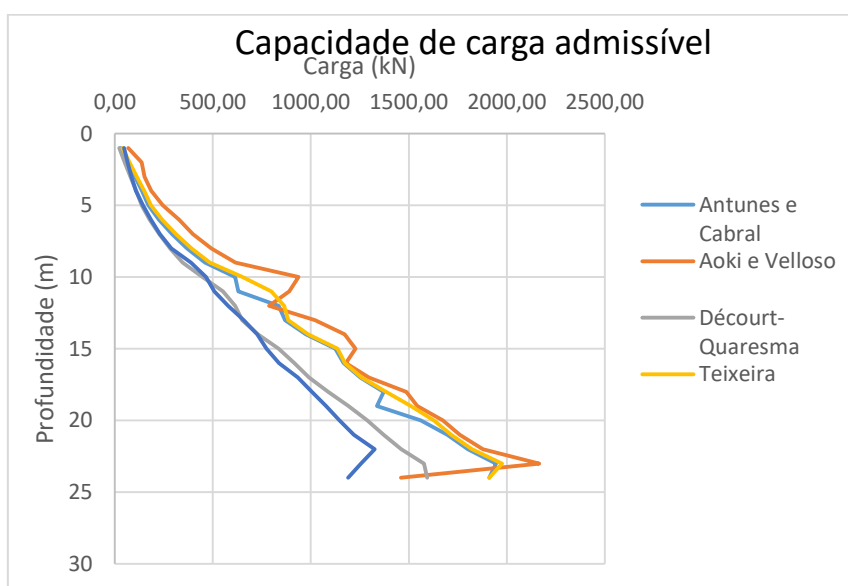
Na Tabela 14 e Gráfico 3 são apresentados os valores de carga admissível para cada camada do substrato até o ultimo índice de resistência à penetração apresentado no laudo de sondagem.

Tabela 14- Comparação capacidade de carga Sondagem 1

Profundidad e (m)	Capacidade de carga admissível (kN)				
	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt- Quaresma	Teixeira	Velloso
1	29,22	67,46	23,04	38,96	46,32
2	65,97	137,24	50,68	74,77	64,32
3	101,79	151,13	79,59	112,47	84,82
4	137,60	185,96	108,49	150,17	108,09
5	171,53	244,05	136,97	184,73	143,99
6	225,25	327,72	177,19	241,27	184,70
7	292,17	397,38	226,19	311,02	230,13
8	369,45	492,62	281,91	391,44	288,66
9	459,93	615,75	346,41	485,06	388,44
10	613,55	936,64	446,94	650,94	464,61
11	629,58	889,68	552,08	798,59	508,05
12	835,98	786,94	614,50	863,31	578,61
13	868,96	1021,73	650,10	885,30	658,19
14	974,52	1172,64	729,69	986,46	726,99
15	1124,38	1228,09	835,24	1137,26	773,85
16	1168,15	1178,70	916,09	1173,70	837,40
17	1252,76	1296,87	991,91	1259,15	934,17
18	1371,72	1487,35	1089,50	1384,81	1005,84
19	1338,21	1542,91	1192,13	1510,48	1076,98
20	1561,06	1674,30	1288,47	1628,60	1146,73
21	1696,77	1760,72	1371,41	1716,57	1219,61
22	1800,66	1878,01	1462,31	1822,12	1325,81
23	1944,75	2165,49	1577,92	1975,43	1255,86
24	1911,24	1460,01	1593,42	1910,09	1189,91

Fonte: Autor (2019).

Gráfico 3- Comparação capacidade de carga Sondagem 1



Fonte: Autor (2019).

Através do gráfico e da tabela é possível ter uma noção dos comportamentos dos valores de cada método frente o perfil de solo. Percebe-se que na profundidade de 15 metros o método de Aoki e Velloso, Antunes e Cabral e de Teixeira foram o que mais se aproximaram ao valor suportado de 1200 kN, com valores de 1228,09 kN, 1124,38 kN e 1137,26 kN respectivamente.

Já os demais métodos apresentaram uma diferença maior ao valor ensaiado, sendo o método de Velloso o que mostrou uma significativa diferença, indicando um valor de 773 kN.

Na curva do método de Aoki e Velloso observa-se uma variação de capacidade de carga ao longo da profundidade, tendo um decréscimo significativo na profundidade de 12 metros, devido a perda de resistência de ponta. Já nos demais métodos observa-se uma constância na curva do comportamento dos valores.

Nota-se ainda, observando o gráfico, uma semelhança da curva de valores entre os métodos de Décourt-Quaresma e Velloso e a curva de valores de Antunes e Cabral e Teixeira.

4.6.2. Situação 2

Nessa situação os valores de capacidade de encontrados se referem ao laudo de sondagem 2, onde os dados utilizados para o cálculo são aqueles referentes a PCE02. O valor de carga suportada na PC02 foi de 1200 kN (duas vezes a carga nominal de trabalho) para uma profundidade de 17 metros.

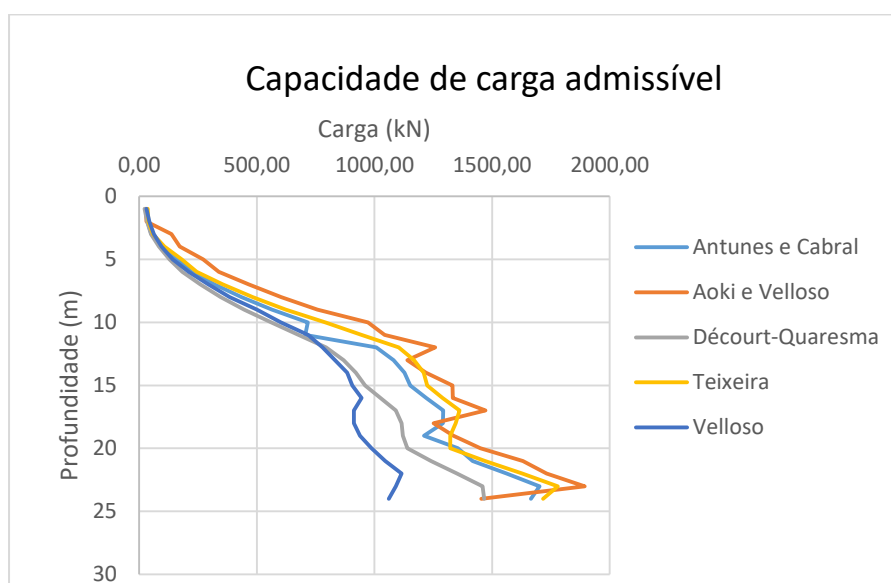
Na Tabela 15 e Gráfico 4 são apresentados os valores de carga admissível para cada camada do substrato até o ultimo índice de resistência a penetração apresentado no laudo de sondagem.

Tabela 15- Comparação capacidade de carga Sondagem 2

Profundidade (m)	Capacidade de carga admissível (kN)				
	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt- Quaresma	Teixeira	Velloso
1	27,33	27,89	22,62	35,81	31,29
2	34,87	30,20	33,51	38,33	42,82
3	51,84	137,24	49,43	57,81	62,11
4	97,08	172,07	83,36	106,81	95,34
5	163,99	272,05	129,43	180,96	142,87
6	220,96	338,85	183,89	243,79	209,98
7	319,81	464,96	258,87	354,37	293,24
8	435,42	604,29	346,83	482,55	384,36
9	563,60	756,85	445,27	623,29	499,94
10	716,91	972,90	561,72	791,68	601,78
11	706,02	1042,57	677,33	944,99	717,85
12	1008,45	1257,74	793,78	1103,33	779,29
13	1081,34	1139,57	869,59	1168,67	831,80
14	1127,41	1218,94	921,11	1208,88	883,90
15	1152,55	1331,81	960,07	1223,96	906,11
16	1220,40	1332,70	1025,83	1289,31	944,75
17	1292,45	1471,15	1091,18	1362,19	912,43
18	1290,78	1251,57	1114,64	1344,60	912,96
19	1210,35	1336,22	1120,50	1321,98	938,36
20	1355,28	1449,78	1140,19	1321,98	986,74
21	1417,28	1630,96	1239,88	1470,27	1046,12
22	1562,21	1731,73	1351,30	1628,60	1114,75
23	1701,28	1893,93	1459,79	1779,40	1090,28
24	1664,42	1454,26	1465,66	1716,57	1060,37

Fonte: Autor (2019).

Gráfico 4- Comparação capacidade de carga Sondagem 2



Fonte: Autor (2019).

Verificando o gráfico adjunto com a tabela percebe-se que na profundidade de 17 metros o método de Antunes e Cabral, de Teixeira e de Décourt-Quaresma e Aoki e Velloso se aproximaram mais ao valor suportado de 1200kN, com 1229,45 kN, 1362,19 kN , 1091,18 kN e 1471,15 kN respectivamente.

Já os demais métodos apresentaram uma diferença maior ao valor ensaiado, sendo o método de Velloso o que mostrou uma maior diferença.

Nota-se ainda, observando o gráfico, um comportamento semelhante das curvas entre todos os métodos até a profundidade de 10 metros. A partir daí há uma variância entre as curvas.

4.7. Estimativa de recalque

Através dos resultados de transferência de carga lateral e da capacidade de carga em cada método foi possível calcular a estimativa de recalque de estaca isolada através do método de Aoki.

Esse método consiste na soma da parcela devido ao encurtamento elástico da estaca e da parcela devido ao recalque nas camadas compreensíveis abaixo da ponta da estaca.

