

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas
Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço

Deborah Sales de Sousa

ESTIMATIVA DA CAPACIDADE CARGA PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA FUNDAÇÕES
PROFUNDAS EM ESTACAS ESCAVADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO

Belo Horizonte

2018

Deborah Sales de Sousa

ESTIMATIVA DA CAPACIDADE CARGA PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA FUNDAÇÕES
PROFUNDAS EM ESTACAS ESCAVADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO

Trabalho de Conclusão apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Orientador: Prof. Ronaldo Azevedo Chaves, M.Sc.

Belo Horizonte

2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de
Estruturas de Concreto Armado e Aço

ATA DA DEFESA

**“Estimativa da Capacidade de Carga pelos Métodos
Semiempíricos para Fundações Profundas em Estacas Escavadas
Submetidas a Esforços de Compressão e Tração”**

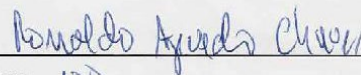
DEBORAH SALES DE SOUSA

Trabalho Final defendido perante a banca examinadora, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço”

Aprovada em 18 de julho de 2018.

Por:

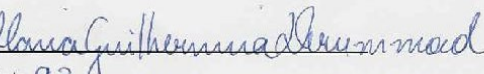
Prof. Ronaldo Azevedo Chaves
Avaliador 1 – Orientador


Nota: 100

Prof. Ney Amorim Silva
Avaliador 2


Nota: 92

Enga. Maria Guilhermina Drummond Guimarães
Avaliador 3


Nota: 93

RESUMO

As fundações profundas são aquelas que transmitem os esforços a partir do atrito lateral e da parcela de ponta, sendo necessária uma interação entre o elemento de fundação e o solo. Para a previsão da capacidade de carga dos solos muitos autores propuseram métodos baseados nas correlações empíricas e em provas de carga. Este trabalho tem por objeto apresentar a correlação entre três métodos semiempíricos, sendo eles propostos por Aoki-Velloso; Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira, métodos estes correlacionados por meio do resultado de sondagens de simples reconhecimento à percussão (SPT).

Palavras-chave: Aoki-Velloso; Decóurt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira.

ABSTRACT

Deep foundations are those that transmit efforts from lateral friction and the tip portion, requiring an interaction between the foundation element and the soil. For the prediction of soil bearing capacity, many authors have proposed methods based on empirical correlations and load tests. This work aims to present the correlation between three semi-empirical methods, proposed by Aoki-Velloso; Décourt-Quaresma and Alberto Henriques Teixeira, methods correlated through the result of simple percussion recognition surveys (SPT).

Keywords: Aoki-Velloso; Decóurt-Quaresma and Alberto Henriques Teixeira.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	14
Figura 2- Amostradores para solos (esquemáticamente representados): (a) <i>Raymond-Terzaghi</i> (usado no SPT), (b) de parede fina ou “ <i>Shelby</i> ” comum.	15
Figura 3- Trados manuais mais utilizados: tipo (a) cavadeira, (b) espiral ou ‘torcido’ e (c) helicoidal.	15
Figura 4- (a) Piezômetro e (b) medidor de nível d’água.	16
Figura 5- Perfil individual de uma sondagem	17
Figura 6- Fundações Profundas	20
Figura 7- Tubulões (a) em perfil, sem e com alargamento de base.....	21
Figura 8- Tipos de tubulões quanto ao uso de revestimento: (a) sem revestimento; (b) com revestimento de concreto; (c) com revestimento metálico.	22
Figura 9 – Processo executivo dos tubulões a céu aberto	22
Figura 10 – Campânula para pressurização do tubulão.....	23
Figura 11- Perfuratrizes mecanizadas à trado.....	24
Figura 12- Efeitos de cravação de estaca sobre o terreno: (a) em areia e (b) em argila saturada (Vesic, 1977)	26
Figura 13- Efeitos de execução de estacas escavada sobre o terreno	27
Figura 14- Cravação da Estaca Metálica	28
Figura 15- Execução Estaca tipo Raiz.....	29
Figura 16- Estaca Escavada Trado Mecânico.....	30
Figura 17- Estaca ou tubulão isolado tracionado.....	31
Figura 18- Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga	33
Figura 19- Fundação em estudo.....	42
Figura 20- Perfil representativo com valores de N_{SPT}	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso Específico.....	18
Tabela 2 – Parâmetros de resistência.....	19
Tabela 3 – Parâmetros de Compressibilidade.....	19
Tabela 4 – Tipo de estacas.....	25
Tabela 5 – Coeficiente K e a razão de atrito α	36
Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados	37
Tabela 7 – Coeficientes característicos do solo C	38
Tabela 8 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	39
Tabela 9 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	39
Tabela 10 – Valores do parâmetro α	41
Tabela 11 – Valores do parâmetro β	41
Tabela 12 – Resultado Atrito Lateral	44
Gráfico 13 – Resultado Atrito Lateral	45
Tabela 14 – Resultado Resistência de Ponta	46
Gráfico 15 – Resultado Resistência de ponta	47
Tabela 16 – Resultado Capacidade de Carga	48
Gráfico 17 – Resultado Capacidade de Carga.....	49
Tabela 18 – Resultado Carga Admissível	50
Gráfico 19 – Resultado Carga Admissível	51
Tabela 20 – Esforços Resistentes de Compressão.....	52
Tabela 21 – Esforços Resistentes de Tração	52

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira Regulamentadora

SPT Standard Penetration Test

CREA Conselho Regional de Engenharia e Agronomia

N_{SPT} é o índice de resistência a penetração

CPT Cone Penetration Test

γ é o peso específico

c é a coesão

N é o valor do SPT

ϕ é o ângulo de atrito

Kgf quilograma força

NR Norma Regulamentadora

ASTM A36 é um aço carbono de média resistência mecânica

σ_e é a tensão de escoamento

MPa megapascal

kN quilonewton

ASTM A572 é um aço de alta resistência mecânica e baixa liga

R é a capacidade de carga total

R_L é a capacidade de carga do fuste

R_P é a capacidade de carga da ponta

R_{adm} é a carga admissível

U é o perímetro

r_L é a resistência lateral

Δ_L é o trecho do fuste onde se admite r_L constante

r_P é a resistência de ponta

A_p é a área de ponta

q_c é resistência de ponta do cone

f_s é o atrito lateral unitário na luva

K é o coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para NSPT

α é a razão de atrito (atrito lateral em função do NSPT)

N_p é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_L é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL

F_1 e F_2 são fatores de correção

D é o diâmetro do fuste

L é o comprimento da estaca

C é o valor característico do solo

α é o parâmetro relativo à resistência de ponta

β é o parâmetro relativo à resistência de atrito lateral

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	OBJETIVO	12
2.1	OBJETIVO GERAL.....	12
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
3	REVISÃO DA LITERATURA	13
3.1	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS - SONDAGEM À PERCUSSÃO.....	13
3.1.1	Relatório	16
3.1.2	Estimativa dos parâmetros do solo com base no SPT	17
3.2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	20
3.2.1	Fundações em Tubulões	20
3.2.2	Fundações em Estacas	24
3.3	ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO	31
3.4	CAPACIDADE DE CARGA	31
3.5	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	33
3.5.1	Método de Aoki-Velloso (1975).....	33
3.5.2	Método de Décourt-Quaresma (1978).....	37
3.5.3	Alberto Henriques Teixeira (1996).....	40
4	ANÁLISE DOS MÉTODOS	41
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	42
4.2	ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS.....	43
4.2.1	Resistência Lateral.....	44

4.2.2	Resistência de Ponta	45
4.2.3	Capacidade de Carga	47
4.2.4	Carga admissível.....	49
4.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
5	CONCLUSÃO	53
6	REFERÊNCIAS	54
	ANEXOS	55

1 INTRODUÇÃO

Um dos ensaios para reconhecimento do solo mais difundidos no Brasil é a sondagem de simples reconhecimento do solo (SPT), e por meio de seus resultados são estimadas as capacidades de carga para as fundações profundas.

Fundações profundas são aquelas em que as cargas são transmitidas ao solo pela interação estrutura-solo e sua capacidade de carga é estimada pelos métodos semiempíricos. As fundações profundas podem ser em tubulões ou estacas.

Os tubulões são fundações que podem ser escavadas mecanicamente, mas que em alguma etapa de sua execução há a descida de pessoal, no seu interior, para executar tarefas de alargamento de base e /ou limpeza do fundo. Esta situação está entrando em desuso sendo que até para os tubulões com abertura de base, com o avanço da tecnologia, existem equipamentos que abrem a saia do tubulão sem a necessidade de descida de pessoal, tornando a fundação completamente mecanizada. Já para as estacas, estas podem ser classificadas segundo o material ou pelo processo executivo sendo de deslocamento (cravadas) ou de substituição (escavadas).

Para a análise da capacidade de carga foram abordados os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira.

2 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo apresentar um comparativo para a análise da capacidade de carga entre os métodos semiempíricos propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira para fundações em estacas escavadas submetidas a esforços de compressão e tração.

2.1 OBJETIVO GERAL

Para alguns tipos de construção que são realizadas em uma área delimitada, realiza-se o estudo do solo a partir de ensaios de reconhecimento à percussão, e por meio deste resultado é possível

determinar qual o método será considerado para verificar a capacidade de carga do solo. Para as obras de Linhas de Transmissão, por exemplo, esta escolha não é tão simples assim, pois podem cortar vários estados ou até países, dificultando na escolha de qual método será considerado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Elaborar uma planilha de cálculo e realizar um comparativo para os métodos semiempíricos propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira, para uma fundação em estaca escavada com diâmetro e profundidade pré-determinada.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Serão abordados os métodos semiempíricos para a previsão da capacidade de carga propostos pelos três autores citados acima. Antes da caracterização dos métodos serão abordadas as investigações geotécnicas dando ênfase à sondagem à percussão, além da apresentação de algumas fundações profundas

3.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS - SONDAÇÃO À PERCUSSÃO

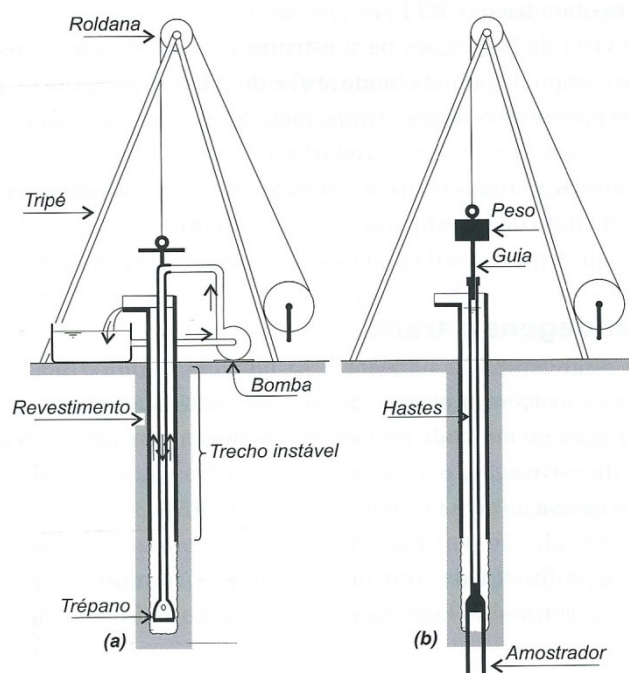
Para a elaboração dos projetos geotécnicos é imprescindível um adequado conhecimento do subsolo no local da obra. Este conhecimento exige investigações que podem ser de diversos tipos, sendo a mais empregada no Brasil as sondagens de simples reconhecimento à percussão.

