



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIFAAT
ENGENHARIA CIVIL

JEFFERSON JABUR
LUAN DE OLIVEIRA
LUCAS MANOSSO
MAICON PANHAN
RODOLFO CARDOSO

**ESTUDO SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DA SOBRELARGURA DA ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA MONITORADA NA SUA CAPACIDADE DE CARGA**

ATIBAIA - SP

2019

JEFFERSON JABUR
LUAN DE OLIVEIRA
LUCAS MANOSSO
MAICON PANHAN
RODOLFO CARDOSO

**ESTUDO SOBRE A CONTRIBUIÇÃO DA SOBRELARGURA NA ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA MONITORADA NA SUA CAPACIDADE DE CARGA**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao
Centro Universitário UNIFAAT, para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Ribamar de Jesus Gomes

ATIBAIA - SP

2019

AGRADECIMENTOS

A construção e elaboração deste trabalho só foram possíveis mediante o auxílio e compreensão de muitas pessoas. Em especial aos nossos pais, irmãos, esposas e namoradas, todos de alguma forma foram importantes e contribuíram para o nosso desenvolvimento como pessoa.

Ao professor Ribamar de Jesus Gomes pela orientação, incentivo e transmissão de conhecimento durante toda Graduação.

A Deus, por nos dar força, sabedoria e direção nos momentos difíceis para chegarmos até aqui.

RESUMO

O presente trabalho refere-se em uma análise e influência da contribuição da sobrelargura da HCM (Estaca Hélice Contínua Monitorada). Por se tratar de uma perfuração no solo, seu diâmetro altera-se ao calculado conforme a escavação, aumentando a área de contato com o solo não permanecendo a medida de projeto em todo seu comprimento. Para este estudo adotou-se 30% de sobrelargura do diâmetro da estaca. Como o valor da perfuração é cobrado linearmente, nos resultados dos cálculos estima-se a redução da profundidade do solo quando levado em conta a sobrelargura da HCM, resultando assim na redução do custo de perfuração e concreto utilizado na estrutura. Determinou-se a capacidade de carga de todas as estacas a partir dos métodos semi empíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Antunes e Cabral, tendo como objetivo uma comparação e análise de resistência e custo através de seus resultados. Com o produto dos cálculos, constatou-se uma diferença de até 35% da resistência do elemento estrutural, e até 11% de redução financeira. Concluiu-se que permitido a contribuição da sobrelargura, resulta uma economia de custo e maior agilidade para a execução da estaca.

Palavras-chave: Estaca Hélice Contínua Monitorada. Fundações. Capacidade de carga.

ABSTRACT

This study consists of an analysis and influence of the contribution of HCM's (monitored continuous propeller pile) over-width. Because it is a perforation in the ground, its diameter changes according to the excavation, consequently increasing the ground contact area and differing from the designed measures in its entire length. For this study, 30% of the pile's diameter was adopted. As the value of drilling is linearly charged, the results of the calculations estimate the reduction of soil depth when taking into account the HCM over-width, thus resulting in the reduction of the cost of drilling and concrete used in the structure. The load capacity of all piles was determined from the semi-empirical methods of Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma and Antunes and Cabral, aiming at comparing and analyzing resistance and cost through their results. With the product of the calculations, a difference of up to 35% of the strength of the structural element and up to 11% of financial reduction was found. It was concluded that allowing the contribution of oversize results in cost savings and greater agility for the execution of the stake.

Keywords: Monitored Continuous Propeller Stake; Foundations; Battery capacity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tipos de sapatas em planta	17
Figura 2 - Sapatas de divisa.....	18
Figura 3 - Sapatas associadas	19
Figura 4 - Estaca de madeira	20
Figura 5 - Estacas metálicas	21
Figura 6 - Estacas pré-moldadas de concreto	22
Figura 7 - Execução de estaca prensada	25
Figura 8 - Tubulão	26
Figura 9 - Sequência executiva da estaca hélice contínua monitorada.....	28
Figura 10 - Perfuração do terreno para execução da estaca hélice contínua.	29
Figura 11 - Limpeza manual do solo contido no trado.....	30
Figura 12 - Colocação das correntes para elevação das armaduras longitudinais das estacas	31
Figura 13 - Colocação da armadura manualmente.	32
Figura 14 - Colocação da armadura longitudinal com o auxílio de uma retroescavadeira.	32
Figura 15 - Nova ETA de Atibaia	54
Figura 16 - Resistências acumuladas estacas θ 30 cm sem sobrelargura	59
Figura 17 - Resistências acumuladas estacas θ 35 cm sem sobrelargura	59
Figura 18 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 35 tf sem sobrelargura.....	60
Figura 19 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 35 tf com sobrelargura	60
Figura 20 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 45 tf sem sobrelargura.....	61
Figura 21 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 45 tf com sobrelargura	61
Figura 22 - Comparação das profundidades das estacas, método Décourt.	63
Figura 23 - Comparação das profundidades das estacas, método Aoki-Velloso.	63
Figura 24 - Comparação das profundidades das estacas, método Antunes e Cabral.....	64
Figura 25 - Custo de escavação das estacas	65
Figura 26 - Custo de concretagem das estacas	66
Figura 27 - Comparações dos custos totais	68

LISTA DE TABELA

Tabela 1: Coeficientes de transformação F1 e F2.....	39
Tabela 2: Coeficientes K e α	40
Tabela 3: Parâmetros β_1 e β_2	42
Tabela 4: Valores de α e β	44
Tabela 5: Limites de $\tau(l,ult)$ e valores de α	46
Tabela 6: Valores de β (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas.....	48
Tabela 7: Valores de C.....	50
Tabela 8: Valores de atrito médio.....	50
Tabela 9: Valores de C para estacas escavadas.....	51
Tabela 10: Quadro de Estacas.....	54
Tabela 11: Valores médios do SPT.....	56
Tabela 12: Estacas θ 30 cm.....	57
Tabela 13: Estacas θ 35 cm.....	58
Tabela 14: Comparação da profundidade das estacas, Décourt.....	62
Tabela 15: Comparação da profundidade das estacas, Aoki-Velloso.....	62
Tabela 16: Comparação da profundidade das estacas, Antunes e Cabral.....	62
Tabela 17: Resumo de Escavação.....	65
Tabela 18: Resumo de concretagem.....	66
Tabela 19: Custos totais.....	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM – American Society for Testing and Materials;
ETA – Estação de Tratamento de Água;
HCM – Estaca Hélice Contínua Monitorada;
NBR – Norma Brasileira;
SPT – Standard Penetration Test;
CPT – Cone Penetration Test;
A – Área da Ponta;
Ab – Área da base ou ponta;
Ap – Área da ponta da estaca;
C – Valores de Décourt e Quaresma, 1978;
D – Diâmetro;
F1, F2 – Coeficiente de Transformação;
H – Espessura entre o topo da camada de baixa resistência e a ponta da estaca;
 K_{Kr} – Coeficiente de Karez – Rocha, sobre o tipo de solo;
L – Comprimento;
N – Índice de Resistência à penetração do ensaio SPT;
N - Número de golpes nos últimos 30 cm no ensaio SPT;
NL – Valor médio ao longo do fuste da estaca;
Nb – Valor médio no ensaio de 4 diâmetros acima da ponta da estaca;
NI – N_{spt} na cota da ponta da estaca;
Np – N_{spt} na camada de solo avaliada;
P – Capacidade de carga na estaca;
Q_{ult} – Carga última;
Q_{l,ult} – Carga última lateral, resistência lateral última;
Q_{p,ult} – Resistência de ponta última;
T_{máx} – Torque máximo;
R – Resistência Solo/Estaca;
RL – Resistência Atrito Lateral;