O procedimento de cálculo pode ser visto no item 2.5.3.1.

Assim se torna viável o cálculo do recalque e comparar com os valores encontrados nos ensaios de prova de carga.

O cálculo da primeira parcela (ponta) foi feito o gráfico de esforço normal devido ao atrito na estaca. Para isso utilizou-se uma resistência lateral característica de cada método. A carga atuante no topo da estaca é a capacidade de carga admissível, conforme demonstra Cintra e Aoki (2010).

O cálculo do encurtamento elástico foi utilizado o módulo de elasticidade do concreto de 21GPa, como indicado no método, uma área em kN.m encontrada através do gráfico normal da estaca. Finalmente, aplicando a lei de Hooke, encontrou-se o encurtamento elástico.

Para o cálculo da segunda parcela (lateral) foi adotada o método de Teixeira e Godoy para estimar o módulo de elasticidade depois da execução da estaca. Para a tensão devido à resistência lateral do solo foi desconsiderada 1 metro da camada superficial. Assim calculou-se o recalque até a camada onde o acréscimo de tensão no solo foi menor do que 10% da tensão geostática.

Logo abaixo, nas tabelas seguintes podem ser vistas os valores de recalques encontrados utilizando a capacidade de carga dos métodos estudado.

Os valores de dados utilizados, bem como o memorial de cálculo para o recalque estão contidos no Apêndice B.

4.7.1. Recalque situação 1

O recalque calculado (Tabela 16) refere-se na situação da PC01, onde foi utilizado diâmetro nominal da estaca de 400mm e cota de apoio da estaca de 15 metros.

Tabela 16- Recalques para capacidade de carga PC01

Método	Encurtamento elástico (mm)	Recalque do solo (mm)	Total (mm)
Antunes e Cabral	2,64	1,45	4,09
Aoki e Velloso	3,56	4,52	8,08
Décourt-Quaresma	1,65	1,28	2,93
Teixeira	3,04	1,29	4,33
Velloso	2,1	1,18	3,28

Fonte: Autor (2019).

Observando o gráfico de esforço normal contido no Apêndice B, com os valores de resistência de ponta e lateral de cada método, notamos que os valores de resistência lateral característica dos métodos de Antunes e Cabral, Décourt-Quaresma e Teixeira são valores altos, e seus valores de capacidade de carga relativamente baixa, isso faz com que no diagrama de esforço normal a resistência lateral seja maior do que a carga aplicada, significando que a estaca trabalha somente com a resistência lateral, sem a parcela de resistência de ponta.

Com essa situação o acréscimo de tensões devido à resistência lateral se torna menor e o acréscimo de tensão devido à resistência de ponta não existe.

Porém, o método de Aoki e Velloso, além de apresentar a capacidade de carga praticamente igual ao valor real, o valor da sua resistência lateral característica encontrada foi menor do que a capacidade de carga, significando que a estaca está trabalhando com sua resistência lateral e resistência de ponta e assim contribuindo no recalque com parcela de tensões devido à ponta e devido a tensões à resistência lateral.

4.7.2. Recalque situação 2

O recalque calculado (Tabela 17) refere-se na situação da PC02, onde foi utilizado diâmetro nominal da estaca de 400mm, cota de apoio da estaca de 17 metros.

Tabela 17- Recalques para capacidade de carga PC02.

Método	Encurtamento elástico (mm)	Recalque do solo (mm)	Total (mm)
Antunes e Cabral	3,75	3,63	7,38
Aoki e Velloso	4,57	3,82	8,39
Décourt-Quaresma	2,85	3,37	6,22
Teixeira	4,12	3,63	7,75
Velloso	2,88	2,27	5,15

Fonte: Autor (2019).

Neste caso, observando os gráficos de recalque contidos no Apêndice B percebe-se que em todos os métodos os diagramas de esforços normal corta a estaca, isso significa que os métodos preveem que a estaca está resistindo a carga apenas com a parcela da resistência lateral.

Desse modo, não se leva em consideração a parcela de resistência de ponta para obter o valor de recalque.

4.8. Extrapolação da curva carga x recalque

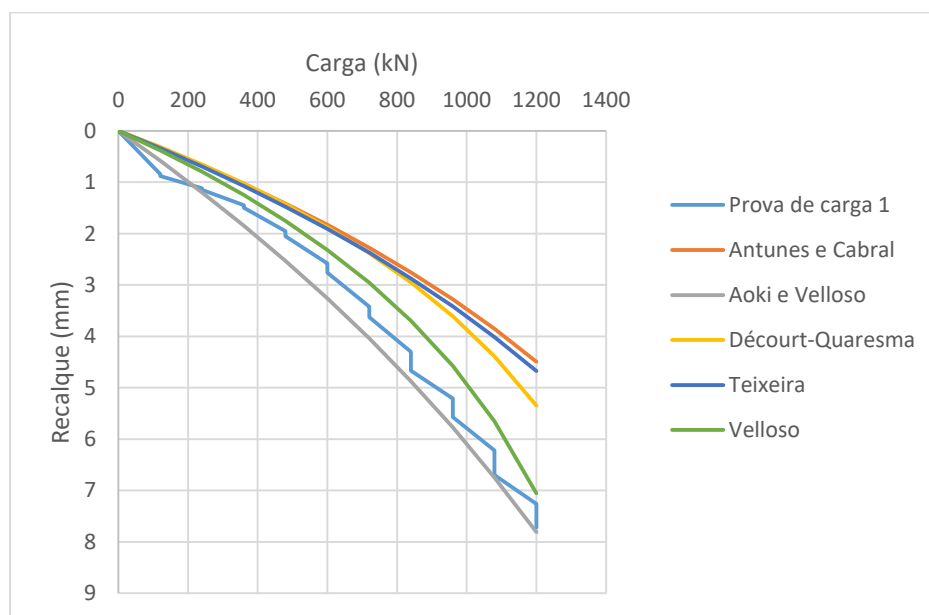
A extrapolação da curva carga x recalque foi feito a partir do método de Van der Veen (1953), estimado através de uma função exponencial. As fórmulas de cálculo utilizadas estão apresentadas no item 2.9.

Os recalques utilizados são aqueles encontrados para cada método. Para calcular a curva carga x recalque a capacidade de carga utilizada deve ser o valor de capacidade de carga característica encontrada nos métodos e a carga aplicada deve ser a capacidade de carga admissível, conforme demonstra Cintra e Aoki (2010).

4.8.1. Curvas carga – recalque Situação 1

No Gráfico 5 podemos visualizar a curva carga – recalque da PCE01 e as curvas calculadas em cada método de capacidade de carga.

Gráfico 5- Curvas Carga e recalque situação 1



Fonte: Autor (2019).

Observando os gráficos percebemos que a curva que mais se aproxima a curva carga x recalque real foi a curva de Aoki e Velloso e a de Velloso.

Com as informações obtidas através da extrapolação da curva carga x recalque de cada método é possível obter para cada método o recalque para a força aplicada na prova de carga de 1200 kN (Tabela 18).

Além disso, é possível obter também a carga admissível máxima em cada método para atingir o recalque limite de 15 mm (Tabela 19).

Tabela 18- Recalque para carga de 1200 kN

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Recalque (mm)	4,49	7,81	5,35	4,67	7,05

Fonte: Autor (2019).

Tabela 19- Carga para atingir o recalque de 15 mm

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Carga (kN)	2072,5	1778,58	1622,62	2069,53	1483,08

Fonte: Autor (2019).

Assim, podemos perceber que para atingir o recalque encontrado na prova de carga de 7,72 mm, aplicando a mesma carga de 1200kN, os métodos que mais se aproximaram foi o de Aoki e Velloso e de Velloso com 7,81 mm e 7,05 mm respectivamente.

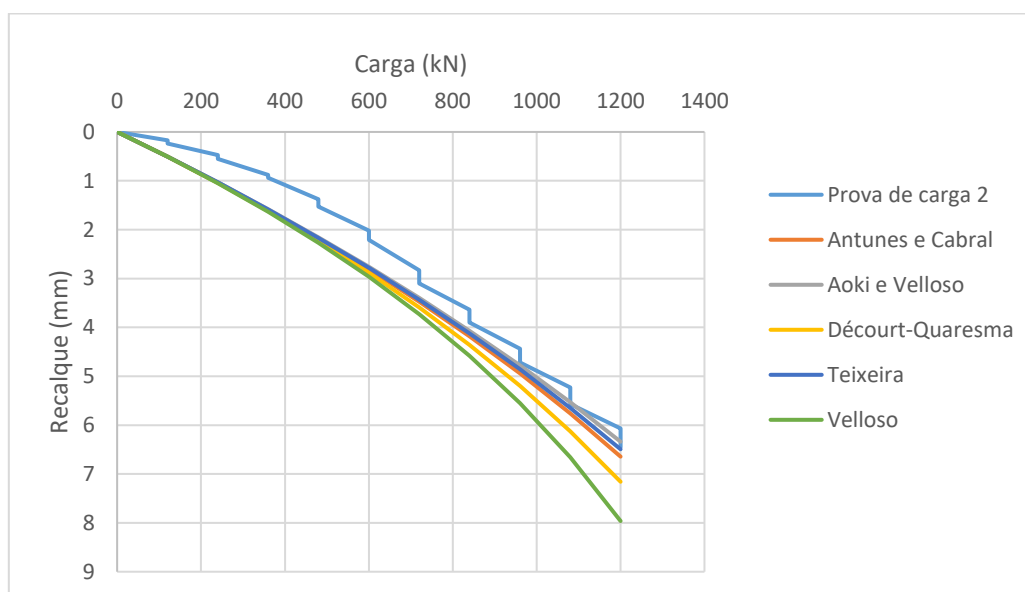
Já para atingir o recalque admissível de 15 mm o método que obteve uma carga maior foi de Antunes e Cabral com 2072,5 kN. Enquanto para uma carga menor foi de Velloso com 1483,08 kN.