As sondagens de simples reconhecimento à percussão são normalizadas pela ABNT NBR 6484:2001. Ela consiste na perfuração do terreno e “por meio de um ensaio empírico, o SPT, abreviação de ‘STANDARD PENETRATION TEST’, avalia a resistência dos solos perfurados” (Ernani, 2003, p.6).

As sondagens à percussão são perfurações que ultrapassam o nível d’água e solos compactos ou duros. Quando o solo se apresenta instável o furo é revestido, caso contrário pode-se prosseguir

sem revestimento. Segundo Velloso e Lopes (2010, p.37) “a perfuração avança na medida em que o solo, desagregado com o auxílio de um trépano, é removido por circulação de água (lavagem)”.

Figura 1- Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



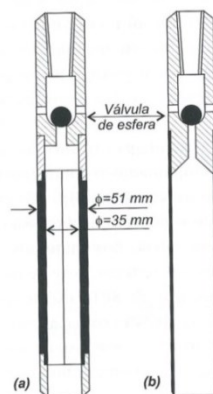
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) consiste na cravação do amostrador padrão denominado Raymond-Terzaghi, que é realizado a cada metro na sondagem à percussão. Por meio de golpes com um peso de 65 kgf caindo de 75 centímetros de altura, anota-se o número de golpes necessários para cravar 45 centímetros do amostrador padrão em três conjuntos de 15 centímetros. O resultado deste ensaio consiste no número de golpes necessários para cravar os 30 centímetros finais, sendo desprezados os 15 centímetros iniciais.

Segundo Velloso e Lopes (2010, p.38) “a amostra retirada com o amostrador Raymond-Terzaghi é deformada”. Quando é necessário obter amostras indeformadas são utilizadas

amostradores especiais. Para argilas pode-se utilizar um amostrador com um tubo de parede fina, denominado Shelby.

Figura 2- Amostradores para solos (esquemáticamente representados): (a) *Raymond-Terzaghi* (usado no SPT), (b) de parede fina ou “*Shelby*” comum.

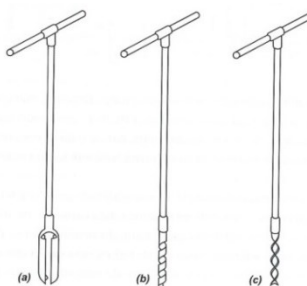


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

As sondagens à percussão também fornecem o nível d'água freático, informação importante ao projetista na determinação do tipo de fundação a ser aplicada para uma determinada estrutura.

Inicialmente deve-se perfurar o solo com o auxílio do trado helicoidal. O operador deve observar o aumento aparente de umidade do solo, ou no caso de presença de água, determinar o nível d'água freático não influenciado pela sondagem.

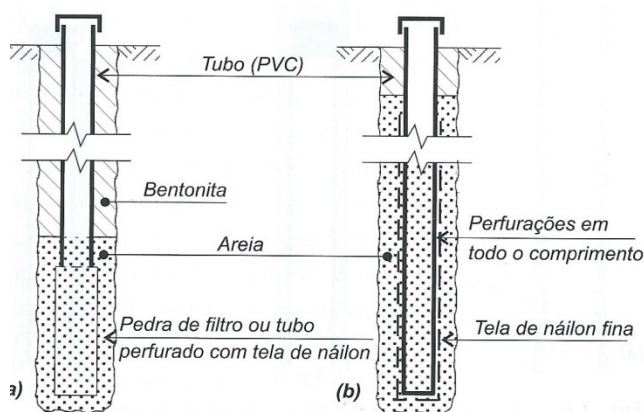
Figura 3- Trados manuais mais utilizados: tipo (a) cavadeira, (b) espiral ou 'torcido' e (c) helicoidal.



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Finalizada a sondagem, ao se retirar o revestimento, deve-se observar o nível d'água até que este se estabilize ou em um período mínimo de 24 horas. Para se conhecer o nível piezométrico com mais precisão, basta instalar um piezômetro no próprio furo da sondagem. Também se pode aproveitar o furo de sondagem para verificar o nível freático quando este varia em função do tempo ou da chuva, instalando um medidor de nível d'água.

Figura 4- (a) Piezômetro e (b) medidor de nível d'água.



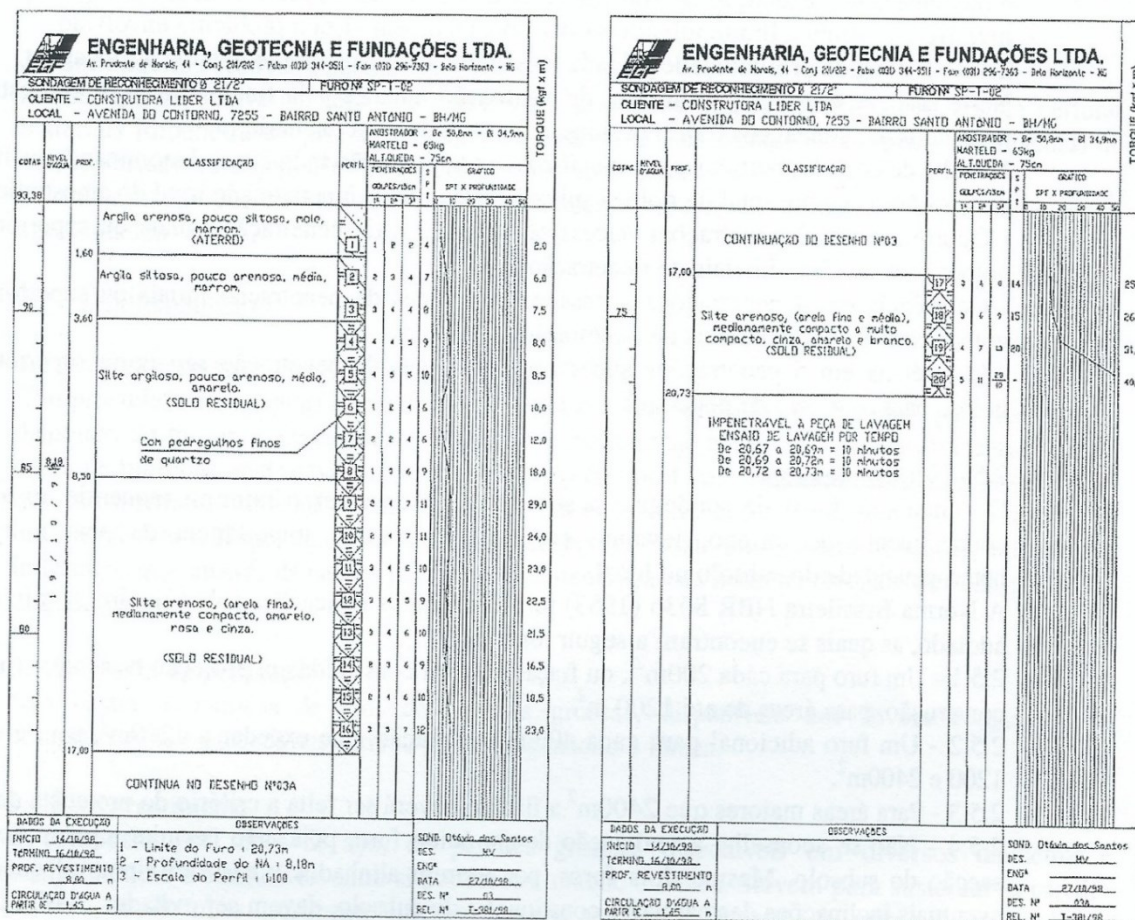
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.1.1 Relatório

Os resultados das sondagens normalmente são apresentados em relatórios em formato A4 e devem ser numerados, datados e assinados por um responsável técnico pelo trabalho perante o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia - CREA, contendo no mínimo:

- Identificação da obra;
- Número do furo;
- Cota do furo;
- Posição das diversas camadas constituintes do subsolo (profundidade de ocorrência) até à cota de paralisação da sondagem;
- Classificação tátil-visual dos solos constituintes nas camadas;
- Conversão gráfica dos diversos solos constituintes das camadas;

Figura 5- Perfil individual de uma sondagem



Fonte: Ernani (2003)

3.1.2 Estimativa dos parâmetros do solo com base no SPT

Para o dimensionamento das fundações, na maioria das vezes é necessário o conhecimento de parâmetros dos solos que não são determinados diretamente pelas sondagens. Entretanto, correlações entre valores de SPT medidas nas sondagens e os parâmetros do solo permitem que estimativas sejam feitas. Embora estas estimativas representem valores aproximados, e em geral, a favor da segurança, elas são a base para grande parte dos dimensionamentos de fundações na prática da engenharia.

A seguir indicam-se algumas das principais correlações empregadas com base nos valores do índice de SPT.

3.1.2.1 Peso Específico

Na ausência de ensaios de laboratório, é possível adotar o peso específico do solo a partir de valores aproximados, em função da consistência da argila e da compactação da areia. Sendo que, os valores de consistência de solos finos e compactação dos solos grossos, são obtidos em função do índice de resistência à penetração (NSPT), de acordo com a NBR 6484:2001.

Segundo Ernani (2003, p.26) “o peso específico de um solo (γ) varia com sua compactação ou consistência”, seus valores estimados serão apresentados na Tabela abaixo.

Tabela 1 – Peso Específico

Solos arenosos (areias e siltes arenosos)					
SPT	0 a 4	5 a 8	9 a 18	10 a 40	> 40
COMPACIDADE	Fofo	Pouco compacto	Medianamente compacto	Compacto	Muito Compacto
γ (tf/m ³)	1,6	1,8	1,9	2,0	2,1
Solos argilosos (argilas e siltes argilosos)					
SPT	0 a 2	3 a 5	6 a 10	11 a 19	> 19
COMPACIDADE	Muito mole	Mole	Médio	Rijo	Duro
γ (tf/m ³)	1,3	1,5	1,7	1,9	2,0

Fonte: Ernani (2003)

3.1.2.2 Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência estimados através do SPT são: a coesão, para solos argilosos e o ângulo de atrito, para solos arenosos. Quando não há ensaios de laboratório, estes valores são obtidos a partir de correlações empíricas, apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros de resistência

SOLOS ARGILOSOS (argilas e siltes argilosos)	$c = N \text{ (tf/m}^2\text{)} - \phi = 0$
SOLOS ARENOSOS (areias e siltes arenosos)	$c = 0 - \phi = 15 + (20*N)^{1/2} \text{ (}^\circ\text{)}$
N = valor do SPT	

Fonte: Ernani (2003)

3.1.2.3 Parâmetros de compressibilidade

Os parâmetros de compressibilidade são necessários para as análises de deformações (recalques) das fundações e também podem ser estimados pelo resultado de SPT.

Segundo Ernani (2010, p.28) “o cálculo do recalque total da fundação é procedido através do módulo de deformabilidade (módulo de elasticidade) do solo”. Este é determinado na condição lenta ou drenado e para tensões além do valor de ruptura (capacidade de carga), sendo necessário o valor do coeficiente de poisson.