RP – Resistência de Ponta;

U – Perímetro;

fs – Resistência lateral medida na luva de Begemann do CPT;

fck – Resistência característica do concreto à compressão;

h – Penetração total do amostrador;

qp – Resistência de ponta de cone no ensaio CPT;

rl – Resistência unitária lateral;

rp – Resistência unitária de ponta;

q1 – Resistência na camada limite fraca;

q0 – Resistência na camada resistente;

Σ - Soma;

α – Coeficiente de correlação do atrito lateral, valores de Teixeira 1996, coeficiente de Aoki e Velloso 1975;

β – Coeficiente de Alonso, Valores de Teixeira 1996;

β_1, β_2 – Parâmetros do valor método Antunes e Cabral 1996;

Δl – Comprimento da camada de solo analisada, variação de comprimento;

$\tau_{p,ult}$ – Resistência lateral unitária;

γ_s – Coeficiente de majoração para aço;

γ_c – Coeficiente de majoração para concreto;

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	6
LISTA DE TABELA.....	7
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	8
1. INTRODUÇÃO	11
2. OBJETIVO.....	13
2.1. OBJETIVO GERAL.....	13
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
3. METODOLOGIA	14
4. JUSTIFICATIVA.....	15
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA (FUNDAÇÕES)	16
5.1. INTRODUÇÃO.....	16
5.2. FUNDAÇÕES DIRETAS.....	16
5.3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS	19
5.4. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	27
5.4.1. EXECUÇÃO.....	28
5.4.1.1. PERFURAÇÃO	29
5.4.1.2. CONCRETAGEM.....	30
5.4.1.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA	31
5.4.2. CONTROLE TECNOLÓGICO.....	33
5.4.3. SOBRECONSUMO.....	35
5.4.4. DIMENSIONAMENTO	35
5.4.4.1. Investigação do subsolo – Sondagens	35
5.4.4.2. Ensaio SPT	35
6. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL NAS ESTACAS.....	37
6.1. Métodos semi-empíricos	37
6.1.1. Aoki-Velloso (1975)	37
6.1.2. Antunes & Cabral (1996).....	41
6.1.3. Método de Vorcaro-Velloso (2000).....	42
6.1.4. Método de Teixeira (1996).....	43
6.1.5. Método de Alonso (1996)	45
6.1.6. Método de Karez-Rocha (2000)	48
6.1.7. Método de Décourt-Quaresma (1978).....	49
6.1.8. Método de Meyerhof (1956).....	51
7. CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO.....	53

7.1	CARACTERIZAÇÃO DA OBRA	53
7.2.	SONDAGEM	55
8.	ANÁLISE DA SOBRELARGURA	57
8.1.	ANÁLISE TÉCNICA	57
8.2.	ANÁLISE FINANCEIRA.....	64
8.2.1.	Análise da Escavação.....	65
8.2.2.	Análise do consumo de concreto	66
8.2.3.	Conclusão da análise financeira.....	67
9.	CONCLUSÃO	69
10.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Velloso e Lopes (2010) Uma edificação distribui suas cargas acidentais (tipo de uso da edificação) e permanentes (peso próprio das estruturas de concreto armado: vigas, pilares e lajes) para a infraestrutura.

A infraestrutura consiste na tipologia de fundação adotada a fim de transmitir estas cargas provenientes da superestrutura para o solo, devendo estar ser devidamente dimensionada a fim de garantir a estabilidade global da estrutura e por consequência evitar quaisquer tipos de patologias.

Podemos dividir as fundações em dois grupos: Fundações diretas ou superficiais (blocos, radier e sapatas) e fundações profundas (caixões, estacas e tubulões).

No grupo de fundações profundas atualmente no Brasil um grupo que vem ganhando destaque são as Estacas Hélice Contínua Monitorada (HCM). A HCM é um tipo de estaca moldada “in loco”, que é executada através da perfuração do terreno por meio de um trado helicoidal, utilizando o torque necessário para atravessar as camadas do subsolo até a cota de assentamento da estaca. Uma vez atingida a cota de projeto é realizada a concretagem simultaneamente com a retirada do trado, mantendo sempre a concretagem com uma pressão positiva. Após finalizada a concretagem é realizada a colocação da armadura na estaca. Para içar as armaduras são utilizados os cabos de aço presente no próprio haste da HCM. A introdução da armadura na estaca é feita através da aplicação do peso próprio dos ajudantes, vale lembrar que para garantir a facilidade da introdução da armadura é necessário que o concreto tenha um slump (abatimento do concreto) que garanta uma boa trabalhabilidade, geralmente são empregados slump na ordem de 20 cm (podendo variar 2 cm para mais ou para menos). É válido lembrar a importância dos espaçadores tipo “rolete” a fim de garantir a centralização da armadura e também o recobrimento mínimo conforme a classe de agressividade ambiental que a obra está localizada.

Para poder calcular a capacidade de carga nas estacas são utilizados os métodos de cálculo já consagrados, levando em consideração as camadas do subsolo e também do diâmetro da estaca, este segundo está diretamente ligado a resistência lateral da

estaca, uma vez que todos os métodos de cálculo consideram a estaca como sendo um cilindro perfeito, ou seja, sem variações no seu diâmetro.

Através da análise dos gráficos de concretagem, consumo de concreto e testes de resistência, fica evidenciado a existência da sobrelargura das estacas, ou seja, o diâmetro tem variações acima do que aquele diâmetro previsto em projeto.

Portanto, este trabalho visa analisar a influência da sobrelargura das estacas HCM e determinar qual o impacto desta sobrelargura na resistência final, a fim de verificar a viabilidade técnica a redução das profundidades e conseqüentemente diminuição dos consumos de materiais empregados nesta estaca, reduzindo os custos de implantação da infraestrutura e por conseqüência aumento do lucro líquido da obra.

2. OBJETIVO

2.1. OBJETIVO GERAL

Analisar e comparar a influência da sobrelargura das estacas HCM na resistência final das estacas.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- I. Identificar a existência da sobrelargura através dos gráficos de concretagem, sobreconsumo de concreto e testes de resistência.
- II. Fazer um comparativo utilizando um case real levando em consideração a influência de tal sobrelargura e quais as vantagens que seriam obtidas para o case apresentado caso fosse adotado a sobrelargura em todos os grupos das estacas HCM.
- III. Destacar a viabilidade técnica para adoção da sobrelargura para o cálculo da resistência das estacas.
- IV. Apresentar um estudo financeiro do case apresentado mostrando duas curvas: Custos sem sobrelargura e Custos com sobrelargura.

3. METODOLOGIA

O presente trabalho contempla a análise da sobrelargura das estacas Hélice Contínua Monitorada (HCM) através de uma metodologia baseada em análises bibliográficas dos métodos de cálculo de capacidade de carga em estacas, visando a comparação dos principais métodos de cálculo.

O embasamento teórico foi desenvolvido no tópico 5 (pg. 16 – Revisões Bibliográficas). Este estudo foi desenvolvido com base nas publicações de livros dos principais autores, teses, dissertações e as normas brasileiras (NBR) vigentes.