Isso significa, neste caso, que o método de Velloso apresenta uma maior segurança que os demais, pois a carga aplicada é mais baixa para atingir o recalque admissível de 15 mm.

4.8.2. Curvas carga – recalque Situação 2

No Gráfico 6 podemos visualizar a curva carga – recalque da PCE02 e as curvas calculadas em cada método de capacidade de carga.

Gráfico 6- Curvas Carga e recalque situação 2



Fonte: Autor (2019).

Pode-se perceber que na maior parte do comportamento da curva carga recalque da prova de carga se sobressai sobre as outras. Isso significa que os recalques encontrados na prova de carga nessa região serão menores do que os recalques calculados nos métodos.

Com as informações obtidas através da extrapolação da curva carga x recalque de cada método é possível obter para cada método o recalque para a força aplicada na prova de carga de 1200 kN (Tabela 20).

Além disso, é possível obter também a carga admissível máxima em cada método para atingir o recalque limite de 15 mm (Tabela 21).

Tabela 20- Recalque para carga de 1200 kN

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Recalque (mm)	6,65	6,34	7,16	6,49	7,96

Fonte: Autor (2019).

Tabela 21- Carga para atingir o recalque de 15 mm

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Carga (kN)	1952,99	2090,72	1772,58	2011,98	1582,52

Fonte: Autor (2019).

Assim, podemos perceber que para atingir o recalque encontrado na prova de carga de 6,45 mm, aplicando a mesma carga de 1200kN, os métodos que mais se aproximaram foi o de Teixeira, Aoki e Velloso e de Antunes e Cabral com 6,49 mm e 6,34 mm e 6,65 mm respectivamente.

Já para atingir o recalque admissível de 15 mm o método que obteve uma carga maior foi de Aoki e Velloso com 2090,72 kN. Enquanto para uma carga menor foi de Velloso com 1582,52 kN.

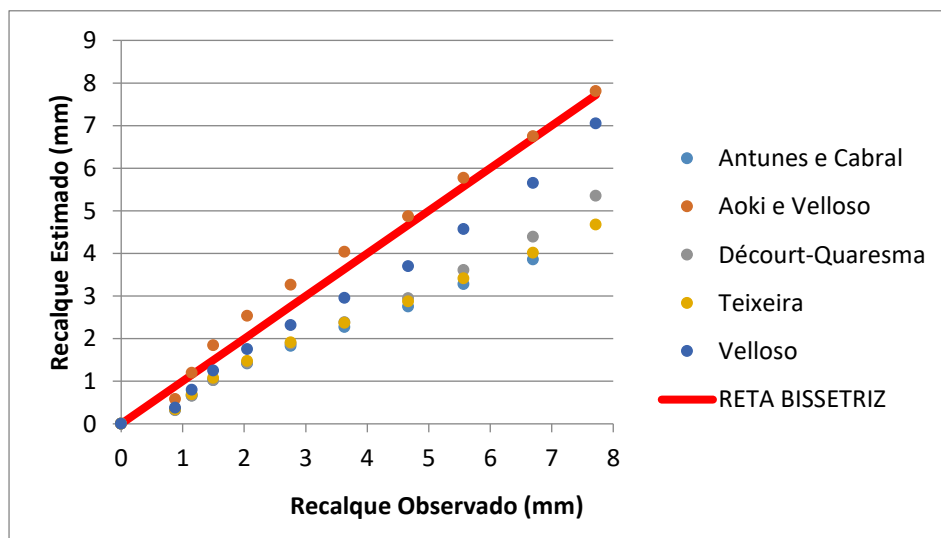
4.9. Gráfico de dispersão

4.9.1. Situação 1

Para prova de carga 1, o Gráfico 7 apresenta a correlação entre os valores estimados e os valores encontrados na prova de carga.

Os recalques utilizados para elaboração do gráfico a seguir estão contidos no Apêndice C.

Gráfico 7- Correlação Linear PCE1



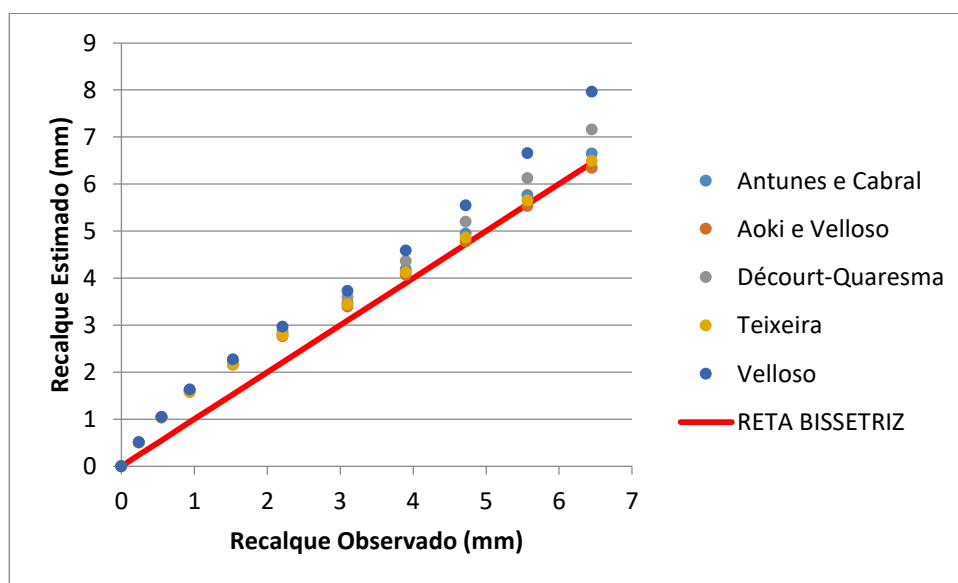
Fonte: Autor (2019).

4.9.2. Situação 2

Para prova de carga 2, o Gráfico 8 apresenta a correlação entre os valores estimados e os valores encontrados na prova de carga.

Os recalques utilizados para elaboração do gráfico a seguir estão contidos no Apêndice C.

Gráfico 8 - Correlação Linear PCE2



Fonte: Autor (2019).

4.10. Coeficiente de determinação

Os valores de recalque observados nos ensaios de prova de carga e dos valores estimados para a mesma carga permitem calcular através dos resíduos gerados o poder de explicação da equação de extrapolação de determinado método.

Os cálculos estão apresentados no Apêndice D.

4.10.1. Situação 1

Logo, para situação 1, onde os valores são referentes aos dados da PCE01 e do laudo de Sondagem 1, podem ser observados através da Tabela 22 os seguintes coeficientes.

Tabela 22- Coeficiente de determinação e de correlação situação 1

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Coeficiente de Determinação R^2	42%	98%	60%	48%	91%
Coeficiente de Correlação R	64%	99%	78%	70%	96%

Fonte: Autor (2019).

Assim pode-se observar que para a situação 1 o poder de explicação da equação de extrapolação de Aoki e Velloso apresenta-se maior, com um coeficiente de determinação de 98% e de correlação de 99%. Isso significa que os valores estimados desta extrapolação irão se aproximar mais dos valores obtidos na prova de carga.

Pode-se observar também que os métodos que apresentaram maiores coeficientes são aqueles em que a curva carga e recalque mais se aproximaram da curva carga e recalque da prova de carga.

4.10.2. Situação 2

Para situação 2, onde os valores são referentes aos dados da PCE02 e do laudo de Sondagem 2, podem ser observados através da Tabela 23 os seguintes coeficientes.

Tabela 23- Coeficiente de determinação e de correlação situação 2

Método	Antunes e Cabral	Aoki e Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Velloso
Coeficiente de Determinação R^2	96%	96%	93%	96%	84%
Coeficiente de Correlação R	98%	98%	96%	98%	92%

Fonte: Autor (2019).

Observa-se também que a extrapolação dos métodos de Antunes e Cabral, Aoki e Velloso e de Teixeira apresentaram um poder de explicação de 96%, e uma correlação de 98%, ou seja, os valores encontrados através destes métodos são mais próximos aos valores encontrados na prova de carga. Isso se comprova também visualizando o gráfico da curva carga e recalque, esses métodos estão mais próximos à curva carga e recalque da prova de carga.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Baseado na análise dos resultados do estudo realizado pode-se concluir que:

- a) Para o cálculo da capacidade de carga, tanto na prova de carga 1 quanto na prova de carga 2 o método de Aoki e Velloso, Antunes e Cabral e de Teixeira apresentaram-se valores próximos aos encontrados na prova de carga, ou seja, podem-se ser considerados eficazes para obtenção da capacidade de carga. Ainda nesse cenário, conclui-se que o método de Velloso apresentou valores bem inferiores, caracterizando como método mais conservador e antieconômico.
- b) Analisando os recalques, percebe-se que o método de Aoki e Velloso, e Teixeira apresentaram-se mais próximos aos recalques encontrados nas provas de cargas. Assim, conclui-se que utilizando essas metodologias de cálculo podem propiciar resultados confiáveis na análise de recalques.
- c) Utilizando a extrapolação de Van de Veen foi possível estimar a carga máxima em cada método para atingir o recalque admissível de 15 mm. As maiores cargas foram obtidas através do método de Aoki e Velloso e de Antunes e Cabral. Já as menores foram obtidas através do método de Velloso. Assim pode-se concluir mais uma vez que o método de Velloso é mais conservador em relação aos demais.
- d) A partir do gráfico de correlação linear dos recalques é possível perceber através da visualização quais curvas se aproximam mais a reta da bissetriz, ou seja, quais recalques estão mais próximos aos recalques encontrados na prova de carga. Na prova de carga 1, percebe-se que as curvas de Aoki e Velloso e de Antunes e Cabral estão adjuntas a bissetriz. Na prova de carga 2, observa-se que as curvas de Aoki e

Velloso, Antunes e Cabral e de Teixeira, também se apresentam próximas a reta da bissetriz.