Tabela 3 – Parâmetros de Compressibilidade

Módulo de deformabilidade ou elasticidade (E) expresso em tf/m ²		Módulo de Poisson (μ)	
Areia com pedregulhos	330*N	Areia pouco compacta	0,2
Areia	270*N	Areia medianamente compacta	0,3
Areia siltosa	210*N	Areia compacta	0,4
Areia argilosa	165*N	Silte	0,3 a 0,5
Silte arenoso	225*N	Argila saturada	0,4 a 0,5
Silte	175*N	Argila não saturada	0,1 a 0,3
Silte argiloso	125*N		
Argila arenosa	210*N		
Argila siltosa	100*N		

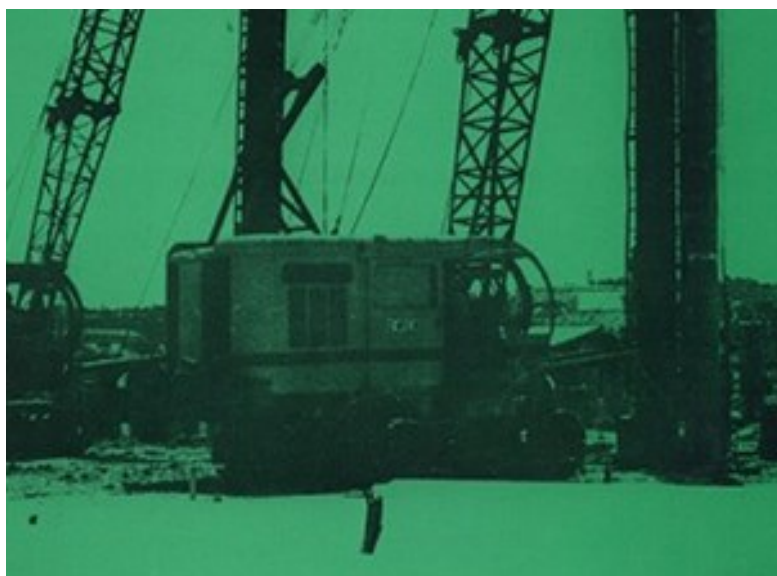
N= valor do SPT

Fonte: Ernani (2003)

3.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a norma ABNT NBR 6122:2010 “fundação profunda é um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta), ou por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta, ou base, estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões”.

Figura 6- Fundações Profundas



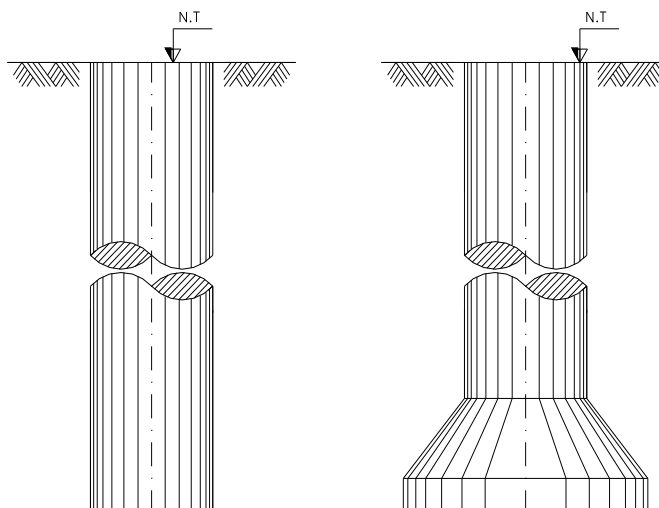
Fonte: Alonso (2012)

3.2.1 Fundações em Tubulões

Segundo a norma ABNT NBR 6122-2010 tubulão é um “elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento da base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas ponderantemente pela ponta”.

Tubulões têm o fuste cilíndrico e podem ser executados com ou sem alargamento da base. O alargamento da base deve ser feito com um ângulo de 60° ou mais com a horizontal, dessa forma dispensa-se a utilização da armadura na base.

Figura 7- Tubulões (a) em perfil, sem e com alargamento de base.

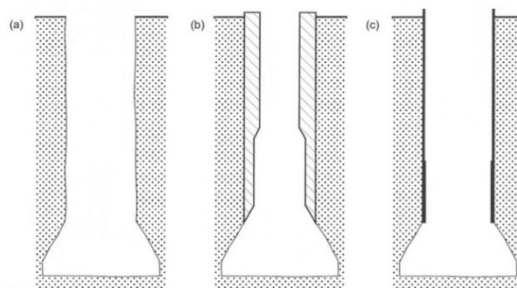


Fonte: Autor (2018)

Para a execução deste tipo de fundação pode ser ou não necessário o uso de revestimento, portanto, os tubulões separam-se em: tubulões sem revestimento ou tubulões com revestimento (metálico ou de concreto).

Os tubulões diferem-se pelo tipo de execução que pode ser a céu aberto ou sob ar comprimido.

Figura 8- Tipos de tubulões quanto ao uso de revestimento: (a) sem revestimento; (b) com revestimento de concreto; (c) com revestimento metálico.



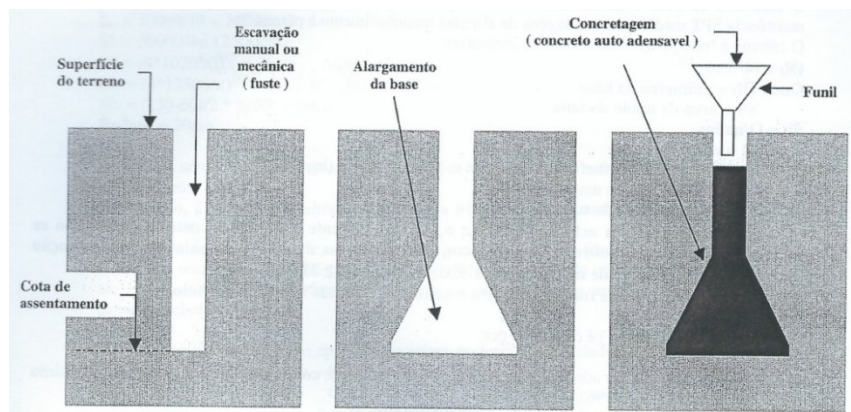
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.2.1.1 Tubulão a Céu Aberto

É um elemento estrutural de fundação, sendo necessária a descida de pessoal para o alargamento da base ou limpeza do fundo da cava. Pela NR-18 o diâmetro mínimo para o fuste é de 80 centímetros, devido o alargamento da base e a altura desta deve ser limitada a 2 metros.

A concretagem deve ser iniciada imediatamente após a conclusão da abertura de base, ou no máximo após 24 horas. O concreto deve ser auto adensável propiciando um adequado preenchimento da cava sem necessidade de adensamento. Recomenda-se também o uso de funil evitando assim a desagregação e contaminação com o solo.

Figura 9 – Processo executivo dos tubulões a céu aberto



Fonte: Ernani (2003)

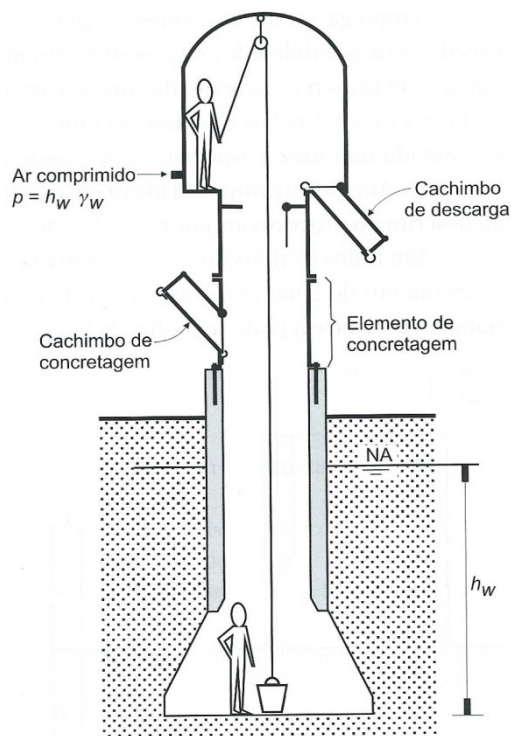
3.2.1.2 Tubulão executado sob Ar Comprimido

Quando na execução do tubulão encontra-se o lençol freático é necessário revestir a escavação e utilizar ar comprimido com uma campânula. A campânula recebe ar comprimido com pressão suficiente para impedir a entrada de água no interior do tubulão. Esta possui um cachimbo para descarga do material escavado e outra de concretagem.

A escavação do fuste pode ser mecânica ou manual. Atingida a cota de assentamento prevista é instalada a campânula, para descida dos operários que vão executar o alargamento da base.

O tubulão deve ser revestido e usualmente utiliza-se o revestimento metálico que pode ou não ser recuperado.

Figura 10 – Campânula para pressurização do tubulão

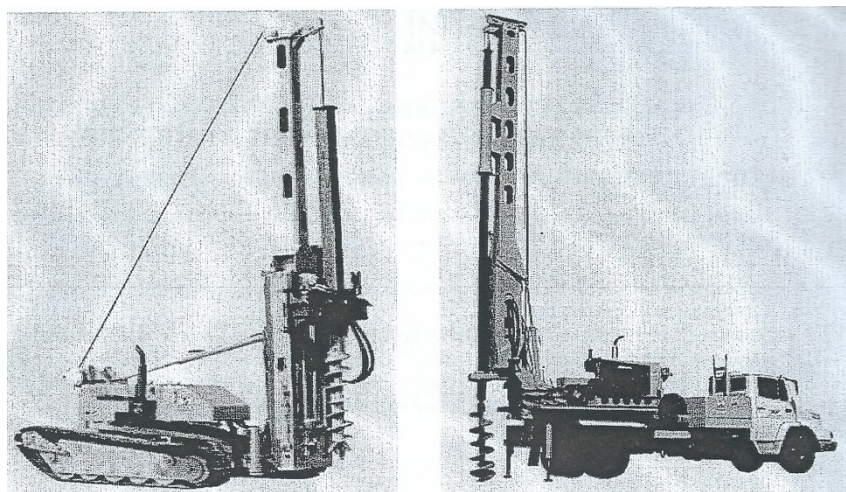


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.2.2 Fundações em Estacas

As estacas são elementos de fundação profunda executada por cravação ou perfuração do solo com equipamentos, transmitindo as cargas a este, pela resistência de ponta, pelo atrito lateral, ou a combinação dos dois.

Figura 11- Perfuratrizes mecanizadas à trado



Fonte: Ernani (2003)

As fundações em estacas podem ser classificadas segundo os seguintes critérios:

- a) Material: madeira, concreto, aço ou mista;
- b) Processo executivo: de deslocamento ou de substituição.

As estacas de deslocamento são as estacas cravadas no qual o solo é deslocado com a introdução de um elemento (própria estaca ou tubo) no terreno, ou seja, espaço em que a estaca irá ocupar. Neste caso há um provável ganho de resistência do solo comparado com sua condição inicial (estado de repouso).

Já as estacas de substituição ou estacas escavadas, são executadas com a remoção do solo, sem que haja seu deslocamento, conseqüentemente não gerando um aumento de sua resistência inicial e sim uma redução.

Em alguns processos de execução de estacas escavadas não há remoção do solo, portanto, estas estacas podem ser classificadas como “sem descolamento”.

Tabela 4 – Tipo de estacas

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira; (ii) pré-moldadas de concreto; (iii) tubos de aço de ponta fechada; (iv) tipo Franki; (v) microestacas.
	Pequeno (i) Perfis de aço; (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação; (iii) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento").
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente a escavação; (ii) estacas raiz.
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama; (ii) tipo Strauss; (iii) estacas hélice contínua em geral.