A sobrelargura adotada foi de 30%, conforme valor padrão adotado por profissionais da área da geotecnia¹, utilizado para determinação do volume final de concreto consumido pela estaca.

¹ Este valor foi utilizado com base nas diretrizes fornecidas pelo Professor orientador Ribamar de Jesus Gomes, 2019.

4. JUSTIFICATIVA

O tema do presente trabalho foi escolhido com base no grande volume de obras que estão sendo utilizadas as estacas HCM. Levando em consideração o atual cenário da construção no mercado brasileiro, as empresas buscam incansavelmente por racionalizar a execução da obra, através da redução dos custos e da otimização dos prazos.

É válido lembrar que as estacas HCM tem seu custo estimado através da profundidade linear à ser escavada, ou seja, qualquer diminuição da profundidade das estacas haverá por consequência uma redução no custo de execução por parte do equipamento da estaca HCM e do volume de concreto que será consumido.

Portanto, com a redução da profundidade das estacas haverá um aumento significativo da produtividade da obra, podendo diminuir consideravelmente o prazo para execução da infraestrutura.

5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA (FUNDAÇÕES)

5.1. INTRODUÇÃO

As fundações são elementos da infraestrutura que tem por finalidade transmitir as cargas das superestruturas de uma edificação para as camadas do solo, tais camadas devem rigorosamente ter a capacidade de resistência capaz de absorver tais esforços, garantindo assim a estabilidade da estrutura.

A norma vigente, NBR 6122/2010, reconhece a execução no País dos seguintes tipos de estacas: de madeira, de concreto pré-moldado e de aço cravadas (por percussão, prensagem ou vibração), estaca tipo Strauss, tipo Franki, estaca escavada (sem revestimento, com revestimento de aço – provisório ou perdido – e com escavação estabilizada por fluido), estaca raiz, micro estaca injetada e estaca hélice.

5.2. FUNDAÇÕES DIRETAS

Segundo a NBR 6122/2010 as fundações diretas são elementos de fundações em que a carga é transmitida ao solo através das tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade do assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. São elementos estruturais que não apresentam segurança, funcionalidade e durabilidade quando são assentadas em solos moles, ou seja, sem a resistência e característica geotécnicas necessárias para suportar os esforços solicitantes.

Outra forma de classificar as fundações (Rebello 1949) é considerar o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo. No caso de sapatas, a carga é transmitida unicamente pela base, o que resulta na fundação direta.

No todo, a estrutura de fundações diretas divide-se em: Blocos, sapatas e radier:

Blocos

Bloco de fundação é um apoio estrutural desenvolvido em concreto simples, com uma certa altura para que trabalhem sobretudo com esforços de compressão. Tem seu formato como um bloco escalonado, ou pedestal, também como de um tronco de cone.

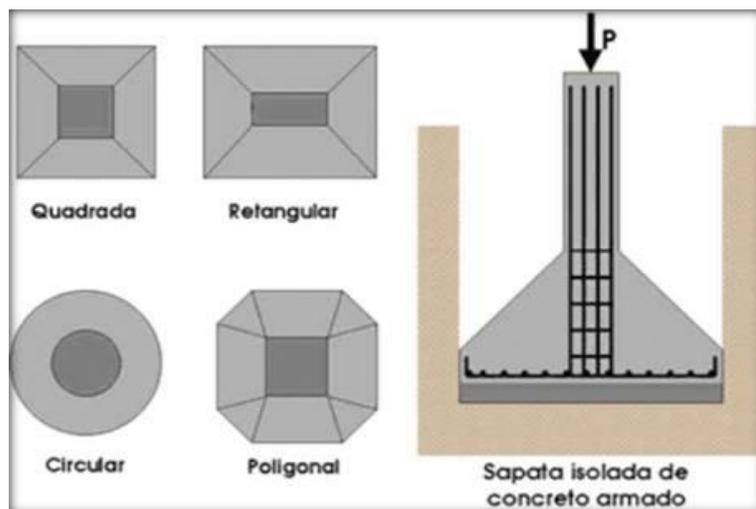
De acordo com a NBR 6122/2010, os blocos de fundação são dimensionados sem a necessidade de utilização de armadura pois as tensões de tração atuantes nesses elementos podem ser resistidas pelo concreto devido as dimensões do bloco.

Sapatas

A sapata é um apoio estrutural desenvolvido em concreto armado, que tem a função de resistir principalmente a flexão, por conta disso, sua altura acaba sendo menor que a do bloco.

Em virtude dos cálculos geotécnicos, para dimensionamento são consideradas que as mesmas terão sua geometria retangular, porém elas podem assumir quaisquer tipos de formas em planta (Figura 1) como quadrada, retangulares e corrida.

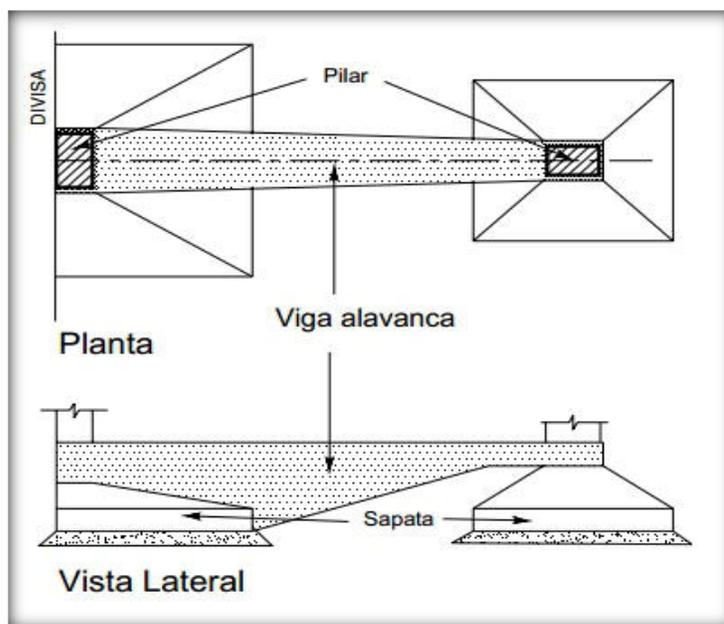
Figura 1 - Tipos de sapatas em planta



Fonte: <https://fazfacil.com.br/reforma-construção/sapatas-da-construção>. (acesso 15/07/2019)

Para casos de pilares encostados em divisas, não é possível se utilizar uma sapata centrada no pilar, quando isso acontece é utilizado a sapata de divisa (Figura 2), usando uma viga de equilíbrio (viga alavanca) para corrigir a excentricidade existente.