- e) A comparação estatística das curvas carga e recalque por meio do coeficiente de determinação permitiu identificar qual poder de explicação de carga estimador. Assim nas duas provas de cargas, percebe-se que o método de Aoki e Velloso apresenta-se maiores coeficientes de determinação, podendo concluir que este estimador obteve curvas carga e recalque semelhantes às encontradas na prova de carga.
- f) Apesar de outros métodos apresentarem resultados próximos à capacidade de carga observada, ao recalque observado ou à curva carga e recalque observada, pode-se concluir que o método de capacidade de carga de Aoki e Velloso teve um resultado eficaz em todas as análises, certificando-se como um método consagrado.

Sugestões para trabalhos futuros:

- a) Dimensionamento de fundação em estaca considerando métodos semiempíricos de capacidade de carga, atentando à diferença de custo.
- b) Estudo do efeito negativo em estacas na região de Palmas-TO.
- c) Estudo da redução do bulbo de pressão em estacas devido a base do bloco de coroamento.

6. REFERÊNCIAL BIBLIOGRÁFICO

ABGE. **Geologia de engenharia**. Oliveira, A. M. S.; BRITO, S. N. A (editores). São Paulo: 1998, 576p.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. 3. Reimp. São Paulo. E. Blucher, 2003. 142p

ARAUJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4.ed. Rio Grande Dunas, 2014. 4 v. 360p.

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

_____. **NBR 6484**: solo – sondagem de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

_____. **NBR 12131**: Estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

ALVA, GERSON. **Desenhos de formas estruturais em edifícios de concreto armado**. Disciplina ECC 1008 – Estruturas de Concreto. Santa Maria/RS, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Centro de Tecnologia – Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2007. 10p. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Desenhos_Estruturais_CA_2007.pdf>. Acessado em novembro de 2018.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura – Prática da construção civil**. 2. Ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BARROS, Carolina. **Apostila de Fundações**. Pelotas, 2011. Instituto Federal Farroupilha. Disponível em <<https://edificacoes.files.wordpress.com/2011/04/apo-fundac3a7c3b5es-completa.pdf>>. Acessado em março de 2018. Apostila.

BASTOS, P.S.S. **Sapatas de Fundação**. Disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia – Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2016. 123p. Disponível em : <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>> Acesso em março de 2018.

BUDHU, MUNI. **Fundações e Estruturas de Contenção**. Tradução por Luiz Antônio Vieira Carneiro, Maria Esther Soares Marques. 1 edição. Rio de Janeiro: Editora: LTL, 2013.

CABETTE, J.F. **Análise dos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaio de carregamento dinâmico**. São Paulo:

Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014, 160p.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 96p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: ALONSO, Urbano Rodriguez. **Execução de fundações profundas – Estacas pré-moldadas**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: ANTUNES, William Roberto. **Execução de fundações profundas – Estacas tipo hélice contínua**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: FALCONI, Frederico. **Execução de fundações profundas – Estacas escavadas sem lama bentonítica**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: MAIA, Clovis Mario Moreira. **Execução de fundações profundas – Estacas tipo franki**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: PINTO, Carlos de Sousa. **Propriedades do Solo – Mecânica dos solos na engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações – Teoria e Prática**. In: QUARESMA, Arthur Rodrigues. **Investigações Geotécnicas**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. 751p.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e Contensões de Edifícios – Qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2007. 211p. il. Inclui bibliografias.

LEÃO, Erieldon Bezerra. **Apostila de Engenharia de Avaliações**. Palmas, 2018. Instituto Federal do Tocantins.

LOBO, B.O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. Porto Alegre: Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2005, 139p.

MAGALHÃES, P.H.L. (2005). **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via prova de carga**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 243p.

MELHADO, S.B.;SOUZA, E.U.;BARROS, S.M. **Apostila de Fundações**. São Paulo, 1996. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Disponível em < https://docgo.net/philosophy-of-money.html?utm_source=apostila-fundacoes-poli-pdf>. Acessado em março de 2018. Apostila.

MILITISKY, J. CONSOLI, C. N. SCHNAID, F. **Patologias das Fundações**. Edição 01 São Paulo-SP. Oficina de Textos. 2005.

NETO, J.A.A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – aspectos executivos**. São Paulo: Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica. USP, 2002, 193p.

NETO, P. M.S. **Métodos de cálculo de atrito negativo em estacas – estudo e discussão**. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado – Coordenação dos programas de pós-graduação de engenharia. UFRJ, 1981, 251p.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 – **Fundações: guia prático de projetos, execução e dimensionamento** / Yopanan C. P. Rebello. – São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo** e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos Editora, 2000. 189p. il. Inclui bibliografias.

SCHULZE, T. (2013). **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**. Campinas: Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP, 2013, 168p.

TAVARES, M.V.C.F. **Avaliação experimental de fundações estacadas em modelos 1g**. Brasília: Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UNB, 2012, 155p.

VELLOSO, D.A. LOPES, F.R. **Fundações**. Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

VERÇOZA, Ê. J. **Patologia das Edificações**. Porto Alegre-RS: Sagra. 1991. Disponível em: <<https://www.ipog.edu.br/download-arquivo-site.sp?arquivo=patologia-das-construcoes-10111121.pdf>>, Acesso em março de 2018.

ANEXO A – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES

A planta de locação pode ser visualizada através do link a seguir:

<https://drive.google.com/drive/folders/1z42ZiyMfCXkMg3MLN-d4zGibkA4QKPdF?usp=sharing>

ANEXO B – TABELA DE CARGAS

Pilar	Carga (tf)	Pilar	Carga(tf)	Pilar	Carga(tf)
P1	120	P47	5	P91	240
P2	240	P48	60	P92	240
P3/P4	240	P49	5	P93/P95	240
P5	240	P50	60	P94	120
P6	240	P51	5	P97	240
P7	240	P52	5	P98	240
P8	120	P53	20	P99	240
P9	240	P54	20	P100	20
P10	20	P55	60	P101	380
P11	240	P56	120	P102	240
P12	240	P57/P61	120	P103/105	240
P13	120	P58	20	P104	95
P14	240	P59	20	P106	120
P15/P16	60	P60	60	P107	380
P17	240	P62	60	P108	240
P18	20	P63	5	P109	380
P19	240	P64	5	P110	240
P20	120	P65	5	P111	240
P21	120	P66/P67	240	P112	120
P22/P27	240	P68	240	P113	240
P23/P28	40	P69	60	P114	120
P24	20	P70	120	P115	5
P25	20	P71	120	P116	5
P26	20	P72	120	P117	5
P29	40	P73	120	P118	5
P30	5	P74	240		
P31	5	P75	80		
P32	5	P76	80		
P33	5	P77	80		
P34	5	P78	80		
P35	40	P79	40		
P36	80	P80	280		
P37	80	P81	5		
P38	80	P82	120		
P39	120	P83	20		
P40	540	P84	285		
P41	120	P85	240		
P42	20	P86	60		
P43	5	P87	60		
P44	60	P88	120		
P45	60	P89/P96	240		
P46	5	P90	120		

APÊNDICE A-1 – RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA SITUAÇÃO 1

CAPACIDADE DE CARGA				NUMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

ANTUNES E CABRAL

Solo	Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	β ₁	β ₂	Qp (kN)	Fator de segundaçã de ponta	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
	0												
Areia	1	2	1	4,5%	2,25	47,12	2	23,56	11,31	2	5,65	5,65	29,22
Areia	2	3	1	4,5%	2,25	103,67	2	51,84	16,96	2	8,48	14,14	65,97
Areia	3	6	1	4,5%	2,25	141,37	2	70,69	33,93	2	16,96	31,10	101,79
Areia	4	6	1	4,5%	2,25	179,07	2	89,54	33,93	2	16,96	48,07	137,60
Areia	5	7	1	4,5%	2,25	207,35	2	103,67	39,58	2	19,79	67,86	171,53
Areia	6	9	1	4,5%	2,25	263,89	2	131,95	50,89	2	25,45	93,31	225,25
Areia	7	12	1	4,5%	2,25	329,87	2	164,93	67,86	2	33,93	127,23	292,17
Areia	8	14	1	4,5%	2,25	405,27	2	202,63	79,17	2	39,58	166,82	369,45
Areia	9	17	1	4,5%	2,25	490,09	2	245,04	96,13	2	48,07	214,88	459,93
Areia	10	21	1	4,5%	2,25	678,58	2	339,29	118,75	2	59,38	274,26	613,55
Areia	11	34	1	4,5%	2,25	518,36	2	259,18	192,27	2	96,13	370,39	629,58
Areia	12	28	1	4,5%	2,25	772,83	2	386,42	158,34	2	79,17	449,56	835,98
Areia	13	20	1	4,5%	2,25	725,71	2	362,85	113,10	2	56,55	506,11	868,96
Areia	14	29	1	4,5%	2,25	772,83	2	386,42	163,99	2	82,00	588,11	974,52
Areia	15	33	1	4,5%	2,25	885,93	2	442,96	186,61	2	93,31	681,41	1124,38
Areia siltosa	16	32	1	4,0%	2	812,63	2	406,31	160,85	2	80,42	761,84	1168,15
Areia siltosa	17	32	1	4,0%	2	821,00	2	410,50	160,85	2	80,42	842,26	1252,76
Areia siltosa	18	34	1	4,0%	2	888,02	2	444,01	170,90	2	85,45	927,71	1371,72
Areia siltosa	19	40	1	4,0%	2	619,94	2	309,97	201,06	2	100,53	1028,24	1338,21
Areia siltosa	20	37	1	4,0%	2	879,65	2	439,82	185,98	2	92,99	681,10	1120,92
Areia siltosa	21	39	1	4,0%	2	955,04	2	477,52	196,04	2	98,02	779,11	1256,64
Areia siltosa	22	38	1	4,0%	2	971,80	2	485,90	191,01	2	95,50	874,62	1360,52
Areia siltosa	23	39	1	4,0%	2	1063,95	2	531,98	196,04	2	98,02	972,64	1504,61
Areia siltosa	24	50	1	4,0%	2	745,60	2	372,80	251,33	2	125,66	1098,30	1471,10