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

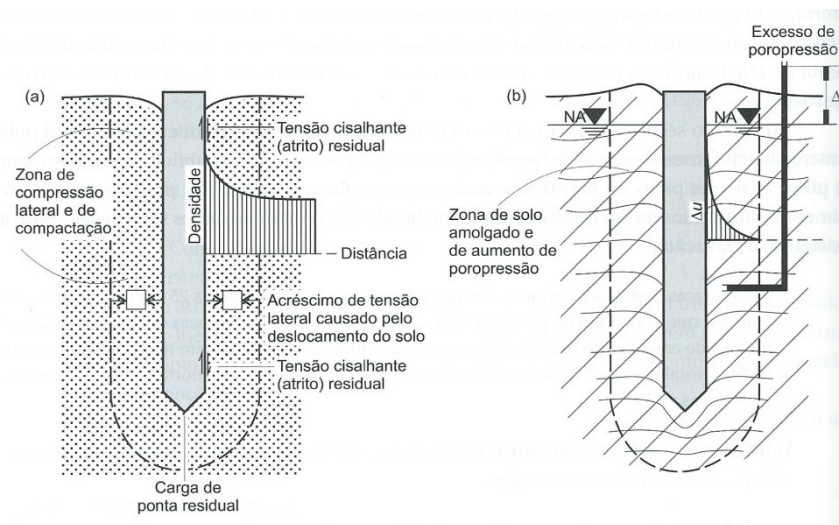
3.2.2.1 Os processos de execução

Os principais processos de execução das estacadas dividem-se em cravadas ou escavadas.

As estacas cravadas em solos granulares proporcionam um aumento de compactação desse solo, à medida que o volume da estaca vai sendo introduzido no terreno. Esse processo acarreta na redução do índice de vazios, obtendo-se uma maior capacidade de carga, além de menores recalques em comparação com o solo em seu estado inicial. Quando o solo já está compacto a introdução da estaca cravada não proporciona um aumento de compactação do solo e sim seu deslocamento.

As estacas cravadas em solos argilosos saturados, devido à baixa permeabilidade, causam o deslocamento do solo igual ao volume da estaca, ocorrendo um aumento nas poropressões e o amolgamento do solo. Para solos sem perda considerável pelo amolgamento o adensamento pode compensá-lo devido à redução do índice de vazios e aumento das tensões efetivas, obtendo um solo melhorado.

Figura 12- Efeitos de cravação de estaca sobre o terreno: (a) em areia e (b) em argila saturada (Vesic, 1977)



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Nas estacas escavadas ocorre a descompressão do terreno que varia dependendo do tipo de suporte. Para solos com presença de material fino e sem presença do nível d'água a escavação é realizada sem suporte e com isso a descompressão ocorre em toda área escavada. Já para as

3.2.2.3 Estacas Tipo Metálicas

São estacas pré-moldadas cravadas no terreno por meio de bate estacas. As estacas metálicas podem ser em diversas formas, desde perfis laminados ou soldados a tubos. Os aços mais utilizados na fabricação das estacas, seguem os padrões ASTM A36 ($\sigma_e=250$ MPa) e A572 Grau 50 ($\sigma_e=345$ MPa).

O processo executivo consiste na cravação da estaca que pode ser com martelos de queda livre ou vibratórios. Estes elementos de fundação são muito utilizados em construções industriais, edifícios de andares múltiplos, pontes e viadutos, portos e torres de transmissão.

Este tipo de estaca possui as seguintes vantagens: reduzido nível de vibração durante sua cravação; possibilidade de cravação em camadas compactas do solo (argilas rijas a duras e pedregulhos); peso relativamente pequeno o que facilita o transporte e a manipulação; elevada resistência na compressão, tração e flexão; facilidade de adequação em campo devido à possibilidade de corte com maçarico ou emenda por solda dentre outras.

A grande desvantagem é o custo elevado, o que inclui o material, o equipamento (mobilização) e o tempo de execução.

Figura 14- Cravação da Estaca
Metálica



Fonte: Perfis Estruturais Gerdau – Estacas Metálicas (2014)

3.2.2.4 Estacas Tipo Raiz

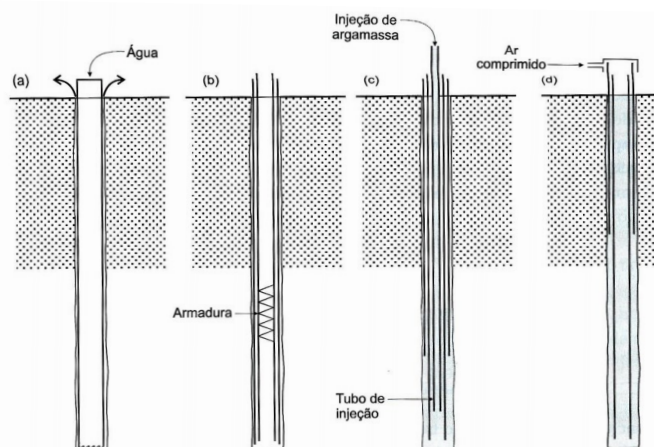
A Estaca tipo Raiz é uma estaca moldada ‘in loco’, executada por perfuratrizes com a utilização de tubos de aço, com uma coroa de vídeia em sua ponta.

O processo executivo consiste em perfurar o solo “por meio de perfuratriz rotativa ou rotopercussiva que desce o revestimento através de rotação com o uso de circulação direta de água injetada no seu interior” (NBR 6122:2010). A água injetada retornando externamente ao tubo remove o material desagregado, sendo que, ao alcançar a cota de paralisação prevista para a estaca, conclui-se a escavação somente após toda a eliminação do material desagregado, estando a água limpa.

Coloca-se então a armadura e prossegue-se com o preenchimento do furo com argamassa mediante bomba de injeção, expulsando toda água do furo.

Este tipo de estaca possui algumas vantagens como: permite sua utilização em casos em que os demais tipos de estacas não podem ser utilizados; os equipamentos são de pequeno porte, possibilitando sua utilização em locais restritos; podem ser executadas na vertical ou em outra inclinação.

Figura 15- Execução Estaca tipo Raiz

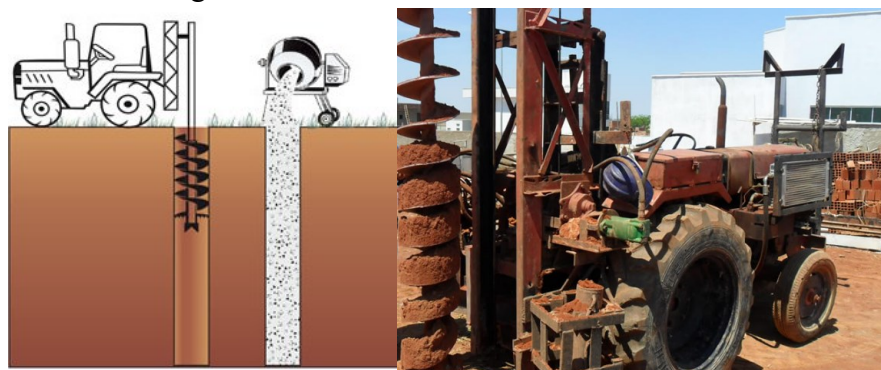


Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.2.2.5 Estacas Escavadas a Trado Mecanizado

Fundações constituídas por fustes escavados mecanicamente sem considerar o alargamento da base. Não há restrição quanto ao diâmetro utilizado e a profundidade executada, que variam de acordo com o porte do equipamento disponível.

Figura 16- Estaca Escavada Trado Mecânico



Fonte: (<http://tradomecanico.com.br/>)

O processo executivo constitui pela escavação mecânica do fuste até à cota de assentamento pré-determinada. A concretagem deverá ser executada logo após sua escavação com concreto auto adensável, utilizando funil e tromba para lançamento, objetivando evitar a segregação e a contaminação do concreto. Usualmente as estacas são armadas. Esta solução é aplicável em solos que apresentam alguma coesão e está situado acima do lençol freático, caso contrário é necessária à utilização de manilhas de concreto, ou aço, ou a utilização de lama bentonítica para revestimento.

Este tipo de solução proporciona elevada produtividade e baixo custo, mas não é indicada para solos com presença de pedras/ou matacões onde a perfuração a trado não seja possível.

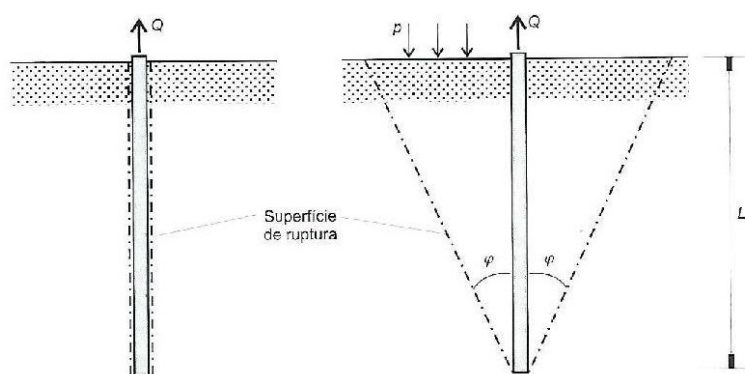
O controle de execução compreende na inspeção do solo escavado que deverá estar de acordo com o apresentado nas sondagens do tipo SPT, e na verificação da cota de assentamento obtida, que deve estar de acordo com a prevista.

3.3 ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO

As estacas e tubulões podem ser submetidas a esforços de tração. Como exemplo as ancoragens de lajes de subpressão e fundações para torres de transmissão.

Neste caso, é necessário estimar a capacidade de carga à tração do elemento de fundação.

Figura 17- Estaca ou tubulão isolado tracionado



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A capacidade de carga de uma estaca submetida a esforços de tração deve ser estimada considerando a ruptura na interface solo-estaca, ou segundo uma superfície cônica. A favor da segurança, despreza-se o peso próprio da estaca, e também é comum considerar um valor reduzido em relação àquele calculado para as estacas comprimidas. Autores sugerem cautela nas cargas admissíveis de tração, podendo ser obtidas por meio de redução (cerca de 30%) em relação à carga admissível de compressão, ou pela adoção de um fator de segurança em relação à carga de ruptura.

3.4 CAPACIDADE DE CARGA

Conforme Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca, trata-se do valor correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer, ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Observa-se que a

palavra ruptura, para este caso, não tem relação com despedaçar ou quebrar a fundação. O que acontece é o recalque incessante da estaca o qual é interrompido com a diminuição da carga aplicada.

A capacidade de carga de uma fundação profunda é a soma de uma resistência por atrito lateral (R_L), mais uma resistência de ponta (R_p), definida como a máxima carga que a fundação pode suportar (R).

Portanto, a capacidade de carga é representada pela expressão:

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

Onde:

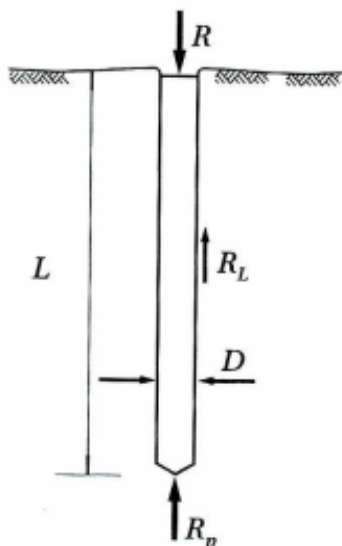
R = capacidade de carga total;

R_L = capacidade de carga do fuste;

R_p = capacidade de carga da ponta.

A capacidade de carga do elemento de fundação corresponde ao conjunto formado pelo elemento estrutural (estaca) e pelo elemento geotécnico (maciço que envolve a estaca). “Ao término de um estaqueamento, cada elemento de fundação por estaca oferece uma capacidade para resistir a cargas verticais até o limite da condição representada pela ruptura iminente, a chamada capacidade de carga R ” (Cintra e Aoki, 2010, p.14).

Figura 18- Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

3.5 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Segundo NBR 6122:2010 são métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT, etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Muitos autores propuseram métodos baseados em correlações empíricas, baseados em resultados de ensaios e ajustados com provas de carga. A seguir apresentaremos os seguintes métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

3.5.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

O método proposto por Aoki e Velloso (1975) foi elaborado a partir de um estudo comparativo entre ensaios de prova de cargas em estacas e investigações geotécnicas tipo SPT. “O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT” - Velloso e Lopes (2010).