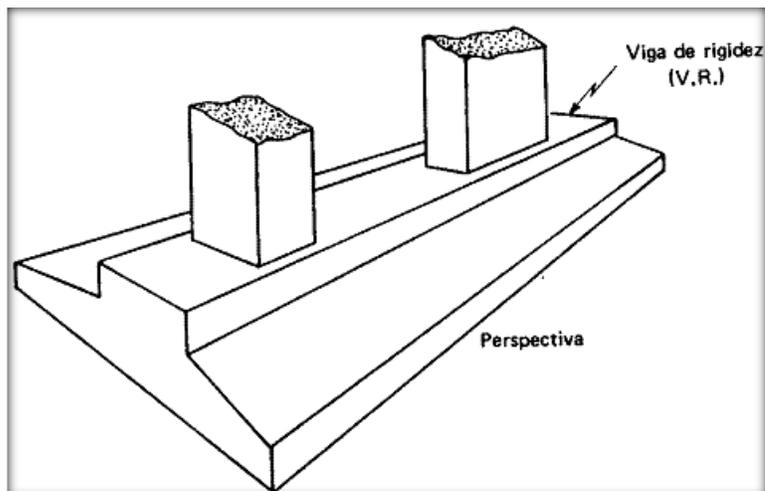
Figura 2 - Sapatas de divisa



Fonte: <https://www.rarquitecturaereforma.com.br/single-post/2016/09/18/fundacoes-rasas-superficiais-diretas-brasilia> (acesso 15/07/2019)

Quando não é possível projetar uma sapata isolada para cada pilar devido à proximidade dos pilares, são utilizadas sapatas associadas (Figura 3).

Figura 3 - Sapatas associadas



Fonte: <https://www.rarquitecturaereforma.com.br/single-post/2016/09/18/fundacoes-rasas-superficiais-diretas-brasilia> (acesso 15/07/2019)

5.3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas (Silva Junior, 2006) podem ser de estacas e tubulões, eles têm como objetivo transmitir as cargas da estrutura para as camadas mais profundas do solo, elas são transmitidas principalmente através de atrito lateral. O uso de estacas se sabe quando a taxa admissível do terreno for menor que o carregamento transmitido pela estrutura e também quando a fundação estiver sujeita ao recalque incompatível com a estrutura que será construída.

A escolha do tipo de fundação profunda mais adequada é em função das cargas de edificação e da profundidade da camada resistente do solo.

O conceito de fundação profunda já foi estabelecido, conforme a norma NBR 6122:2010 a fundação profunda transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e,

no mínimo, a 3 m. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. Ainda segundo a norma, as estacas distinguem-se dos tubulões e caixões pela execução apenas por equipamentos ou ferramentas, sem descidas de operários em seu interior em nenhuma fase. A diferença entre tubulão e caixão está na geometria: o primeiro é cilindro e o último, prismático.

Os principais tipos de fundações profundas são:

Estacas de madeira

As estacas de madeira são utilizadas no Brasil na maioria das vezes em obras provisórias. São constituídas por troncos de árvores retilíneos com as extremidades preparadas para cravação, limpeza de superfície e quando utilizadas em obras permanentes são tratadas com produtos preservativos, tendo como exemplo do uso desse material o Teatro Municipal do Rio de Janeiro. Já em países europeus e no Estados Unidos são empregadas em obras permanentes. Como vantagem, as estacas de madeira apresentam a facilidade de corte, manuseio e preparação para cravação.

Figura 4 - Estaca de madeira



Fonte: <https://www.solostocks.com.br/venda-produtos/equipamento-logistico/outros-equipamentos-logistica/bate-estaca-720657> (acesso 25/10/2019)

Estacas metálicas

As estacas metálicas ou estacas de aço são encontradas em diversas formas, sendo os tipos de aço mais utilizados ASTM A36 tensão de escoamento 250 MPa e A572 Grau 50 tensão de escoamento 345 MPa, de acordo com a NBR 6122/2010 os perfis variam de laminados ou soldados a tubos de chapas calandradas e soldadas ou sem costura, podendo ser usados isolados ou associados, devem resistir à corrosão pela própria natureza do aço ou por tratamento adequado. Uma de suas vantagens está no fato de se prestar a cravação em quase todos os tipos de solo, permitindo uma fácil cravação, com baixa vibração e uma grande capacidade de carga, muito utilizada para contenções com perfil pranchado, sendo esta, uma solução muito econômica e ideal para execução de subsolos.

Figura 5 - Estacas metálicas



Fonte: <http://www.solodactha.com.br/obras/zappi5.htm> (acesso 25/10/2019)

Estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas são moldadas em canteiro ou usina e podem ser produzidas a partir de concreto vibrado, concreto centrifugado, extrusão (concreto armado e concreto protendido) com seção longitudinal para resistência quanto as tensões da cravação. As vantagens desse tipo de estaca variam entre os agentes agressivos do

solo não terem ação na pega e cura do concreto e a segurança na passagem através de camadas moles onde a concretagem in loco pode apresentar problemas, e como desvantagem as estacas pré-moldadas apresentam dificuldade de adaptação as variações do terreno, sendo necessária maior atenção nas variações de profundidade e comprimento do solo a fim de evitar prejuízo a obra. Para as estacas, podem ser fabricadas pontas especiais a fim de facilitar a cravação.

Figura 6 - Estacas pré-moldadas de concreto



Fonte: <http://engenharia-construcao.cotanet.com.br/estacas-pre-moldadas/estacas-pre-moldadas-concreto> (acesso 25/10/2019)

Estacas de concreto moldadas no solo

Comparadas a estacadas pré-moldadas, essa é permitida que todo comprimento seja concretado, além da capacidade de carga elevada. A qualidade da estaca moldada depende mais das habilidades da equipe do que a de uma estaca pré-moldada, entretanto as estacas moldadas in loco podem ser executadas após escavação de solos muito duros.

Estacas escavadas

São feitas por perfuração ou escavação no terreno que em seguida é preenchido por concreto. Podem ter suporte de parede ou não, vindo de um revestimento estabilizante ou fluido, recuperável ou perdido. Apenas, não é suportada em terrenos argilosos, acima do lençol d'água, natural ou rebaixado.

As estacas escavadas apresentam vantagens relacionadas a possibilidade de execução em zonas urbanas, cargas elevadas (acima de 10.000 kN), adaptação a variação de terrenos, porém é desvantajosa em ter o canteiro de obras com maior dificuldade de se manter e ter uma grande mobilização de concreto.

Estacas raiz

São fundações moldadas no local. A execução de uma estaca raiz é aplicada principalmente para reforço de fundações existentes, e também utilizada como fundação principal e ou para complementar a necessidade de aumento das cargas de fundação existente. Em sua execução são utilizados equipamentos de diversos tamanhos, pois estas estacas se fazem necessárias tanto em terrenos a céu aberto como dentro de construções onde um reforço de fundação é necessária.

Consiste principalmente em executar perfurações no solo, no diâmetro de projeto, e a instalação da ferragem. As injeções de calda de cimento ou argamassa é feita de forma ascendente, enquanto o tubo de revestimento (utilizado para a perfuração) é retirado. A estaca raiz é armada com barras de aço e estribos ao longo do seu comprimento. Em casos específicos junto a ferragem se instala um tubo com válvulas para injeção complementar após 12 horas do preenchimento do fuste com argamassa.

A utilização de martelos de fundo (down the hole) complementa as ferramentas de perfuração para o caso de o terreno a atravessar conter matacões e ou rocha.

Para isto é necessária a utilização de compressores de ar comprimido com alta pressão e vazão pois os martelos são roto-percussivos. As estacas raiz existentes hoje no mercado atingem diâmetros de até 500 mm.

Micro estacas – estacas escavadas e injetadas

As micro estacas são aquelas que se executam com tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios, utilizando-se, em cada estágio, pressão que garanta a abertura das “manchetes” (válvulas múltiplas) e posterior injeção a altas pressões. Ao contrário das estacas raiz, que geralmente são armadas com barras de aço, as micro estacas são armadas com tubo metálico que possui dupla finalidade: o de armar a estaca e o de dispor de válvulas “manchete” para injeção. Eventualmente, pode-se dispor de armadura complementar constituída por barras ou fios de aço. Para baratear o custo das micro estacas, pode-se substituir o tubo de aço por PVC rígido, mas neste caso é obrigatório o uso de armadura, pois o PVC não tem função estrutural.