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIÂMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

AOKI E VELLOSO

Solo	Prof (m)	Nspt	K(kN/m²)	ΔL (m)	α	F1	F2	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Qj (kN)	Fator de segurança lateral	Qj adm	ΣQj Adm (kN)	QR (kN)
	0	0													
Areia	1	2	1000	1	1,4%	3	3,8	125,66	2	62,83	9,26	2	4,63	4,63	67,46
Areia	2	3	1000	1	1,4%	3	3,8	251,33	2	125,66	13,89	2	6,94	11,57	137,24
Areia	3	6	1000	1	1,4%	3	3,8	251,33	2	125,66	27,78	2	13,89	25,46	151,13
Areia	4	6	1000	1	1,4%	3	3,8	293,22	2	146,61	27,78	2	13,89	39,35	185,96
Areia	5	7	1000	1	1,4%	3	3,8	376,99	2	188,50	32,41	2	16,20	55,56	244,05
Areia	6	9	1000	1	1,4%	3	3,8	502,65	2	251,33	41,67	2	20,83	76,39	327,72
Areia	7	12	1000	1	1,4%	3	3,8	586,43	2	293,22	55,56	2	27,78	104,17	397,38
Areia	8	14	1000	1	1,4%	3	3,8	712,09	2	356,05	64,82	2	32,41	136,58	492,62
Areia	9	17	1000	1	1,4%	3	3,8	879,65	2	439,82	78,71	2	39,35	175,93	615,75
Areia	10	21	1000	1	1,4%	3	3,8	1424,19	2	712,09	97,22	2	48,61	224,54	936,64
Areia	11	34	1000	1	1,4%	3	3,8	1172,86	2	586,43	157,41	2	78,71	303,25	889,68
Areia	12	28	1000	1	1,4%	3	3,8	837,76	2	418,88	129,63	2	64,82	368,06	786,94
Areia	13	20	1000	1	1,4%	3	3,8	1214,75	2	607,37	92,59	2	46,30	414,36	1021,73
Areia	14	29	1000	1	1,4%	3	3,8	1382,30	2	691,15	134,26	2	67,13	481,49	1172,64
Areia	15	33	1000	1	1,4%	3	3,8	1340,41	2	670,21	152,78	2	76,39	557,88	1228,09
Areia siltosa	16	32	800	1	2,0%	3	3,8	1072,33	2	536,17	169,32	2	84,66	642,54	1178,70
Areia siltosa	17	32	800	1	2,0%	3	3,8	1139,35	2	569,68	169,32	2	84,66	727,20	1296,87
Areia siltosa	18	34	800	1	2,0%	3	3,8	1340,41	2	670,21	179,90	2	89,95	817,14	1487,35
Areia siltosa	19	40	800	1	2,0%	3	3,8	1239,88	2	619,94	211,64	2	105,82	922,97	1542,91
Areia siltosa	20	37	800	1	2,0%	3	3,8	1306,90	2	653,45	195,77	2	97,89	1020,85	1674,30
Areia siltosa	21	39	800	1	2,0%	3	3,8	1273,39	2	636,70	206,35	2	103,18	1124,03	1760,72
Areia siltosa	22	38	800	1	2,0%	3	3,8	1306,90	2	653,45	201,06	2	100,53	1224,56	1878,01
Areia siltosa	23	39	800	1	2,0%	3	3,8	1675,52	2	837,76	206,35	2	103,18	1327,74	2165,49
Areia siltosa	24	50	800	1	2,0%	3	3,8	0,00	2	0,00	264,56	2	132,28	1460,01	1460,01

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA

DADOS DE ENTRADA			
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m

DECOURT-QUARESMA

Solo	Prof (m)	Nspt	K(Kn/m²)	ΔL (m)	α	β	Qp (kn)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Ql (kn)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kn)	QR (kn)
	0	0												
Areia	1	2	400	1	0,3	1	25,13	2	12,57	20,94	2	10,47	10,47	23,04
Areia	2	3	400	1	0,3	1	55,29	2	27,65	25,13	2	12,57	23,04	50,68
Areia	3	6	400	1	0,3	1	75,40	2	37,70	37,70	2	18,85	41,89	79,59
Areia	4	6	400	1	0,3	1	95,50	2	47,75	37,70	2	18,85	60,74	108,49
Areia	5	7	400	1	0,3	1	110,58	2	55,29	41,89	2	20,94	81,68	136,97
Areia	6	9	400	1	0,3	1	140,74	2	70,37	50,27	2	25,13	106,81	177,19
Areia	7	12	400	1	0,3	1	175,93	2	87,96	62,83	2	31,42	138,23	226,19
Areia	8	14	400	1	0,3	1	216,14	2	108,07	71,21	2	35,60	173,83	281,91
Areia	9	17	400	1	0,3	1	261,38	2	130,69	83,78	2	41,89	215,72	346,41
Areia	10	21	400	1	0,3	1	361,91	2	180,96	100,53	2	50,27	265,99	446,94
Areia	11	34	400	1	0,3	1	417,20	2	208,60	154,99	2	77,49	343,48	552,08
Areia	12	28	400	1	0,3	1	412,18	2	206,09	129,85	2	64,93	408,41	614,50
Areia	13	20	400	1	0,3	1	387,04	2	193,52	96,34	2	48,17	456,58	650,10
Areia	14	29	400	1	0,3	1	412,18	2	206,09	134,04	2	67,02	523,60	729,69
Areia	15	33	400	1	0,3	1	472,50	2	236,25	150,80	2	75,40	599,00	835,24
Areia siltosa	16	32	400	1	0,3	1	487,58	2	243,79	146,61	2	73,30	672,30	916,09
Areia siltosa	17	32	400	1	0,3	1	492,60	2	246,30	146,61	2	73,30	745,60	991,91
Areia siltosa	18	34	400	1	0,3	1	532,81	2	266,41	154,99	2	77,49	823,10	1089,50
Areia siltosa	19	40	400	1	0,3	1	557,95	2	278,97	180,12	2	90,06	913,16	1192,13
Areia siltosa	20	37	400	1	0,3	1	583,08	2	291,54	167,55	2	83,78	996,93	1288,47
Areia siltosa	21	39	400	1	0,3	1	573,03	2	286,51	175,93	2	87,96	1084,90	1371,41
Areia siltosa	22	38	400	1	0,3	1	583,08	2	291,54	171,74	2	85,87	1170,77	1462,31
Areia siltosa	23	39	400	1	0,3	1	638,37	2	319,19	175,93	2	87,96	1258,73	1577,92
Areia siltosa	24	50	400	1	0,3	1	447,36	2	223,68	222,01	2	111,00	1369,73	1593,42