A capacidade de carga do solo é representada pela expressão:

$$R = R_L + R_p$$

(2)

Onde:

R = capacidade de carga total;

R_L = capacidade de carga do fuste;

R_P = capacidade de carga da ponta.

A parcela de resistência lateral (R_L) é representada pela expressão:

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

Onde:

U = perímetro;

r_L = resistência lateral;

Δ_L = trecho do fuste onde se admite r_L constante.

Já a resistência de ponta (R_P) é representada pela expressão:

$$R_p = r_p A_p \quad (4)$$

Onde:

r_p = resistência de ponta;

A_p = área de ponta.

As incógnitas r_L e r_p são incógnitas geotécnicas que inicialmente foram correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT. “Na época da publicação do método, utilizava-se o cone mecânico, no qual foi incorporada a luva de Begemann para a medida do atrito lateral” (Cintra e Aoki, 2010, p.23). Como no Brasil o CPT não é tão utilizado quanto o ensaio tipo SPT, o valor de resistência de ponta do cone (q_c) pode ser substituído pela correlação com o índice de resistência a penetração (NSPT). O atrito lateral unitário na luva (f_s) também pode ser substituído com a utilização da razão de atrito α , onde seus valores foram apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Coeficiente K e a razão de atrito α

Solo	K (kN/m ²)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia siltoargilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilosiltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte arenoargiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argiloarenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila arenosiltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila siltoarenosa	330	3,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Após a publicação do método, surgiram aprimoramentos para os fatores de correção F₁ e F₂, sendo que para as “estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro, Aoki (1985) constata que o método é conservador demais” (Cintra e Aoki, 2010, p.26) e, portanto, propõe:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (D \text{ em metros}) \quad (7)$$

Para estacas escavadas, foram incorporados os valores de F₁=3,0 e F₂=6,0, propostos por Aoki e Alonso (1991), e para estacas do tipo raiz, hélice contínua e ômega Velloso e Lopes (2002) recomendam F₁=2, e F₂=4. Essas condições estão relacionadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2 F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

O método proposto por Aoki-Velloso (1975) tem sido comparado a provas de carga realizadas em regiões ou formações geotécnicas específica, e, portanto, a tendência deste método deve-se manter em sua formação geral substituindo as correlações originais, abrangentes em todo território nacional, por correlações regionais.

3.5.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

As parcelas de resistência de ponta e lateral da capacidade de carga de uma estaca são representadas pela expressão:

$$\text{Resistência de ponta:} \quad R_p = r_p A_p \quad (8)$$

$$\text{Resistência lateral:} \quad R_L = r_L U L \quad (9)$$

Onde:

R_L = capacidade de carga do fuste;

R_p = capacidade de carga da ponta;

r_L = resistência lateral;

r_p = resistência de ponta;

A_p = área de ponta.

U = perímetro;

L = comprimento da estaca.

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r_L) é realizada a partir do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L) da estaca. Nos cálculos de N_L não são considerados os valores utilizados na avaliação de resistência de ponta e adotam-se os seguintes limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$. O limite superior $N_L=15$ é estendido para $N_L=50$, para estacas de deslocamento.

Décourt (1982) apresenta os valores na expressão:

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

Onde:

N_L = índice de resistência à penetração ao longo do fuste.

A capacidade de carga junto à ponta (r_p) é expressa pela equação:

$$r_p = CN_p \quad (11)$$

Onde:

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

C = valor característico do solo (Tabela 7).

O valor característico do solo (C) foi ajustado por meio de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto.

Já para N_p , que corresponde ao valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, é obtido a partir de três valores, sendo um correspondente ao nível ou ponta da base, um imediatamente anterior e ou outro imediatamente posterior.

Tabela 7 – Coeficientes característicos do solo C

Tipo de Solo	C (kN/m²)
Argila	120
Silte Argiloso*	200
Silte Arenoso*	250
Areia	400

* alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Décourt (1996) introduz fatores α e β respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, para aplicação a estacas escavadas, estacas do tipo hélice contínua e estaca do tipo raiz.

A equação é apresentada pela expressão:

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

Onde:

α = parâmetro relativo à resistência de ponta (Tabela 8);

β = parâmetro relativo à resistência de atrito lateral (Tabela 9).

Os valores propostos para α e β são apresentados nas Tabelas 8 e 9. Para as estacas do tipo pré-moldadas, metálicas e Franki deve-se manter o método original no qual os valores de α e β é igual a um ($\alpha=\beta=1$).

Tabela 8 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca			
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*
Solos intermediários	0,60	0,6	0,3*	0,6*
Areias	0,50	0,5	0,3*	0,5*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 9 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca			
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Para este método foram realizadas quarenta e uma (41) provas de carga em estacas do tipo pré-moldadas de concreto. Nas provas de carga no qual não foi atingida a ruptura, utilizaram como critério a carga correspondente ao recalque, cerca de 10% do diâmetro da estaca, critério este que está associado ao modo de ruptura convencional.

Em 1982 ocorreu um concurso internacional para previsão da capacidade de carga, o ESOPT II (Second European Symposium on Penetration Test), realizado em Amsterdã. O método de Décourt-Quaresma foi premiado, obtendo dessa forma reconhecimento internacional.

3.5.3 Alberto Henriques Teixeira (1996)

Teixeira (1996) apresentou um método para o cálculo da capacidade de carga de estacas, propondo uma equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α e β :

$$R = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L \quad (13)$$

Onde:

N_p = índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L = índice de resistência à penetração ao longo do fuste.

A_p = área de ponta.

U = perímetro;

L = comprimento da estaca;

α = parâmetro relativo à resistência de ponta (Tabela 10);

β = parâmetro relativo à resistência de atrito lateral (Tabela 11).

Sendo que N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração medido a partir do intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, e N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca. Os valores sugeridos para os parâmetros de α (relativo à resistência de ponta) e β (relativo à resistência de atrito lateral), serão apresentados respectivamente nas Tabelas 9 e 10.

Tabela 10 – Valores do parâmetro α

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca- α (kN/m ²)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	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: Cintra e Aoki (2010)

Tabela 11 – Valores do parâmetro β

Tipo de estaca	β (kN/m ²)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Segundo o autor este método não se aplica para estacas pré-moldadas de concreto flutuantes, na condição de espessas camadas de argilas moles, com N_{SPT} inferior a 3.

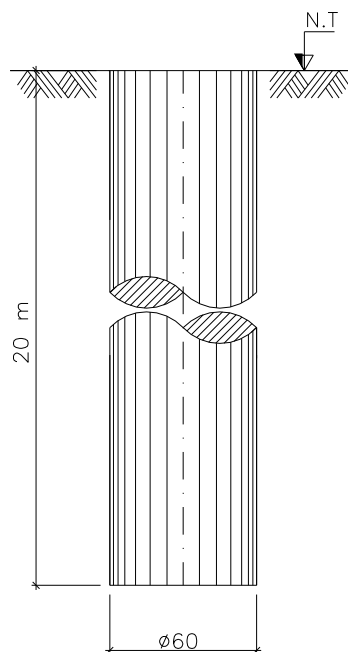
4 ANÁLISE DOS MÉTODOS

Para este trabalho foi realizada uma planilha de cálculo, buscando o dimensionamento da capacidade de carga para estaca escavada, considerando os métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Serão analisados os resultados obtidos para os métodos acima citados, considerando uma fundação em Estaca Escavada com diâmetro igual a 60 centímetros com 20 metros de profundidade. Adotaram-se os seguintes esforços solicitantes: 630 kN de compressão e 480 kN de tração.

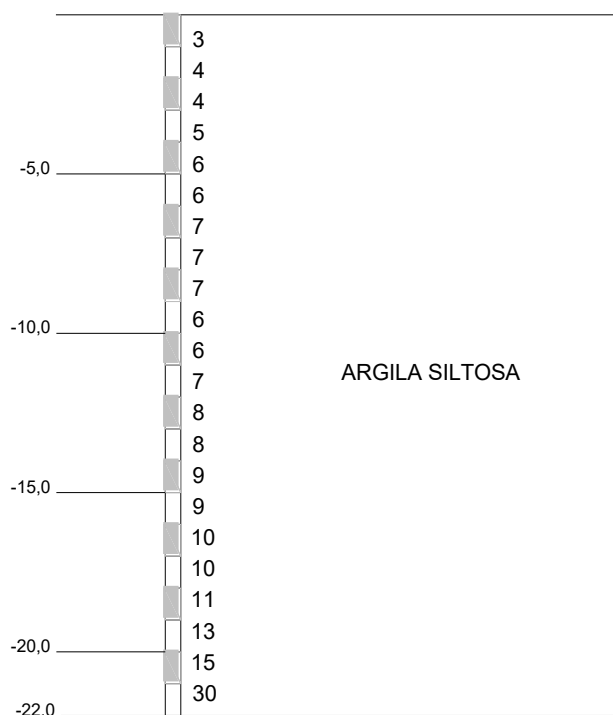
Figura 19- Fundação em estudo



Fonte: Autor (2018)

Para análise da capacidade de carga foi considerado o boletim de sondagem SPT executado no ponto de aplicação da fundação. Segue o perfil representativo com valores de N_{SPT} .

Figura 20- Perfil representativo com valores de N_{SPT}



Fonte: Autor (2018)

4.2 ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS

Apesar do método de Aoki-Velloso caracterizar doze tipos de solos, para este trabalho foram indicados apenas oito deles, conforme proposto por Ernani (2010), sendo eles: areia (ARE); areia com pedregulhos (ARP); areia siltosa (ARS); areia argilosa (AREA); silte arenoso (SAR); silte argiloso (SAG); argila siltosa (ARGS) e argila arenosa (ARGA).

Será verificada na profundidade de 20,0 metros a resistência lateral, resistência de ponta, capacidade de carga e carga admissível entre os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira.

4.2.1 Resistência Lateral

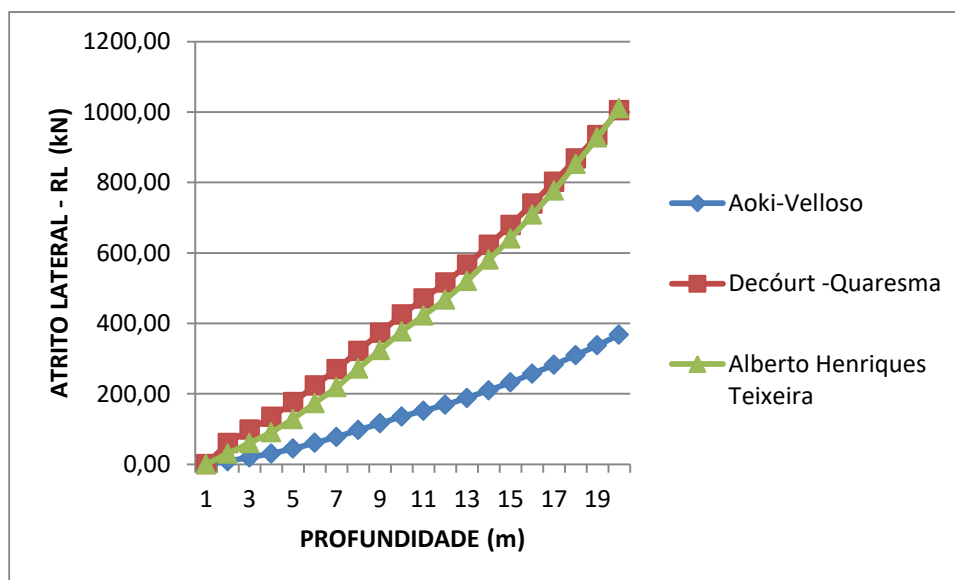
Analisando os três métodos propostos para os resultados do atrito lateral, observou-se uma convergência nos resultados para os métodos de Décourt-Quaresma e Alberto Teixeira.