Segundo a empresa de Sondagens e Fundações TEC GEO, a execução de uma micro estaca compreende fundamentalmente cinco fases consecutivas: perfuração auxiliada por circulação de água, instalação de tubo-manchete, execução da “bainha”, injeção de calda de cimento, e vedação do tubo manchete.

Estacas tipo hélice contínua

A Estaca Hélice Contínua é uma estaca de concreto moldada "in loco", cuja perfuração consiste na introdução de um trado helicoidal (com tubo vazado central) no terreno até a profundidade do projeto de fundações. Finalizada a perfuração, o concreto é lançado através do tubo metálico, simultaneamente com a retirada do trado.

A execução da Estaca Hélice Contínua permite maior agilidade na conclusão do estaqueamento, tendo como principal característica o monitoramento eletrônico (controle de profundidade, velocidade de rotação e de descida do trado na perfuração, torque do equipamento, pressão de concretagem, velocidade de subida do trado e sobreconsumo de concreto) e ausência de vibrações no solo local e vizinho.

Estacas prensadas

Mega é o nome popular para estacas cravadas à reação, também conhecidas como estacas prensadas. São cravadas com o uso de macacos hidráulicos aferidos reagindo contra a estrutura acima, ou excepcionalmente contra reação implementada de acordo com a NBR 6122/2010. São comumente utilizadas em reforço à fundação já existente ou para correção de patologias, como um recalque diferencial da estrutura. Tem como principal vantagem o fato de dispensar demolições durante a execução.

A estaca Mega constitui-se em um tipo de estaca que quando da cravação não produz impactos ou vibrações, tendo em vista que seu princípio de funcionamento é de Ação/Reação e sua aplicação se faz por meio hidráulico, como ilustra a figura 7.

Figura 7 - Execução de estaca prensada



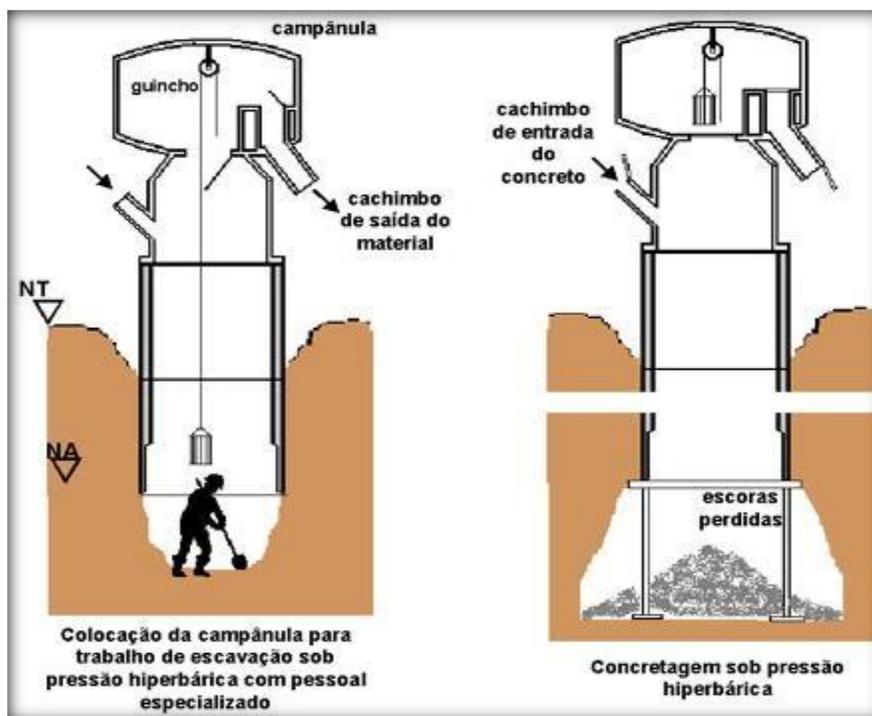
Fonte: <http://mtwsondagens.com.br/reforco-de-fundacao-estaca-mega/> (acesso 25/10/2019)

Tubulões

Segundo a NBR 6122, um tubulão é um elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que pelo menos na sua etapa final, há descida de operário para a conferência das dimensões da base. São elementos moldados in loco, empregado quando as camadas superficiais do solo não apresentam características de resistência e de deformabilidade compatíveis com as exigidas pelo projeto. Consistem na escavação e concretagem de um poço, e pelo encamisamento da estrutura do fuste com anéis de concreto ou tubos de aço. Podem ser executados a céu aberto, com e sem escoramento, e a ar comprimido, com revestimento metálico ou de concreto.

Esse tipo de fundação é utilizado em obras que precisam suportar cargas elevadas, como na construção de pontes, viadutos e edifícios de grande porte, em áreas com dificuldade de adoção de técnicas de fundação mais mecanizadas. Como limitações dessa metodologia, pode-se citar a presença do nível de água, que inviabiliza o uso de tubulões a céu aberto e restringe a profundidade dos tubulões a ar comprimido.

Figura 8 - Tubulão



Fonte: <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/liberacao-de-base-de-tubuloes?tmpl=%2Fsystem%2Fapp%2Ftemplates%2Fprint%2F&showPrintDialog=1> (acesso 25/10/2019)

5.4. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A estaca hélice contínua (EHC) teve suas primeiras execuções na década de 50 no Estados Unidos. No início da década de 70 a técnica foi implantada na Alemanha e logo em seguida na década de 80 já estava sendo utilizada em toda a Europa e Japão (Penna et al., 1999). Nesse tempo a Estaca Hélice Contínua tinha seus equipamentos muito inferiores os dias de hoje, eles eram compostos por guindastes com torre acoplada, e seus diâmetros no máximo de 40cm (\varnothing 40) devido seu baixo torque. Os equipamentos tinham a função de “aliviar” em solos mais resistentes, para ter assim pequenas profundidades e provocando compressões excessivas do solo.

O Brasil veio a conhecer essa técnica no ano de 1987, como os equipamentos não eram próprios para devida execução, sua perfuração máxima era até 15 metros de profundidade, e seus diâmetros e Hélice de 275mm, 350mm, 425mm de acordo com os autores (Antunes e Tarozzo, 1996).