CAPACIDADE DE CARGA														NÚMERO	
														DATA	
DADOS DE ENTRADA															
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA				NOME		PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS								
DIÂMETRO DA ESTACA:	0,40 m				PROFUNDIDADE		24 m								
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m²				PERÍMETRO DO FUSTE		1,257 m								
TEIXEIRA															
Solo	Prof (m)	Nspt	Np	Nl	ΔL (m)	α	β	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
	0	1													
Areia	1	2	2,0	2	1	270		4 67,8584	2	33,9292	10,053096	2	5,026548246	5,026548246	38,9557489
Areia	2	3	3,7	3	1	270		4 124,407	2	62,20353	15,079645	2	7,539822368	12,56637061	74,76990515
Areia	3	6	5,0	6	1	270		4 169,646	2	84,823	30,159289	2	15,07964474	27,64601535	112,469017
Areia	4	6	6,3	6	1	270		4 214,885	2	107,4425	30,159289	2	15,07964474	42,72566009	150,1681288
Areia	5	7	7,3	7	1	270		4 248,814	2	124,4071	35,185838	2	17,59291886	60,31857895	184,725648
Areia	6	9	9,3	9	1	270		4 316,673	2	158,3363	45,238934	2	22,61946711	82,93804605	241,2743158
Areia	7	12	11,7	12	1	270		4 395,841	2	197,9203	60,318579	2	30,15928947	113,0973355	311,0176727
Areia	8	14	14,3	14	1	270		4 486,319	2	243,1593	70,371675	2	35,18583772	148,2831732	391,4424446
Areia	9	17	17,3	17	1	270		4 588,106	2	294,0531	85,45132	2	42,72566009	191,0088333	485,0619057
Areia	10	21	24,0	21	1	270		4 814,301	2	407,1504	105,55751	2	52,77875658	243,7875899	650,9379978
Areia	11	34	27,7	34	1	270		4 938,708	2	469,3539	170,90264	2	85,45132018	329,2389101	798,5928525
Areia	12	28	27,3	28	1	270		4 927,398	2	463,6991	140,74335	2	70,37167544	399,6105855	863,3096612
Areia	13	20	25,7	20	1	270		4 870,849	2	435,4247	100,53096	2	50,26548246	449,876068	885,3008098
Areia	14	29	27,3	29	1	270		4 927,398	2	463,6991	145,7699	2	72,88494956	522,7610175	986,4600932
Areia	15	33	31,3	33	1	270		4 1063,11	2	531,5575	165,87609	2	82,93804605	605,6990636	1137,256541
Areia siltosa	16	32	32,3	32	1	240		4 975,15	2	487,5752	160,84954	2	80,42477193	686,1238355	1173,699015
Areia siltosa	17	32	32,7	32	1	240		4 985,203	2	492,6017	160,84954	2	80,42477193	766,5486075	1259,150336
Areia siltosa	18	34	35,3	34	1	240		4 1065,63	2	532,8141	170,90264	2	85,45132018	851,9999276	1384,814042
Areia siltosa	19	40	37,0	40	1	240		4 1115,89	2	557,9469	201,06193	2	100,5309649	952,5308925	1510,477748
Areia siltosa	20	37	38,7	37	1	240		4 1166,16	2	583,0796	185,98229	2	92,99114254	1045,522035	1628,601632
Areia siltosa	21	39	38,0	39	1	240		4 1146,05	2	573,0265	196,03538	2	98,01769079	1143,539726	1716,566226
Areia siltosa	22	38	38,7	38	1	240		4 1166,16	2	583,0796	191,00883	2	95,50441667	1239,044143	1822,123739
Areia siltosa	23	39	42,3	39	1	240		4 1276,74	2	638,3716	196,03538	2	98,01769079	1337,061833	1975,433461
Areia siltosa	24	50	29,7	50	1	240		4 894,726	2	447,3628	251,32741	2	125,6637061	1462,725539	1910,088333

CAPACIDADE DE CARGA																NÚMERO		
																DATA		
DADOS DE ENTRADA																		
TIPO DE ESTACA:		HÉLICE CONTINUA				NOME		PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS										
DIAMETRO DA ESTACA:		0,40 m				PROFUNDIDADE		24 m										
ÁREA DA SEÇÃO		0,126 m²				PERÍMETRO DO FUSTE		1,257 m										
VELLOSO																		
Solo	Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	αp	β	Cp (kN/m²)	αL	λ	cf	s	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	QJ (kN)	Fator de segurança	QJ adm	ΣQJ Adm (kN)	QR (kN)
	0	0																
Areia	1	2	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	86,36	2	43,182	6,28	2	3,14	3,14	46,32
Areia	2	3	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	112,94	2	56,469	9,42	2	4,71	7,85	64,32
Areia	3	6	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	135,08	2	67,541	18,85	2	9,42	17,28	84,82
Areia	4	6	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	162,76	2	81,382	18,85	2	9,42	26,70	108,09
Areia	5	7	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	212,59	2	106,29	21,99	2	11,00	37,70	143,99
Areia	6	9	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	265,74	2	132,87	28,27	2	14,14	51,84	184,70
Areia	7	12	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	318,88	2	159,44	37,70	2	18,85	70,69	230,13
Areia	8	14	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	391,96	2	195,98	43,98	2	21,99	92,68	288,66
Areia	9	17	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	538,12	2	269,06	53,41	2	26,70	119,38	388,44
Areia	10	21	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	624,48	2	312,24	65,97	2	32,99	152,37	464,61
Areia	11	34	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	604,55	2	302,28	106,81	2	53,41	205,77	508,05
Areia	12	28	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	657,70	2	328,85	87,96	2	43,98	249,76	578,61
Areia	13	20	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	754,03	2	377,01	62,83	2	31,42	281,17	658,19
Areia	14	29	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	800,53	2	400,27	91,11	2	45,55	326,73	726,99
Areia	15	33	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	790,57	2	395,28	103,67	2	51,84	378,56	773,85
Areia siltosa	16	32	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	817,14	2	408,57	100,53	2	50,27	428,83	837,40
Areia siltosa	17	32	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	910,15	2	455,07	100,53	2	50,27	479,09	934,17
Areia siltosa	18	34	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	946,69	2	473,34	106,81	2	53,41	532,50	1005,84
Areia siltosa	19	40	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	963,30	2	481,65	125,66	2	62,83	595,33	1076,98
Areia siltosa	20	37	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	986,55	2	493,27	116,24	2	58,12	653,45	1146,73
Areia siltosa	21	39	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	1009,80	2	504,9	122,52	2	61,26	714,71	1219,61
Areia siltosa	22	38	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	1102,81	2	551,4	119,38	2	59,69	774,40	1325,81
Areia siltosa	23	39	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	840,39	2	420,2	122,52	2	61,26	835,66	1255,86
Areia siltosa	24	50	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	551,40	2	275,7	157,08	2	78,54	914,20	1189,91

APÊNDICE A-2 – RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA SITUAÇÃO 2

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m ²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

ANTUNES E CABRAL

Solo	Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	β ₁	β ₂	Q _p (kN)	Fator de segundaça de ponta	Q _p adm	Q _l (kN)	Fator de segurança lateral	Q _l adm	ΣQ _l Adm (kN)	Q _R (kN)
	0												
Areia	1	3	1	4,5%	2,25	37,69911	2	18,84955592	16,96460033	2	8,482300164	8,482300164	27,331856
Areia	2	1	1	4,5%	2,25	47,12389	2	23,5619449	5,654866776	2	2,827433388	11,309733355	34,871678
Areia	3	1	1	4,5%	2,25	75,39822	2	37,69911184	5,654866776	2	2,827433388	14,13716694	51,836279
Areia	4	6	1	4,5%	2,25	131,9469	2	65,97344572	33,92920066	2	16,96460033	31,10176727	97,075213
Areia	5	7	1	4,5%	2,25	226,1947	2	113,09733355	39,58406743	2	19,79203372	50,89380099	163,99114
Areia siltosa	6	11	1	4,0%	2	284,8377	2	142,418867	55,2920307	2	27,64601535	78,53981634	220,95868
Areia siltosa	7	16	1	4,0%	2	402,1239	2	201,0619298	80,42477193	2	40,21238596	118,7522023	319,81413
Areia siltosa	8	21	1	4,0%	2	527,7876	2	263,8937829	105,5575132	2	52,77875658	171,5309589	435,42474
Areia siltosa	9	26	1	4,0%	2	653,4513	2	326,725636	130,6902544	2	65,34512719	236,8760861	563,60172
Areia siltosa	10	31	1	4,0%	2	804,2477	2	402,1238596	155,8229956	2	77,91149781	314,7875839	716,91144
Areia siltosa	11	39	1	4,0%	2	586,4306	2	293,2153143	196,0353816	2	98,01769079	412,8052747	706,02059
Areia siltosa	12	37	1	4,0%	2	1005,31	2	502,6548246	185,9822851	2	92,99114254	505,7964172	1008,4512
Areia siltosa	13	44	1	4,0%	2	929,9114	2	464,9557127	221,1681228	2	110,5840614	616,3804786	1081,3362
Areia siltosa	14	30	1	4,0%	2	871,2684	2	435,6341813	150,7964474	2	75,39822368	691,7787023	1127,4129
Areia siltosa	15	30	1	4,0%	2	770,7374	2	385,3686988	150,7964474	2	75,39822368	767,176926	1152,5456
Areia siltosa	16	32	1	4,0%	2	745,6047	2	372,8023282	160,8495439	2	80,42477193	847,6016979	1220,404
Areia siltosa	17	27	1	4,0%	2	753,9822	2	376,9911184	135,7168026	2	67,85840132	915,4600992	1292,4512
Areia siltosa	18	31	1	4,0%	2	594,8082	2	297,4041045	155,8229956	2	77,91149781	993,371597	1290,7757
Areia siltosa	19	13	1	4,0%	2	368,6135	2	184,306769	65,34512719	2	32,6725636	1026,044161	1210,3509
Areia silto-argilosa	20	16	1	4,0%	2	578,053	2	289,0265241	80,42477193	2	40,21238596	1066,256547	1355,2831
Areia silto-argilosa	21	23	1	4,0%	2	586,4306	2	293,2153143	115,6106096	2	57,80530482	1124,061851	1417,2772
Areia silto-argilosa	22	31	1	4,0%	2	720,4719	2	360,2359576	155,8229956	2	77,91149781	1201,973349	1562,2093
Areia silto-argilosa	23	32	1	4,0%	2	837,758	2	418,8790205	160,8495439	2	80,42477193	1282,398121	1701,2771
Areia silto-argilosa	24	37	1	4,0%	2	578,053	2	289,0265241	185,9822851	2	92,99114254	1375,389264	1664,4158

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m ²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