Tabela 12 – Resultado Atrito Lateral

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	RESULTADOS ATRITO LATERAL - R _L (kN)		
			Aoki-Velloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
1	3	ARGS	0,00	0,00	0,00
2	4	ARGS	8,29	60,32	30,16
3	4	ARGS	19,35	98,02	60,32
4	5	ARGS	30,41	134,04	90,48
5	6	ARGS	44,23	175,93	128,18
6	6	ARGS	60,82	223,18	173,42
7	7	ARGS	77,41	269,76	218,65
8	7	ARGS	96,76	321,70	271,43
9	7	ARGS	116,11	373,22	324,21
10	6	ARGS	135,47	424,46	376,99
11	6	ARGS	152,05	469,98	422,23
12	7	ARGS	168,64	515,45	467,47
13	8	ARGS	187,99	566,32	520,25
14	8	ARGS	210,11	622,52	580,57
15	9	ARGS	232,23	678,58	640,88
16	9	ARGS	257,11	739,91	708,74
17	10	ARGS	281,99	801,11	776,60
18	10	ARGS	309,64	867,52	852,00
19	11	ARGS	337,28	933,82	927,40
20	13	ARGS	367,69	1005,31	1010,34

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 13 – Resultado Atrito Lateral



Fonte: Autor (2018)

Além da convergência de valores para os métodos de Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira, para a profundidade em estudo de 20,0 metros obtiveram os seguintes resultados: Aoki-Velloso igual a 367,69 kN; Décourt-Quaresma igual a 1005,31 kN e Alberto Henriques Teixeira igual a 1010,34 kN, sendo a diferença entre o menor e maior valor de 64%. Para a resistência lateral o método com o maior resultado foi o proposto por Alberto Henriques Teixeira.

4.2.2 Resistência de Ponta

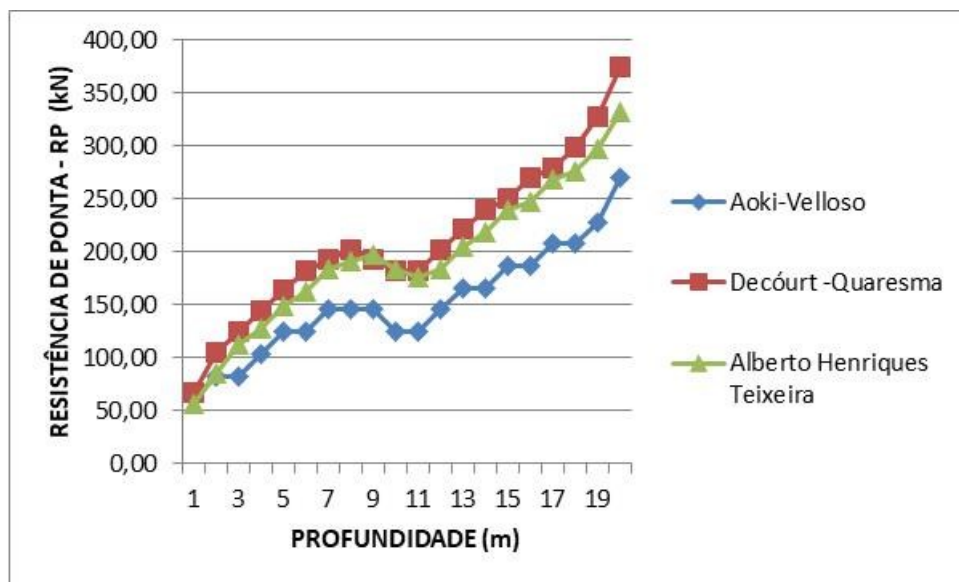
Para a capacidade de resistência de ponta, constatou-se que o método proposto por Décourt-Quaresma obteve maior resultado na profundidade em estudo igual a 20 metros. Além disso, ocorreu uma maior convergência entre os três métodos propostos.

Tabela 14 – Resultado Resistência de Ponta

Profundidade e (m)	SPT	Tipo de solo	RESULTADOS RESISTÊNCIA DE PONTA - R _p (kN)		
			Aoki-Velloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
1	3	ARGS	62,20	67,29	56,55
2	4	ARGS	82,94	105,75	84,82
3	4	ARGS	82,94	124,97	113,10
4	5	ARGS	103,67	144,20	127,23
5	6	ARGS	124,41	163,43	148,44
6	6	ARGS	124,41	182,65	162,58
7	7	ARGS	145,14	192,27	183,78
8	7	ARGS	145,14	201,88	190,85
9	7	ARGS	145,14	192,27	197,92
10	6	ARGS	124,41	182,65	183,78
11	6	ARGS	124,41	182,65	176,71
12	7	ARGS	145,14	201,88	183,78
13	8	ARGS	165,88	221,11	204,99
14	8	ARGS	165,88	240,33	219,13
15	9	ARGS	186,61	249,95	240,33
16	9	ARGS	186,61	269,17	247,40
17	10	ARGS	207,35	278,78	268,61
18	10	ARGS	207,35	298,01	275,67
19	11	ARGS	228,08	326,85	296,88
20	13	ARGS	269,55	374,92	332,22

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 15 – Resultado Resistência de ponta



Fonte: Autor (2018)

Os resultados obtidos foram os seguintes: Aoki-Velloso igual a 269,55 kN; Décourt-Quaresma igual a 374,92 kN e Alberto Henriques Teixeira igual a 332,22 kN. A diferença entre o menor e maior resultado obtido foi de 28%.

4.2.3 Capacidade de Carga

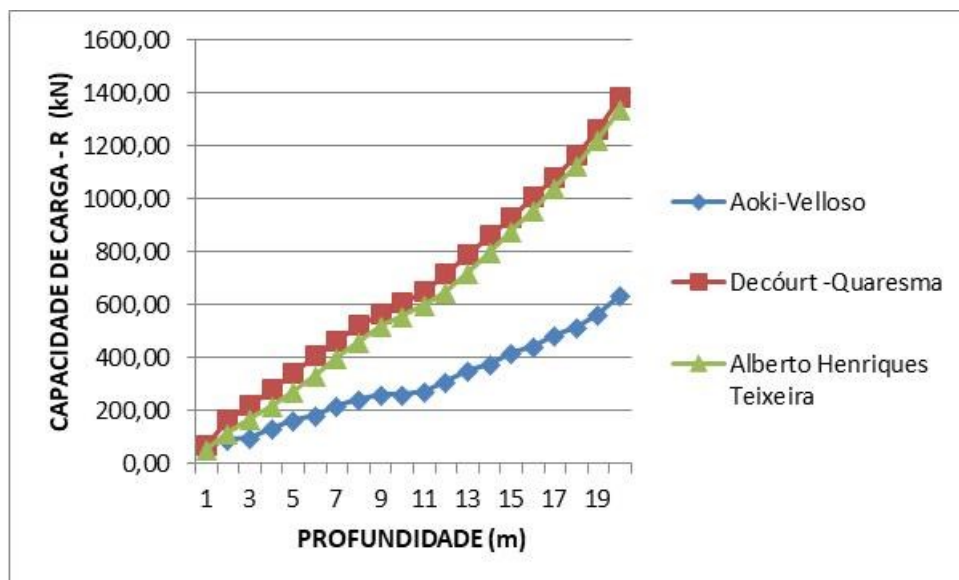
A capacidade de carga corresponde a soma da resistência lateral com a resistência de ponta. Portanto, com base nos resultados obtidos na planilha de cálculo ainda ocorre uma discrepância em relação ao método de Aoki – Velloso com os demais.

Tabela 16 – Resultado Capacidade de Carga

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA - R (kN)		
			Aoki-Velloso	Decóurt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
1	3	ARGS	62,20	67,29	56,55
2	4	ARGS	91,23	166,06	114,98
3	4	ARGS	102,29	222,99	173,42
4	5	ARGS	134,08	278,24	217,71
5	6	ARGS	168,64	339,35	276,62
6	6	ARGS	185,23	405,83	335,99
7	7	ARGS	222,55	462,02	402,44
8	7	ARGS	241,90	523,58	462,29
9	7	ARGS	261,25	565,49	522,13
10	6	ARGS	259,87	607,12	560,77
11	6	ARGS	276,46	652,63	598,94
12	7	ARGS	313,78	717,33	651,25
13	8	ARGS	353,87	787,43	725,24
14	8	ARGS	375,99	862,85	799,69
15	9	ARGS	418,84	928,53	881,22
16	9	ARGS	443,72	1009,08	956,14
17	10	ARGS	489,33	1079,89	1045,21
18	10	ARGS	516,98	1165,53	1127,67
19	11	ARGS	565,36	1260,67	1224,28
20	13	ARGS	637,24	1380,23	1342,56

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 17 – Resultado Capacidade de Carga



Fonte: Autor (2018)

Os resultados apresentados para a profundidade de 20,0 metros foram: Aoki-Velloso igual a 637,24 kN; Décourt-Quaresma igual a 1380,23kN e Alberto Henriques Teixeira igual a 1342,56 KN.

4.2.4 Carga admissível

Para a carga admissível, o método proposto por Aoki-Velloso consideram como a metade do valor da capacidade de carga, Alberto Henriques Teixeira considera como 1 /4 da resistência de ponta somados a 1/ 1,5 da resistência lateral e Décourt-Quaresma consideram como 1 /4 da resistência de ponta somados a 1/ 1,3 da resistência lateral.

$$R_{adm} = \frac{R}{2}, \quad R_{adm} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad e \quad R_{adm} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (14)$$

Onde:

R_{adm} = carga admissível;

R = Capacidade de carga;

R_L = capacidade de carga do fuste;

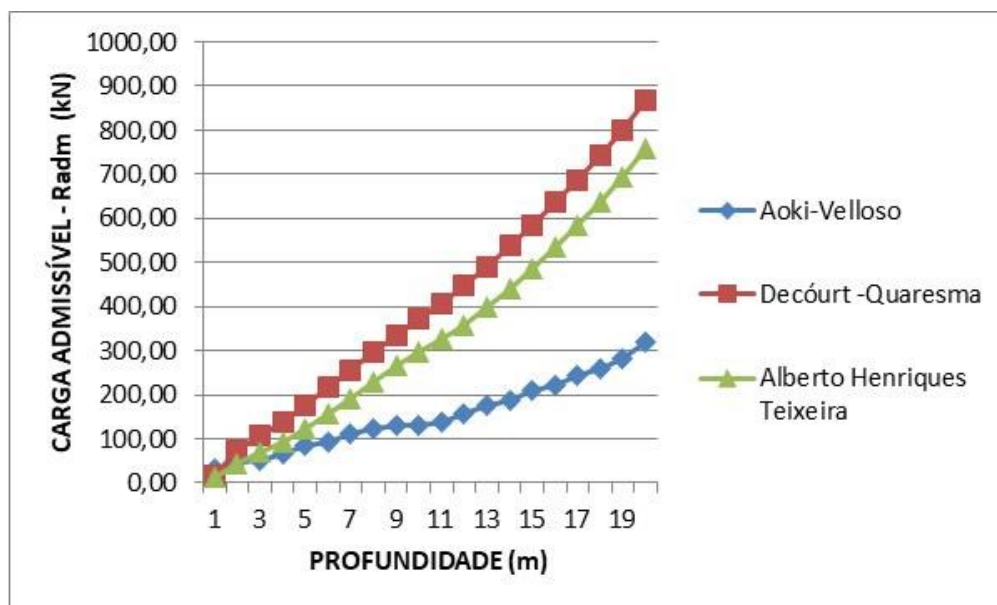
R_P = capacidade de carga da ponta.