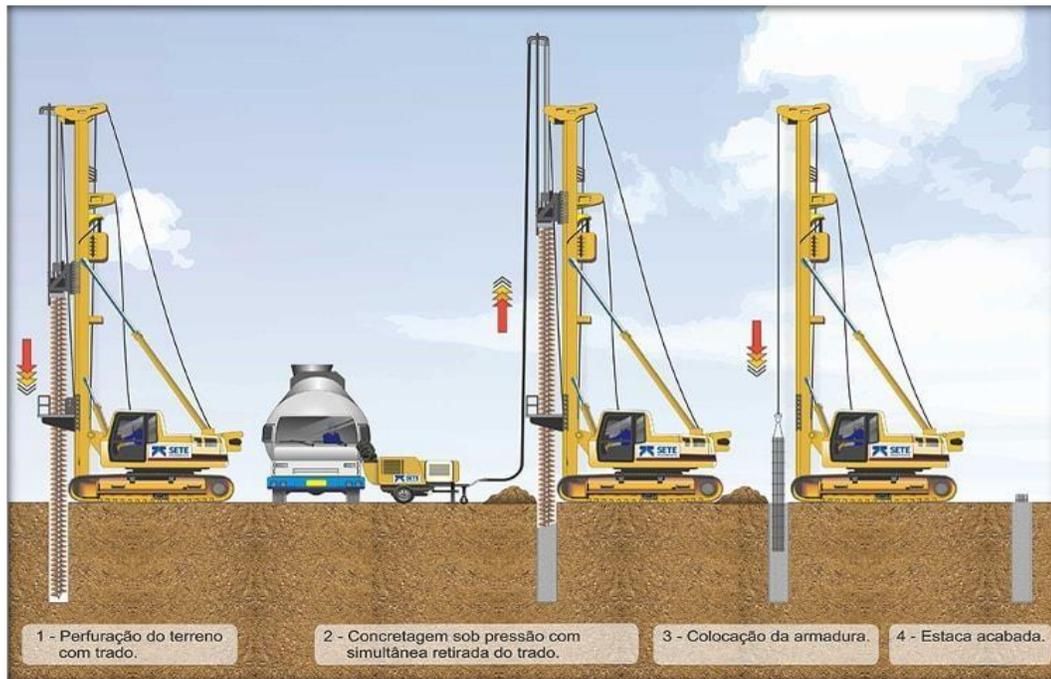
Com um aumento de importação de equipamentos, no ano de 1993, a Europa e principalmente a Itália forneceram para o Brasil um sistema inovador de estaca hélice contínua de monitoramento eletrônico. Já nesse período os equipamentos dispunham uma potência maior com torque de 90kN.m a 200 kN.m e diâmetros maiores com de até 1000mm, sendo assim conseguinte ter uma perfuração de 24 metros. Conforme foi evoluindo a Estaca Hélice Contínua, foi crescendo também a competitividade no mercado de estacas.

5.4.1. EXECUÇÃO

A estaca hélice contínua compreende as seguintes etapas construtivas: Perfuração, concretagem simultânea a retirada do trado do terreno e colocação da armadura.

A norma NBR 6122:2010 descreve esse tipo de estaca como de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. A armação sempre é colocada após a concretagem da estaca (Figura 9).

Figura 9 - Sequência executiva da estaca hélice contínua monitorada



Fonte: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua>. (acesso 23/04/2019).

5.4.1.1. PERFURAÇÃO

A estaca é escavada até o seu fim em um processo contínuo, usando um trado em formato de hélice espiral. Enquanto o trado é penetrado no terreno, as espirais do trado são preenchidas com este solo, o que providencia suporte lateral e estabilidade do furo.

A perfuração no solo é constituída através de uma hélice espiral, que tem como única força vertical atuante, o próprio peso da hélice. Desenvolvida em torno de um tubo central, que tem na sua extremidade inferior dentes que possibilitam a penetração no solo, com a ajuda de uma mesa rotativa que é colocado em seu topo, com o torque necessário para que vença a resistência do solo até que atinja o ponto determinado em projeto. Quando se encontra um solo mais resistente, os dentes na extremidade inferior são substituídos por pontas de vídia (Figura 10).

Figura 10 - Perfuração do terreno para execução da estaca hélice contínua.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Para não deixar o solo penetrar no tubo central, é utilizada uma tampa como proteção na extremidade, a mesma é expulsa no início da concretagem pelo concreto, mas geralmente se recupera durante o processo.

Em nenhum momento na etapa de perfuração o trado poderá ser retirado, garantindo assim que não haja alívio de tensões no solo, gerando um confinamento no solo em torno do trado.

A profundidade da perfuração é definida pela profundidade capaz de resistir aos esforços da superestrutura, contando com o atrito lateral e o atrito de ponto. Esta profundidade é definida através do projeto de fundações.

5.4.1.2. CONCRETAGEM

Após ser atingida a profundidade da estaca, é iniciada a fase de concretagem, utilizando caminhões de bombeamento, o concreto é recalcado até o topo do trado, seguindo a partir do topo do trado por gravidade até o ponto de descarga (fundo do trado), garantindo assim uma pressão positiva em toda a etapa da concretagem.

À medida que o concreto é bombeado, o trado é retirado de forma graduada e contínua no mesmo sentido da perfuração.

O solo que fica confinado no trado é removido mecanicamente ou manualmente (Figura 11).

Figura 11 - Limpeza manual do solo contido no trado.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

5.4.1.3. COLOCAÇÃO DA ARMADURA

Após finalizar a concretagem da estaca é realizada a colocação da armadura, utilizando correntes para elevar a armadura longitudinal (figura 12), posicionamento a mesma na estaca, o avanço da armadura é feito utilizando o peso corporal do próprio ajudante (figura 13), ou, com a ajuda de uma retroescavadeira (figura 14).

Figura 12 - Colocação das correntes para elevação das armaduras longitudinais das estacas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 13 - Colocação da armadura manualmente.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 14 - Colocação da armadura longitudinal com o auxílio de uma retroscavadeira.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

É válido lembrar que caso seja utilizado algum equipamento hidráulico para colocação das armaduras, deve ter muita cautela neste procedimento tendo em vista que os estribos helicoidais podem ser facilmente prejudicados, recomenda-se para este procedimento a adoção da “guias”, utilizando perfis metálicos ou de madeira, a fim de apoio sobre o topo da armação e posteriormente utilizar a concha de retro para colocação da armadura.

5.4.2. CONTROLE TECNOLÓGICO

Com o propósito de se garantir as especificações do projetista em um projeto de fundação onde serão empregadas estacas do tipo hélice continua monitorada existe a necessidade de controles tecnológicos adequados.

Inicialmente lembra-se da grande importância da qualidade dos materiais a serem empregados, como:

O concreto: Alguns ensaios realizados como o slump-test, a moldagem dos corpos de prova, o ensaio de resistência à compressão do concreto é de suma importância para se garantir uma estaca de qualidade e que siga a especificação do projeto.

O slump-test segundo a NBR NM67, deve ser realizado em todo caminhão betoneira que transporta o concreto da estaca antes do lançamento. Para o concreto ser liberado para o lançamento o abatimento deve estar compreendido dentro da variação especificada em projeto.

A moldagem dos corpos de prova deve seguir os procedimentos conforme a NBR 5738/2018, onde é necessário moldar quatro corpos de prova por cada caminhão betoneira. Além da moldagem correta é necessário fazer um mapeamento de onde o concreto de cada caminhão foi usado, desta forma, em caso de algum problema em determinada remessa de concreto o erro é encontrado e solucionado mais rapidamente.

O ensaio de Resistencia à compressão do concreto segundo NBR 5739/2018 deve ser realizado aos 7 e 28 dias de cura, verificando assim se o concreto que já está presente na estaca atingiu a resistência desejada.

Outro material que é necessário um bom controle tecnológico é o aço que apesar de ser um material industrializado, ou seja, um controle de qualidade melhor em sua confecção a maior atenção deve ser dado ao fato de diversas vezes o projeto não ser executado rigorosamente no canteiro de obras.