ANTUNES E CABRAL

Solo	Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	β ₁	β ₂	Q _p (kN)	Fator de segundaça de ponta	Q _p adm	Q _l (kN)	Fator de segurança lateral	Q _l adm	ΣQ _l Adm (kN)	Q _R (kN)
	0												
Areia	1	3	1	4,5%	2,25	37,69911	2	18,84955592	16,96460033	2	8,482300164	8,482300164	27,331856
Areia	2	1	1	4,5%	2,25	47,12389	2	23,5619449	5,654866776	2	2,827433388	11,309733355	34,871678
Areia	3	1	1	4,5%	2,25	75,39822	2	37,69911184	5,654866776	2	2,827433388	14,13716694	51,836279
Areia	4	6	1	4,5%	2,25	131,9469	2	65,97344572	33,92920066	2	16,96460033	31,10176727	97,075213
Areia	5	7	1	4,5%	2,25	226,1947	2	113,09733355	39,58406743	2	19,79203372	50,89380099	163,99114
Areia siltosa	6	11	1	4,0%	2	284,8377	2	142,418867	55,2920307	2	27,64601535	78,53981634	220,95868
Areia siltosa	7	16	1	4,0%	2	402,1239	2	201,0619298	80,42477193	2	40,21238596	118,7522023	319,81413
Areia siltosa	8	21	1	4,0%	2	527,7876	2	263,8937829	105,5575132	2	52,77875658	171,5309589	435,42474
Areia siltosa	9	26	1	4,0%	2	653,4513	2	326,725636	130,6902544	2	65,34512719	236,8760861	563,60172
Areia siltosa	10	31	1	4,0%	2	804,2477	2	402,1238596	155,8229956	2	77,91149781	314,7875839	716,91144
Areia siltosa	11	39	1	4,0%	2	586,4306	2	293,2153143	196,0353816	2	98,01769079	412,8052747	706,02059
Areia siltosa	12	37	1	4,0%	2	1005,31	2	502,6548246	185,9822851	2	92,99114254	505,7964172	1008,4512
Areia siltosa	13	44	1	4,0%	2	929,9114	2	464,9557127	221,1681228	2	110,5840614	616,3804786	1081,3362
Areia siltosa	14	30	1	4,0%	2	871,2684	2	435,6341813	150,7964474	2	75,39822368	691,7787023	1127,4129
Areia siltosa	15	30	1	4,0%	2	770,7374	2	385,3686988	150,7964474	2	75,39822368	767,176926	1152,5456
Areia siltosa	16	32	1	4,0%	2	745,6047	2	372,8023282	160,8495439	2	80,42477193	847,6016979	1220,404
Areia siltosa	17	27	1	4,0%	2	753,9822	2	376,9911184	135,7168026	2	67,85840132	915,4600992	1292,4512
Areia siltosa	18	31	1	4,0%	2	594,8082	2	297,4041045	155,8229956	2	77,91149781	993,371597	1290,7757
Areia siltosa	19	13	1	4,0%	2	368,6135	2	184,306769	65,34512719	2	32,6725636	1026,044161	1210,3509
Areia silto-argilosa	20	16	1	4,0%	2	578,053	2	289,0265241	80,42477193	2	40,21238596	1066,256547	1355,2831
Areia silto-argilosa	21	23	1	4,0%	2	586,4306	2	293,2153143	115,6106096	2	57,80530482	1124,061851	1417,2772
Areia silto-argilosa	22	31	1	4,0%	2	720,4719	2	360,2359576	155,8229956	2	77,91149781	1201,973349	1562,2093
Areia silto-argilosa	23	32	1	4,0%	2	837,758	2	418,8790205	160,8495439	2	80,42477193	1282,398121	1701,2771
Areia silto-argilosa	24	37	1	4,0%	2	578,053	2	289,0265241	185,9822851	2	92,99114254	1375,389264	1664,4158

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m ²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

AOKI E VELLOSO

Solo	Prof (m)	Nspt	K(Kn/m ²)	ΔL (m)	α	F1	F2	Qp (kN)	Fator de segurança de	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
	0	0													
Areia	1	3	1000	1	1,4%	3	3,8	41,8879	2	20,94395	13,889146	2	6,944573234	6,944573234	27,888524
Areia	2	1	1000	1	1,4%	3	3,8	41,8879	2	20,94395	4,6297155	2	2,314857745	9,259430979	30,203382
Areia	3	1	1000	1	1,4%	3	3,8	251,327	2	125,6637	4,6297155	2	2,314857745	11,57428872	137,23799
Areia	4	6	1000	1	1,4%	3	3,8	293,215	2	146,6077	27,778293	2	13,88914647	25,46343519	172,07109
Areia	5	7	1000	1	1,4%	3	3,8	460,767	2	230,3835	32,408008	2	16,20400421	41,6674394	272,0509
Areia siltosa	6	11	800	1	2,0%	3	3,8	536,165	2	268,0826	58,202138	2	29,10106879	70,76850819	338,85108
Areia siltosa	7	16	800	1	2,0%	3	3,8	703,717	2	351,8584	84,657655	2	42,32882733	113,0973355	464,95571
Areia siltosa	8	21	800	1	2,0%	3	3,8	871,268	2	435,6342	111,11317	2	55,55658587	168,6539214	604,2881
Areia siltosa	9	26	800	1	2,0%	3	3,8	1038,82	2	519,41	137,56869	2	68,78434441	237,4382658	756,84825
Areia siltosa	10	31	800	1	2,0%	3	3,8	1306,9	2	653,4513	164,02421	2	82,01210295	319,4503688	972,90164
Areia siltosa	11	39	800	1	2,0%	3	3,8	1239,88	2	619,941	206,35303	2	103,1765166	422,6268854	1042,5678
Areia siltosa	12	37	800	1	2,0%	3	3,8	1474,45	2	737,2271	195,77083	2	97,8854132	520,5122986	1257,7394
Areia siltosa	13	44	800	1	2,0%	3	3,8	1005,31	2	502,6548	232,80855	2	116,4042752	636,9165738	1139,5714
Areia siltosa	14	30	800	1	2,0%	3	3,8	1005,31	2	502,6548	158,7331	2	79,36655125	716,283125	1218,9379
Areia siltosa	15	30	800	1	2,0%	3	3,8	1072,33	2	536,1651	158,7331	2	79,36655125	795,6496762	1331,8148
Areia siltosa	16	32	800	1	2,0%	3	3,8	904,779	2	452,3893	169,31531	2	84,65765466	880,3073309	1332,6967
Areia siltosa	17	27	800	1	2,0%	3	3,8	1038,82	2	519,41	142,85979	2	71,42989612	951,737227	1471,1472
Areia siltosa	18	31	800	1	2,0%	3	3,8	435,634	2	217,8171	164,02421	2	82,01210295	1033,74933	1251,5664
Areia siltosa	19	13	800	1	2,0%	3	3,8	536,165	2	268,0826	68,784344	2	34,39217221	1068,141502	1336,2241
Areia silto-argilosa	20	16	700	1	2,4%	3	3,8	674,395	2	337,1976	88,890537	2	44,4452687	1112,586771	1449,7844
Areia silto-argilosa	21	23	700	1	2,4%	3	3,8	908,967	2	454,4837	127,78015	2	63,89007375	1176,476845	1630,9606
Areia silto-argilosa	22	31	700	1	2,4%	3	3,8	938,289	2	469,1445	172,22542	2	86,1127081	1262,589553	1731,7341
Areia silto-argilosa	23	32	700	1	2,4%	3	3,8	1084,9	2	542,4483	177,78107	2	88,8905374	1351,48009	1893,9284
Areia silto-argilosa	24	37	700	1	2,4%	3	3,8	0	2	0	205,55937	2	102,7796839	1454,259774	1454,2598

CAPACIDADE DE CARGA				NÚMERO
				DATA
DADOS DE ENTRADA				
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA	NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	
DIÂMETRO DA ESTACA:	0,40 m	PROFUNDIDADE	24 m	
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m ²	PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m	

DECOURT-QUARESMA

Solo	Prof (m)	Nspt	K(Kn/m ²)	ΔL (m)	α	β	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	EQl Adm (kN)	QR (kN)
	0	0												
Areia	1	3	400	1	0,3	1	20,11	2	10,05	25,13	2	12,57	12,57	22,62
Areia	2	1	400	1	0,3	1	25,13	2	12,57	16,76	2	8,38	20,94	33,51
Areia	3	1	400	1	0,3	1	40,21	2	20,11	16,76	2	8,38	29,32	49,43
Areia	4	6	400	1	0,3	1	70,37	2	35,19	37,70	2	18,85	48,17	83,36
Areia	5	7	400	1	0,3	1	120,64	2	60,32	41,89	2	20,94	69,12	129,43
Areia siltosa	6	11	400	1	0,3	1	170,90	2	85,45	58,64	2	29,32	98,44	183,89
Areia siltosa	7	16	400	1	0,3	1	241,27	2	120,64	79,59	2	39,79	138,23	258,87
Areia siltosa	8	21	400	1	0,3	1	316,67	2	158,34	100,53	2	50,27	188,50	346,83
Areia siltosa	9	26	400	1	0,3	1	392,07	2	196,04	121,47	2	60,74	249,23	445,27
Areia siltosa	10	31	400	1	0,3	1	482,55	2	241,27	142,42	2	71,21	320,44	561,72
Areia siltosa	11	39	400	1	0,3	1	537,84	2	268,92	175,93	2	87,96	408,41	677,33
Areia siltosa	12	37	400	1	0,3	1	603,19	2	301,59	167,55	2	83,78	492,18	793,78
Areia siltosa	13	44	400	1	0,3	1	557,95	2	278,97	196,87	2	98,44	590,62	869,59
Areia siltosa	14	30	400	1	0,3	1	522,76	2	261,38	138,23	2	69,12	659,73	921,11
Areia siltosa	15	30	400	1	0,3	1	462,44	2	231,22	138,23	2	69,12	728,85	960,07
Areia siltosa	16	32	400	1	0,3	1	447,36	2	223,68	146,61	2	73,30	802,15	1025,83
Areia siltosa	17	27	400	1	0,3	1	452,39	2	226,19	125,66	2	62,83	864,99	1091,18
Areia siltosa	18	31	400	1	0,3	1	356,88	2	178,44	142,42	2	71,21	936,19	1114,64
Areia siltosa	19	13	400	1	0,3	1	301,59	2	150,80	67,02	2	33,51	969,70	1120,50
Areia silto-argilosa	20	16	400	1	0,3	1	261,38	2	130,69	79,59	2	39,79	1009,50	1140,19
Areia silto-argilosa	21	23	400	1	0,3	1	351,86	2	175,93	108,91	2	54,45	1063,95	1239,88
Areia silto-argilosa	22	31	400	1	0,3	1	432,28	2	216,14	142,42	2	71,21	1135,16	1351,30
Areia silto-argilosa	23	32	400	1	0,3	1	502,65	2	251,33	146,61	2	73,30	1208,47	1459,79
Areia silto-argilosa	24	37	400	1	0,3	1	346,83	2	173,42	167,55	2	83,78	1292,24	1465,66