Tabela 18 – Resultado Carga Admissível

Profundidade e (m)	SPT	Tipo de solo	RESULTADOS CARGA ADMISSÍVEL - Radm (kN)		
			Aoki-Velloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
1	3	ARGS	31,10	16,82	14,14
2	4	ARGS	45,62	72,84	41,31
3	4	ARGS	51,15	106,64	68,49
4	5	ARGS	67,04	139,16	92,13
5	6	ARGS	84,32	176,19	122,56
6	6	ARGS	92,61	217,34	156,25
7	7	ARGS	111,28	255,57	191,72
8	7	ARGS	120,95	297,93	228,67
9	7	ARGS	130,63	335,16	265,62
10	6	ARGS	129,94	372,17	297,27
11	6	ARGS	138,23	407,19	325,67
12	7	ARGS	156,89	446,97	357,59
13	8	ARGS	176,93	490,91	398,08
14	8	ARGS	187,99	538,94	441,83
15	9	ARGS	209,42	584,47	487,34
16	9	ARGS	221,86	636,45	534,35
17	10	ARGS	244,67	685,93	584,89
18	10	ARGS	258,49	741,83	636,92
19	11	ARGS	282,68	800,04	692,49
20	13	ARGS	318,62	867,04	756,61

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 19 – Resultado Carga Admissível



Fonte: Autor (2018)

Os resultados foram: Aoki-Velloso igual a 318,62 kN; Décourt-Quaresma igual a 867,04 kN e Alberto Henriques Teixeira igual a 756,51 kN. Para a carga admissível o método com o maior resultado foi o proposto por Décourt-Quaresma.

4.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como base nos resultados obtidos na planilha de cálculo, constatou-se que para o atrito lateral o método de Alberto Henriques Teixeira obteve-se o maior valor. Já para resistência de ponta, capacidade de carga e carga admissível o método proposto por Décourt-Quaresma obteve maior valor.

Para a compressão, o esforço resistente corresponde ao valor da carga admissível que deve ser comparado com o esforço solicitante, somado ao peso de concreto na cota de assentamento em estudo. Somente o método proposto por Décourt-Quaresma atendeu aos esforços solicitantes de compressão na profundidade em estudo.

Dados:

Esforço Solicitante = 630 kN

Peso de concreto = $5,65 \text{ m}^3 \times 25,0 \text{ kN/m}^3 = 141,37 \text{ KN}$

Total = 771,37 KN

Tabela 20 – Esforços Resistentes de Compressão

Profundidade (m)	ESFORÇOS RESISTENTES DE COMPRESSÃO (kN)		
	Aoki-Velloso	Decóurt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
20	318,62	867,04	756,61

Fonte: Autor (2018)

No caso da Tração, o esforço resistente corresponde a 75% da capacidade de carga. Neste caso, a profundidade em estudo de 20 metros para o método proposto por Aoki-Velloso, não seria suficiente mediante ao esforço solicitante igual a 480 kN.

Tabela 21 – Esforços Resistentes de Tração

Profundidade (m)	ESFORÇOS RESISTENTES DE TRAÇÃO (kN)		
	Aoki-Velloso	Decóurt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
20	477,93	1035,17	1006,92

Fonte: Autor (2018)

Conclui-se que para a fundação em estudo, somente o método proposto por Décourt-Quaresma atendeu aos esforços solicitantes de compressão e tração.

5 CONCLUSÃO

Como as fórmulas teóricas não são adequadas para determinação da capacidade de carga de fundações profundas, vários autores propuseram métodos semiempíricos a partir das fórmulas teóricas e de ensaios “in situ”.

Estes métodos foram adaptados ao longo dos anos e são utilizados pelos calculistas de fundações para análise da interação elemento-solo.

Com o intuito de verificar os resultados da capacidade de carga do solo, determinados por métodos semiempíricos, para este trabalho elaborou-se uma planilha de cálculo para realizar uma análise comparativa entre os métodos propostos por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Alberto Henriques Teixeira.

Para o estudo de caso conclui-se que somente o método proposto do Décourt-Quaresma, atendeu aos esforços solicitantes de compressão e tração.

6 REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR-6122: Projeto e execução de estruturas de fundação. Rio de Janeiro, 2010.

CINTRA, José Carlos A e Nelson Aoki. Fundações por Estacas – projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar e Francisco Rezende Lopes. Fundações – volume completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010,568p.

ALONSO, Urbano Rodrigues. Dimensionamento de Fundações Profundas. 2ª ed. São Paulo. Blucher, 2012,157p.

SILVEIRA, José Ernani da Silva. Curso de Estruturas de Fundação-1ª parte. Belo Horizonte, UFMG,2010,54 p.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações-Fundamentos. 6ªed. Rio de Janeiro. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988, 234 p.

CABETTE, Jean Felix. (2014). Análise dos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico. 160p. Dissertação de mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

AMANN, Kurt André P. (2010). Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas, 430p. Tese Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

ANEXOS

Planilha Geral

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA PELOS MÉTODOS SEMIEMPIRICOS PARA ESTACAS ESCAVADAS

ESTACA ESCAVADA

diâmetro da estaca= 60 cm

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	RESULTADOS ATRITO LATERAL - R _L (kN)			RESULTADOS RESISTÊNCIA DE PONTA - R _p (kN)			RESULTADOS CAPACIDADE DE CARGA - R (kN)			RESULTADOS CARGA ADMISSIVEL - Radm (kN)		
			Aoki-Veloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira	Aoki-Veloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira	Aoki-Veloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira	Aoki-Veloso	Decourt - Quaresma	Alberto Henriques Teixeira
1	3	ARGS	0,00	0,00	0,00	62,20	67,29	56,55	62,20	67,29	56,55	31,10	36,82	14,14
2	4	ARGS	8,29	60,32	30,16	82,94	105,75	84,82	91,23	166,06	114,98	46,62	72,84	41,31
3	4	ARGS	19,35	98,02	60,32	82,94	124,97	113,10	102,29	222,89	173,42	51,15	106,64	68,49
4	5	ARGS	30,41	134,04	90,48	103,67	144,20	127,23	134,08	278,24	217,71	67,04	139,16	92,13
5	6	ARGS	44,23	175,93	128,18	124,41	163,43	148,44	168,64	339,35	276,62	84,32	176,19	122,56
6	6	ARGS	60,82	223,18	173,42	124,41	182,65	162,58	185,23	405,83	335,99	92,61	217,34	156,25
7	7	ARGS	77,41	269,76	218,65	145,14	192,27	183,78	222,55	462,02	402,44	111,28	255,57	191,72
8	7	ARGS	96,76	321,70	271,43	145,14	201,88	190,85	241,90	523,58	462,29	120,95	297,93	228,67
9	7	ARGS	116,11	373,22	324,21	145,14	192,27	197,92	261,25	565,49	522,13	130,63	335,16	265,62
10	6	ARGS	135,47	424,46	376,99	124,41	182,65	183,78	259,87	607,12	560,77	129,94	372,17	297,27
11	6	ARGS	152,05	469,98	422,23	124,41	182,65	176,71	276,46	652,63	598,94	138,23	407,19	325,67
12	7	ARGS	168,64	515,45	467,47	145,14	201,88	183,78	313,76	717,33	651,25	156,89	446,97	357,59
13	8	ARGS	187,99	566,32	520,25	165,88	221,11	204,99	353,87	787,43	725,24	176,93	490,91	396,08
14	8	ARGS	210,11	622,52	580,57	165,88	240,33	219,13	375,99	862,85	799,69	187,99	538,94	441,83
15	9	ARGS	232,23	676,58	640,88	186,61	249,95	240,33	418,84	928,53	881,22	209,42	594,47	487,34
16	9	ARGS	257,11	739,91	708,74	186,61	269,17	247,40	443,72	1009,08	958,14	221,86	636,45	534,35
17	10	ARGS	281,99	801,11	776,60	207,35	278,78	266,61	489,33	1079,89	1045,21	244,67	685,93	584,89
18	10	ARGS	309,64	867,52	852,00	207,35	298,01	275,67	516,98	1165,53	1127,67	258,49	741,83	639,92
19	11	ARGS	337,28	933,82	927,40	228,08	326,85	296,88	565,36	1260,67	1224,28	282,68	800,04	692,49
20	13	ARGS	367,69	1005,31	1010,34	269,55	374,92	332,22	637,24	1380,23	1342,56	318,62	867,04	756,61
21	15	ARGS	403,63	1087,24	1108,35	311,02	557,57	381,70	714,65	1644,81	1490,06	357,32	975,73	834,33
22	30	ARGS	445,10	1179,56	1221,45	622,04	721,00	622,04	1067,14	1900,56	1843,49	533,57	1087,61	969,81
23														
24														
25														
26														
27														
28														
29														
30														

LEGENDA:
 ARGS = Argila Silteosa
 ARGA = Argila Arenosa
 ARE = Areia
 AREA = Areia Argilosa
 ARS = Areia Silteosa
 ARP = Areia com pedregulhos
 SAG = Silte Argiloso
 SAR = Silte Arenoso

Método de Aoki-Velloso

Capacidade de carga: $R = R_L + R_P$

Resistência lateral: $R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad \therefore \quad r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2}$

Resistência de ponta: $R_P = r_p A_P \quad \therefore \quad r_p = \frac{K N_p}{F_1}$

Equação geral: $R = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) + \frac{K N_p}{F_1} A_P$

Capacidade de carga admissível: $\frac{R}{2}$

Tabela 1 - Coeficientes K e a razão de atrito α

Solo	K(tf/m ²)	α (%)
ARE	100	1,4
ARS	80	2,0
ARP	100	1,4
AREA	60	3,0
SAG	23	3,4
SAR	55	2,2
ARGS	22	4,0
ARGA	35	2,4

Tabela 2 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	1+D/0,80	$2 F_1$
Escavada	3,0	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	$2 F_1$

ESTACA ESCAVADA

diâmetro da estaca= 60 cm
 F1= 3,0 F2= 6,0

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	Perímetro (m)	Área (m²)	K (tf/m²)	α (%)	r _c (tf)	r _p (tf)	R _L (tf)	R _p (tf)	R (tf)	R _{adm} (tf)	INTERVALO	N	αkN	Σ(αkN) KNP
1	3	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	0,00	22,00	0,00	6,22	6,22	3,11	0-1	0	0	0
2	4	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	0,44	29,33	0,83	8,29	9,12	4,56	1-2	3	2,64	2,64
3	4	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	1,03	29,33	1,94	8,29	10,23	5,11	2-3	4	3,52	6,16
4	5	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	1,61	36,67	3,04	10,37	13,41	6,70	3-4	4	3,52	9,68
5	6	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	2,35	44,00	4,42	12,44	16,86	8,43	4-5	5	4,4	14,08
6	6	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	3,23	44,00	6,08	12,44	18,52	9,26	5-6	6	5,28	19,36
7	7	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	4,11	51,33	7,74	14,51	22,26	11,13	6-7	6	5,28	24,64
8	7	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	5,13	51,33	9,68	14,51	24,19	12,10	7-8	7	6,16	30,8
9	7	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	6,16	51,33	11,61	14,51	26,13	13,06	8-9	7	6,16	36,96
10	6	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	7,19	44,00	13,55	12,44	25,99	12,99	9-10	7	6,16	43,12
11	6	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	8,07	44,00	15,21	12,44	27,65	13,82	10-11	6	5,28	48,4
12	7	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	8,95	51,33	16,86	14,51	31,38	15,69	11-12	6	5,28	53,68
13	8	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	9,97	58,67	18,80	16,59	35,39	17,69	12-13	7	6,16	59,84
14	8	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	11,15	58,67	21,01	16,59	37,60	18,80	13-14	8	7,04	66,88
15	9	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	12,32	66,00	23,22	18,66	41,88	20,94	14-15	8	7,04	73,92
16	9	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	13,64	66,00	25,71	18,66	44,37	22,19	15-16	9	7,92	81,84
17	10	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	14,96	73,33	28,20	20,73	48,93	24,47	16-17	9	7,92	89,76
18	10	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	16,43	73,33	30,96	20,73	51,70	25,85	17-18	10	8,8	98,56
19	11	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	17,89	80,67	33,73	22,81	56,54	28,27	18-19	10	8,8	107,36
20	13	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	19,51	95,33	36,77	26,95	63,72	31,86	19-20	11	9,68	117,04
21	15	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	21,41	110,00	40,36	31,10	71,46	35,73	20-21	13	11,44	128,48
22	30	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	23,61	220,00	44,51	62,20	106,71	53,36	21-22	15	13,2	141,68
23	30	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	28,01	220,00	52,80	62,20	115,01	57,50	22-23	30	26,4	168,08
24	30	ARGS	1,885	0,283	22	4,0	32,41	220,00	61,10	62,20	123,30	61,65	23-24	30	26,4	194,48
25	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	25-26	30	26,4	220,88
26	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	27-28	0	0	220,88
27	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	28-29	0	0	220,88
28	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	29-30	0	0	220,88
29	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	30-31	0	0	220,88
30	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	30-32	0	0	220,88
30	0	0	1,885	0,283	0	0	36,81	0,00	69,39	0,00	69,39	34,70	30-33	0	0	220,88