No controle tecnológico de execução das estacas deve ser levado em consideração fatores como o número de estacas necessárias, localização da estaca, data de execução, as dimensões corretas da estaca, a cota do terreno, nível d'água, cota final da ponta da estaca, cota final da cabeça da estaca antes do arrasamento, desaprumo, desvio de locação, o comprimento real da estaca após seu arrasamento. Ao final da execução das estacas deve ser realizado um relatório com todas as observações e dados relativos as mesmas, onde se por ventura surgir duvidas sobre uma estaca ou determinado grupo de estacas, deve ser realizado o ensaio de prova de carga, testando se a estaca suportara ou esforços solicitantes ou se necessário fazer mais algumas, ou algum reforço neste elemento de fundação.

De acordo com a NBR 6122, é obrigatório que obras com mais de 100 estacas tenham um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, sendo que ensaios de carregamento dinâmico não substituem as provas estáticas. As provas de carga devem ter início juntamente com o início da execução das primeiras estacas de forma a permitir as providências cabíveis em tempo hábil.

Deve ser constante a comparação dos comprimentos encontrados na obra com os previstos em projeto.

CRITÉRIOS PARA ACEITAÇÃO DAS ESTACAS

I) Sua excentricidade, em relação ao projeto, seja de até 10% do diâmetro do círculo que a inscreva;

II) Que o desaprumo seja de no máximo de 1% de inclinação, levando em conta o comprimento total;

Caso haja valores diferentes dos estabelecidos o projetista deve ser informado para que ele possa fazer a verificação das novas condições.

Existem variações de aceitação, dependendo do projeto.

5.4.3. SOBRECONSUMO

O sobreconsumo, superconsumo, sobconsumo ou over-break é o nome dado ao consumo maior de concreto na hora da concretagem de estacas, ou seja, o volume de concreto calculado pelo profissional da área (considerando um cilindro perfeito) é menor que o que realmente é necessário na concretagem da estaca. Isso comumente ocorre pelo fato de o solo não ser um material 100% homogêneo, ou seja, durante a execução da estaca o concreto é bombeado com pressão positiva que acaba infiltrando nos vazios do solo gerando um consumo extra de concreto e conseqüentemente um alargamento do diâmetro real da estaca. Em solos com baixa resistência nas camadas, como argilas moles por exemplo, nota-se um consumo maior ainda de concreto. Através de relatos de alguns profissionais da área da geotécnica com notável experiência e conforme fornecido pelo Professor orientador Ribamar Gomes, adotou-se um sobreconsumo médio de 30%, sendo este valor muito utilizado para determinação do volume final do concreto das estacas, para os cálculos seguidos.

5.4.4. DIMENSIONAMENTO

5.4.4.1. Investigação do subsolo – Sondagens

A sondagem é um ensaio realizado in loco que tem por objetivo conhecer as camadas do subsolo, o material composto e suas características físicas.

5.4.4.2. Ensaio SPT

A sondagem SPT (Standart Penetration Test) de acordo com a NBR 6484/2001 é um processo de sondagem padronizado internacionalmente, o que faz com que seus resultados sejam interpretados de forma confiável por todos que conhecem o método.

Sua execução é realizada in loco tendo como característica a capacidade de amostrar o solo, e medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Este método é caracterizado por escavações capazes de trespassar o nível d'água e atravessar substratos de consistência e espessura heterogênea. De acordo com os autores Velloso e Lopes (2010), o teste SPT fundamenta-se na cravação de um amostrador normatizado, denominado de Raymonde Terzaghi, através de golpes com pesagem equivalente a 637 N, despencando de uma altura de 75cm. Estes golpes são anotados para que se encontre o número mínimo de golpes necessários para a cravação de 45 cm do amostrador em 3 séries de golpes de 15 cm. O parâmetro SPT tem como resultado o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais do amostrador.

6. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL NAS ESTACAS

6.1. Métodos semi-empíricos

6.1.1. Aoki-Velloso (1975)

Segundo Velloso (1975), o método foi desenvolvido através do estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e investigações geotécnicas. Esse método, caracteriza a resistência do conjunto solo/estaca (R) pela soma das parcelas de resistência por atrito lateral (RL) e resistência de ponta (RP), como mostra a equação 1:

$$R = RL + RP \quad (1)$$

A carga máxima suportada pelo atrito lateral (RL) é calculada pela fórmula (2) a seguir:

$$RL = U \cdot \Delta l \cdot r_l \quad (2)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Δl = comprimento da camada de solo analisada;

r_l = resistência unitária lateral;

Abaixo, segue a equação (3) verificando a carga resistida pela ponta (RP):

$$RP = A \cdot rp \quad (3)$$

Onde:

A = área da projeção da ponta da estaca (no caso de estacas tipo Franki, assimilar o volume da base alargada a uma esfera e calcular a área da seção transversal desta);
rp = resistência unitária de ponta.

Segundo Aoki-Velloso:

$$rp = \frac{qc}{F1} \quad (4)$$

$$rl = \frac{fs}{F2} \quad (5)$$

Onde:

qc = resistência de ponta do cone no ensaio CPT (ensaio de penetração de cone);

fs = resistência lateral medida na luva de Begemann do CPT;

F1 e F2 = coeficientes de transformação, dependem do tipo de estaca.

Os fatores de correção F1 e F2 dependem do tipo de estaca, e são encontrados na tabela (1):

Tabela 1: Coeficientes de transformação F1 e F2

Tipos de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50
Metálica	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00

Fonte: Aoki-Velloso, 1975.

Com isso, a capacidade de carga R da estaca isolada pode ser estimada como:

$$R = U \sum (r_l \cdot \Delta l) + r_p \cdot A_p \quad (6)$$

Onde:

A_p = Área da ponta da estaca.

Contudo, devido à predominância do emprego do ensaio SPT no Brasil, essas parcelas de resistência foram correlacionadas com o índice de resistência à penetração N_{spt} :

$$r_p = \frac{q_c}{F1} = \frac{K \cdot N_p}{F1} \quad (7)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F2} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_l}{F2} \quad (8)$$

Onde:

$N_p = N_{spt}$ na cota da ponta;

$N_l = N_{spt}$ na camada de solo avaliada;

$K =$ coeficiente;

$\alpha =$ coeficiente;

Os coeficientes K e α dependem do tipo do solo, sendo apresentados na tabela (2):

Tabela 2: Coeficientes K e α

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoso-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki-Velloso, 1975.

Entretanto, de acordo com as expressões acima, a capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser estimada pela seguinte fórmula:

$$R = \frac{K \cdot Np}{F1} Ap + \frac{U}{F2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot Nl \cdot \Delta l) \quad (9)$$

6.1.2. Antunes & Cabral (1996)

O método Antunes & Cabral, tem como especificação mais adequada para as estacas hélice contínua. As mesmas foram baseadas em nove provas de carga pra ter uma previsão da sua capacidade de carga. Nelas utilizaram diâmetros de estacas com 35, 50 e 75 cm. Para esse método é preciso fazer o ensaio SPT.