CAPACIDADE DE CARGA														NÚMERO	
														DATA	
DADOS DE ENTRADA															
TIPO DE ESTACA:	HÉLICE CONTINUA					NOME	PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS								
DIAMETRO DA ESTACA:	0,40 m					PROFUNDIDADE	24 m								
ÁREA DA SEÇÃO	0,126 m²					PERÍMETRO DO FUSTE	1,257 m								
TEIXEIRA															
Solo	Prof (m)	Nspt	Np	Nl	ΔL (m)	α	β	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
	0	1													
Areia	1	3	1,7	3	1	270	4	56,55	2	28,27	15,08	2	7,54	7,54	35,81
Areia	2	1	1,7	1	1	270	4	56,55	2	28,27	5,03	2	2,51	10,05	38,33
Areia	3	1	2,7	1	1	270	4	90,48	2	45,24	5,03	2	2,51	12,57	57,81
Areia	4	6	4,7	6	1	270	4	158,34	2	79,17	30,16	2	15,08	27,65	106,81
Areia	5	7	8,0	7	1	270	4	271,43	2	135,72	35,19	2	17,59	45,24	180,96
Areia siltosa	6	11	11,3	11	1	240	4	341,81	2	170,90	55,29	2	27,65	72,88	243,79
Areia siltosa	7	16	16,0	16	1	240	4	482,55	2	241,27	80,42	2	40,21	113,10	354,37
Areia siltosa	8	21	21,0	21	1	240	4	633,35	2	316,67	105,56	2	52,78	165,88	482,55
Areia siltosa	9	26	26,0	26	1	240	4	784,14	2	392,07	130,69	2	65,35	231,22	623,29
Areia siltosa	10	31	32,0	31	1	240	4	965,10	2	482,55	155,82	2	77,91	309,13	791,68
Areia siltosa	11	39	35,7	39	1	240	4	1075,68	2	537,84	196,04	2	98,02	407,15	944,99
Areia siltosa	12	37	40,0	37	1	240	4	1206,37	2	603,19	185,98	2	92,99	500,14	1103,33
Areia siltosa	13	44	37,0	44	1	240	4	1115,09	2	557,95	221,17	2	110,58	610,73	1168,67
Areia siltosa	14	30	34,7	30	1	240	4	1045,52	2	522,76	150,80	2	75,40	686,12	1208,88
Areia siltosa	15	30	30,7	30	1	240	4	924,88	2	462,44	150,80	2	75,40	761,52	1223,96
Areia siltosa	16	32	29,7	32	1	240	4	894,73	2	447,36	160,85	2	80,42	841,95	1289,31
Areia siltosa	17	27	30,0	27	1	240	4	904,78	2	452,39	135,72	2	67,86	909,81	1362,19
Areia siltosa	18	31	23,7	31	1	240	4	713,77	2	356,88	155,82	2	77,91	987,72	1344,60
Areia siltosa	19	13	20,0	13	1	240	4	603,19	2	301,59	65,35	2	32,67	1020,39	1321,98
Areia silto-argilosa	20	16	17,3	16	1	240	4	522,76	2	261,38	80,42	2	40,21	1060,60	1321,98
Areia silto-argilosa	21	23	23,3	23	1	240	4	703,72	2	351,86	115,61	2	57,81	1118,41	1470,27
Areia silto-argilosa	22	31	28,7	31	1	240	4	864,57	2	432,28	155,82	2	77,91	1196,32	1628,60
Areia silto-argilosa	23	32	33,3	32	1	240	4	1005,31	2	502,65	160,85	2	80,42	1276,74	1779,40
Areia silto-argilosa	24	37	23,0	37	1	240	4	693,66	2	346,83	185,98	2	92,99	1369,73	1716,57

CAPACIDADE DE CARGA														NÚMERO				
														DATA				
DADOS DE ENTRADA																		
TIPO DE ESTACA:		HÉLICE CONTINUA				NOME		PROJETO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS										
DIÂMETRO DA ESTACA:		0,40 m				PROFUNDIDADE		24 m										
ÁREA DA SEÇÃO		0,126 m²				PERÍMETRO DO FUSTE		1,257 m										
VELLOSO																		
Solo	Prof (m)	Nspt	ΔL (m)	αp	β	Cp (kN/m²)	αL	λ	Cf	s	Qp (kN)	Fator de segurança de ponta	Qp adm	Ql (kN)	Fator de segurança lateral	Ql adm	ΣQl Adm (kN)	QR (kN)
	0	0																
Areia	1	3	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	53,15	2	26,574	9,42	2	4,71	4,71	31,29
Areia	2	1	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	73,08	2	36,539	3,14	2	1,57	6,28	42,82
Areia	3	1	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	108,51	2	54,255	3,14	2	1,57	7,85	62,11
Areia	4	6	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	156,12	2	78,06	18,85	2	9,42	17,28	95,34
Areia	5	7	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	229,20	2	114,6	21,99	2	11,00	28,27	142,87
Areia siltosa	6	11	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	328,85	2	164,42	34,56	2	17,28	45,55	209,98
Areia siltosa	7	16	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	445,11	2	222,55	50,27	2	25,13	70,69	293,24
Areia siltosa	8	21	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	561,37	2	280,68	65,97	2	32,99	103,67	384,36
Areia siltosa	9	26	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	710,85	2	355,42	81,68	2	40,84	144,51	499,94
Areia siltosa	10	31	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	817,14	2	408,57	97,39	2	48,69	193,21	601,78
Areia siltosa	11	39	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	926,76	2	463,38	122,52	2	61,26	254,47	717,85
Areia siltosa	12	37	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	933,40	2	466,7	116,24	2	58,12	312,59	779,29
Areia siltosa	13	44	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	900,18	2	450,09	138,23	2	69,12	381,70	831,80
Areia siltosa	14	30	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	910,15	2	455,07	94,25	2	47,12	428,83	883,90
Areia siltosa	15	30	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	860,32	2	430,16	94,25	2	47,12	475,95	906,11
Areia siltosa	16	32	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	837,07	2	418,54	100,53	2	50,27	526,22	944,75
Areia siltosa	17	27	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	687,59	2	343,8	84,82	2	42,41	568,63	912,43
Areia siltosa	18	31	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	591,26	2	295,63	97,39	2	48,69	617,32	912,96
Areia siltosa	19	13	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	601,23	2	300,61	40,84	2	20,42	637,74	938,36
Areia silto-argilosa	20	16	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	647,73	2	323,87	50,27	2	25,13	662,88	986,74
Areia silto-argilosa	21	23	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	694,24	2	347,12	72,26	2	36,13	699,00	1046,12
Areia silto-argilosa	22	31	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	734,10	2	367,05	97,39	2	48,69	747,70	1114,75
Areia silto-argilosa	23	32	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	584,62	2	292,31	100,53	2	50,27	797,96	1090,28
Areia silto-argilosa	24	37	1	0,5	0,705	600	0,5	1	5	1,26	408,57	2	204,29	116,24	2	58,12	856,08	1060,37

APÊNDICE B -1– RESULTADOS RECALQUE SITUAÇÃO 1

Os resultados se encontram no link a seguir:

<https://drive.google.com/open?id=1r0DwZE7INwpSp0A2xR5ljX9u1W-2SYIF>

APÊNDICE B -2– RESULTADOS RECALQUE SITUAÇÃO 2

Os resultados se encontram no link a seguir:

https://drive.google.com/open?id=1Q_6HQPSR2J-6Qi0ImTu0-ApwxnK0Uold

APÊNDICE C– TABELAS DE RECALQUE

Os resultados se encontram no link a seguir:

<https://drive.google.com/open?id=1hvg04liDW7SyVgB2n3fxFmBKBPiM92sh>

APÊNDICE D – RESULTADOS COEFICIENTES DE DETERMINAÇÃO E CORRELAÇÃO

Os resultados se encontram no link a seguir:

https://drive.google.com/open?id=12a1_WZV7E-RG9Wem3YO6_w_0tYmgkHHT