Método de Décourt-Quaresma

Capacidade de carga: $R = R_L + R_p$

Resistência lateral: $R_L = r_L UL \quad \therefore \quad r_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right)$

Resistência de ponta: $R_p = r_p A_p \quad \therefore \quad r_p = C N_p$

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

Capacidade de carga admissível: $\frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3}$

Tabela 3 - Coeficiente característico do solo C

Tipo de Solo	C(tf/m ²)
ARE	40
ARS	35
ARP	40
AREA	35
SAG	20
SAR	25
ARGS	12
ARGA	12

Tabela 4 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca
	Escavada em geral
ARE	0,50
ARS	0,50
ARP	0,50
AREA	0,50
SAG	0,60
SAR	0,60
ARGS	0,85
ARGA	0,85

Tabela 5 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca
	Escavada em geral
ARE	0,50
ARS	0,50
ARP	0,50
AREA	0,50
SAG	0,65
SAR	0,65
ARGS	0,80
ARGA	0,80

ESTACA ESCAVADA

diâmetro da estaca= 60 cm

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	Perímetro (m)	Área (m²)	C (t/m²)	α	β	r _L (tf)	r _p (tf)	R _L (tf)	R _p (tf)	R (tf)	R _{adm} (tf)	INTERVALO	N	Beta*N	S(Beta*N)	S(Beta*N)/medio	Alfa*N*C	S(Alfa*N)
1	3	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	0,00	23,80	0,00	6,73	6,73	1,68	0-1	0	0	0	0	0	0
2	4	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	1,60	37,40	6,03	10,57	16,61	7,28	1-2	3	2,4	2,4	2,4	30,6	71,4
3	4	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	1,73	44,20	9,80	12,50	22,30	10,66	2-3	4	3,2	5,6	2,8	40,8	112,2
4	5	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	1,78	51,00	13,40	14,42	27,82	13,92	3-4	4	3,2	8,8	2,933333333	40,8	132,6
5	6	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	1,87	57,80	17,59	16,34	33,94	17,62	4-5	5	4	12,8	3,2	51	153
6	6	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	1,97	64,60	22,32	18,27	40,58	21,73	5-6	6	4,8	22,4	3,733333333	61,2	193,8
7	7	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,04	66,00	26,98	19,23	46,20	25,56	6-7	7	5,6	28	4	71,4	204
8	7	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,13	71,40	32,17	20,19	52,36	29,79	7-8	7	5,6	33,6	4,2	71,4	214,2
9	7	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,20	66,00	37,32	19,23	56,55	33,52	8-9	7	5,6	39,2	4,355555556	71,4	204
10	6	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,25	64,60	42,45	18,27	60,71	37,22	9-10	7	5,6	44	4,4	61,2	193,8
11	6	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,27	64,60	47,00	18,27	65,26	40,72	10-11	6	4,8	48,8	4,436363636	61,2	193,8
12	7	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,28	71,40	51,54	20,19	71,73	44,70	11-12	6	4,8	54,4	4,533333333	71,4	214,2
13	8	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,31	76,20	56,63	22,11	76,74	49,09	12-13	7	5,6	60,8	4,676923077	81,6	234,6
14	8	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,36	85,00	62,25	24,03	86,29	53,89	13-14	8	6,4	60,8	4,676923077	81,6	234,6
15	9	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,40	88,40	67,86	24,99	92,85	58,45	14-15	8	6,4	67,2	4,8	81,6	255
16	9	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,45	95,20	73,99	26,92	100,91	63,65	15-16	9	7,2	74,4	4,96	91,8	265,2
17	10	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,50	96,60	80,11	27,88	107,99	68,59	16-17	9	7,2	81,6	5,1	91,8	285,6
18	10	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,56	105,40	86,75	29,80	116,55	74,18	17-18	10	8	89,6	5,27688235	102	295,8
19	11	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,61	115,60	93,38	32,69	126,07	80,00	18-19	10	8	97,6	5,422222222	102	316,2
20	13	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,67	132,60	100,53	37,49	136,02	86,70	19-20	11	8,8	106,4	5,6	112,2	346,8
21	15	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,75	197,20	108,72	55,76	164,48	97,57	20-21	13	10,4	116,8	5,84	132,6	397,8
22	30	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	2,84	255,00	117,96	72,10	190,06	108,76	21-22	15	12	128,8	6,133333333	153	591,6
23	30	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	3,12	306,00	135,05	86,52	221,57	125,52	22-23	30	24	152,8	6,945454545	306	765
24	30	ARGS	1,885	0,283	12	0,85	0,80	3,36	204,00	152,11	57,68	209,79	131,43	23-24	30	24	176,8	7,686956522	306	918
25	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	3,59	102,00	169,12	28,84	197,96	137,30	25-26	30	24	200,8	8,366666667	306	612
26	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,88	0,00	131,21	0,00	131,21	100,93	27-28	3	0	200,8	8,032	0	306
27	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,57	0,00	131,02	0,00	131,02	100,78	28-29	3	0	200,8	7,723076923	0	0
28	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,48	0,00	130,84	0,00	130,84	100,65	29-30	3	0	200,8	7,437037037	0	0
29	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,39	0,00	130,67	0,00	130,67	100,52	30-31	3	0	200,8	7,174285714	0	0
30	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,31	0,00	130,52	0,00	130,52	100,40	30-32	3	0	200,8	6,924137931	0	0
30	0	0	1,885	0,283	0	0,00	0,00	2,31	0,00	130,52	0,00	130,52	100,40	30-33	3	0	200,8	6,693333333	0	0

Método de Alberto Henriques Teixeira

Capacidade de carga: $R = R_L + R_P$

Resistência lateral: $R_L = r_L U L$ $\therefore r_L = \beta N_L$

Resistência de ponta: $R_P = r_p A_P$ $\therefore r_p = \alpha N_P$

Equação geral: $R = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L$

Capacidade de carga admissível: $\frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5}$

Tabela 6 - Valores do parâmetro α

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca- α (tf/m ²) Escavada a céu aberto
ARE	27
ARS	22
ARP	31
AREA	20
SAG	11
SAR	16
ARGS	10
ARGA	13

Tabela 7- Valores do parâmetro β

Tipo de estaca	β
Pré-moldada e perfil metálico	0,40
Franki	0,50
Escavada a céu aberto	0,40
Raiz	0,6

ESTACA ESCAVADA

diâmetro da estaca= 60 cm
 4xdp= 2
 1xdp= 1

Profundidade (m)	SPT	Tipo de solo	Perímetro (m)	Área (m ²)	α	β	r _L (tf)	r _P (tf)	R _L (tf)	R _P (tf)	R (tf)	R _{sim} (tf)	INTERVALO	N	Beta*(N) S(Beta*(N))	Alfa*(N) Ifo*(N) média zôma
1	3	ARGS	1,884956	0,2827433	10,00	0,40	0,00	20,00	0,00	5,65	5,65	1,41	0-1	0	0	0
2	4	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	1,60	30,00	3,02	8,48	11,50	4,13	1-2	4	0	0
3	4	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	3,20	40,00	6,03	11,31	17,34	6,85	2-3	4	1,6	1,6
4	5	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	4,80	45,00	9,05	12,72	21,77	9,21	3-4	4	1,6	3,2
5	6	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	6,80	52,50	12,82	14,84	27,66	12,26	4-5	5	1,6	4,8
6	6	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	9,20	57,50	17,34	16,26	33,60	15,63	5-6	6	2	6,8
7	7	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	11,60	65,00	21,87	18,38	40,24	19,17	6-7	6	2,4	9,2
8	7	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	14,40	67,50	27,14	19,09	46,23	22,87	7-8	7	2,4	11,6
9	7	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	17,20	70,00	32,42	19,79	52,21	26,56	8-9	7	2,8	14,4
10	6	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	20,00	65,00	37,70	18,38	58,08	29,73	9-10	7	2,8	17,2
11	6	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	22,40	62,50	42,22	17,67	59,89	32,57	10-11	6	2,8	20
12	7	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	24,80	65,00	46,75	18,38	65,13	35,76	11-12	6	2,4	22,4
13	8	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	27,60	72,50	52,02	20,50	72,52	39,81	12-13	7	2,4	24,8
14	8	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	30,80	77,50	58,06	21,91	79,97	44,18	13-14	8	2,8	27,6
15	9	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	34,00	85,00	64,09	24,03	88,12	48,73	14-15	8	3,2	30,8
16	9	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	37,60	87,50	70,87	24,74	95,61	53,43	15-16	9	3,2	34
17	10	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	41,20	95,00	77,66	26,86	104,52	58,49	16-17	9	3,6	37,6
18	10	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	45,20	97,50	85,20	27,57	112,77	63,69	17-18	10	3,6	41,2
19	11	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	49,20	105,00	92,74	29,69	122,43	69,25	18-19	10	4	45,2
20	13	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	53,60	117,50	101,03	33,22	134,26	75,66	19-20	11	4	49,2
21	15	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	58,80	135,00	110,84	38,17	149,01	83,43	20-21	13	4,4	53,6
22	30	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	64,80	220,00	122,15	62,20	184,35	96,98	21-22	15	5,2	58,8
23	30	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	76,80	262,50	144,76	74,22	218,98	115,06	22-23	30	6	64,8
24	30	ARGS	1,885	0,283	10,00	0,40	88,80	300,00	167,38	84,82	252,21	132,80	23-24	30	12	76,8
25	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	100,80	150,00	190,00	42,41	232,42	137,27	25-26	30	12	88,8
26	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	102,40	75,00	193,02	21,21	214,23	133,98	27-28	4	1,6	102,4
27	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	104,00	0,00	196,04	0,00	196,04	130,69	28-29	4	1,6	104
28	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	105,60	0,00	199,05	0,00	199,05	132,70	29-30	4	1,6	105,6
29	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	107,20	0,00	202,07	0,00	202,07	134,71	30-31	4	1,6	107,2
30	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	108,80	0,00	205,08	0,00	205,08	136,72	30-32	4	1,6	108,8
30	0	0	1,885	0,283	0,00	0,40	108,80	0,00	205,08	0,00	205,08	136,72	30-33	4	1,6	108,8