O método utiliza as seguintes especificações.

$$P = \beta 1 \cdot N \cdot \pi \cdot D \cdot L + \beta 2 \cdot N (\pi \cdot D^2 / 4) \quad (10)$$

$$\beta 2 \cdot N \leq 4000 \text{ kPa} \quad (11)$$

$$\beta 1 \cdot N \text{ e } \beta 2 \cdot N \text{ em kPa} \quad (12)$$

Onde:

D = Diâmetro da estaca

L = Comprimento da estaca

N = Índice de resistência a penetração do ensaio SPT

P = Carga da última estaca

$\beta 1$ e $\beta 2$ = Parâmetros do método que dependem do tipo de solo para o cálculo do Oatrito lateral e de resistência de ponta da estaca, respectivamente. (Tabela 3)

Tabela 3: Parâmetros β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 a 5,0	2,0 a 2,5
Silte	2,5 a 3,5	1,0 a 2,0
Argila	2,0 a 3,5	1,0 a 1,5

Fonte: Antunes e Cabral, 1996.

6.1.3. Método de Vorcaro-Velloso (2000)

Os autores criaram esse método mais recente adotando a técnica da regressão linear múltipla e aplicando-a no banco de dados de resultados de provas de carga estáticas organizado por Alonso (2000), onde estabeleceram uma formulação que permite prever a carga última de estacas hélice contínua.

Essa técnica sana um sistema obtido por diversas equações que simulam cada uma, o fenômeno descrito pela reação última medida em uma estaca carregada a compressão, vinculada ao solo em que foi executada, avaliado através dos resultados dos ensaios de SPT.

Os autores descobriram melhores resultados para o cálculo da carga última, limitando os valores do SPT para o fuste em 50 golpes e na ponta da estaca inferiores a 75 golpes.

Segue a equação (13), utilizada para definir a previsão da carga última.

$$Q_{ult} = e^{1,96 \ln X_p - 0,34 \ln X_p \cdot \ln XF + 1,36 \ln XF \pm 0,29} \quad (13)$$

Sendo:

$X_p = A_p \cdot N_{spt}$ (ponta);

$XF = U \cdot \sum N_{spt}$ (fuste);

Onde:

Q_{ult} = carga última, em KN;

A_p = área da ponta da estaca, em m²;

U = perímetro da estaca, em m.

6.1.4. Método de Teixeira (1996)

Teixeira apresentou o método para o cálculo da capacidade de carga de estacas.

A capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada em função dos parâmetros α e β (Tabela 4) da equação geral:

$$Q_{l,ult} = \alpha N_b A_b + U\beta NL L \quad (14)$$

Onde:

N_b = valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

NL = valor médio ao longo do fuste da estaca;

A_b = área da ponta ou base;

L = comprimento da estaca.

Tabela 4: Valores de α e β

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

Fonte: Teixeira, 1996.

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

Os valores do parâmetro α estão indicados na Tabela 4, em função da natureza do solo e do tipo de estaca. O parâmetro β (Tabela 4) só depende do tipo de estaca.

Os dados da Tab. 4 não se aplicam ao cálculo de atrito lateral de estacas Pré-moldadas de concreto cravada em argilas moles sensíveis, quando, normalmente, o N é normalmente inferior a 3. Nesses casos, são indicados os seguintes valores:

I. Argilas fluviolagunares e de baías holocênicas (SFL) – camadas situadas até cerca de 20-25 m de profundidade, coloração cinza-escuro, ligeiramente sobreadensadas, com $N < 3$: $Q_{l,ult} = 2^{\alpha} 3tf/m^2$

II. Argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes aos sedimentos SFL, às vezes de coloração cinza-claro, pressões de pré-adensamento maiores do que aquelas do SFL, com N de 4 a 8: $Q_{l,ult} = 6$ a $8tf/m^2$

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

6.1.5. Método de Alonso (1996)

É um método semi-empírico, ou seja, além de ter sido desenvolvido com considerações científicas também foi considerado experiências vividas de acordo com o contexto estudado. Seu objetivo é estimar a capacidade de carga para fundações do tipo estacas hélice contínua, utilizando os resultados do ensaio SPT-T, criado inicialmente, para a Bacia Sedimentar Terciária da cidade de São Paulo, e posteriormente revisado (2000) para duas novas regiões geotécnicas, a formação Guabirotuba e os solos da cidade de Serra-ES. A soma das parcelas do atrito lateral e de ponta estimam a carga de ruptura como mostra as equações (para atrito lateral) e (atrito de ponta).

Resistência por atrito lateral:

$$Q_{l,ult} = U \cdot \tau_{l,ulti} \cdot \Delta l \quad (15)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

Δl = trecho onde se admite atrito lateral unitário r_l constante;

$\tau_{l,ult}$ = Resistência lateral unitária.

A resistência por atrito lateral unitária da estaca é obtida com a seguinte equação.

$$\tau_{l,ult} = a \cdot \mathcal{F} \leq 200 \text{ kPa} \quad (16)$$

Onde:

α = coeficiente de correção do atrito lateral f , obtido através da interpretação de provas de carga carregadas até as proximidades da carga última.

\mathcal{F} = Atrito calculado a partir do torque máximo (em kgf.m) e a penetração total (em cm) do amostrador, no ensaio SPT-T.

Limites de $\tau_{l,ult}$ e valores de α propostos pelo método de Alonso (1996), especificamente para as estacas hélice contínua, (Tabela 5).

Tabela 5: Limites de $\tau_{l,ult}$ e valores de α

Região	$\tau_{l,ult}$	α
Bacia sedimentar de São Paulo	≤ 200 kPa	0,65
Formação Guabirotuba	≤ 80 kPa	0,65
Cidade de Serra – ES	≤ 200 kPa	0,76

Fonte: Alonso, 1996.

O amostrador no ensaio SPT, geralmente tem uma penetração de 45 cm, somente em solos muito moles, a penetração será maior que 45 cm, e em solos muito resistentes a penetração total não passara de 45 cm.

Para identificar o valor de \mathcal{F} , é utilizada a seguinte equação:

$$\mathcal{F} = \frac{100 \cdot T_{max}}{0,41 \cdot h - 0,032} \text{ (kPa)} \quad (17)$$

Onde:

T_{max} = torque máximo expresso em kgf.m

h = penetração total do amostrador, em cm (geralmente 45 cm).

Para uma penetração total do amostrador igual a 45 cm, a expressão acima resulta na seguinte equação.

$$\mathcal{F} = \frac{T_{max}}{0,18} \text{ (kPa)} \quad (18)$$

Para as seguintes equações o autor sugere, que estabeleça correlações entre o ensaio SPT tradicional e o SPT-T, para o cálculo do atrito lateral e a resistência de ponta, a partir dos números de golpes (N) do ensaio SPT.

$$T_{max} = 1,2N \text{ e } T_{min} = 1,0N$$

Para a formação Guabirota, as correlações são:

$$T_{max} = 1,13N \text{ e } T_{min} = 0,98N$$

Em caso de outras regiões, o indicado é encontrar estas correlações antes de utilizar esse método.

Resistência de Ponta:

$$Q_{p,ult} = A_p \cdot q_{p,ult} \quad (19)$$

Onde a resistência unitária de ponta pode ser expressa pela equação seguinte:

$$q_{p,ult} = \beta \frac{T_{min(1)} + T_{min(2)}}{2} \quad (20)$$

Sendo:

$T_{min(1)}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 8D acima da ponta da estaca. Considera-se nulo os T_{min} acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca for menor do que 8D.

$T_{\min(2)}$ = média aritmética dos valores de torque mínimo (em kgf.m) do trecho 3D, medido para baixo, a partir da ponta da estaca.

O autor recomenda que os valores de T_{\min} adotados, sejam no máximo 40kgf.m.

Alonso (1996) determinou os valores para β , nas regiões analisadas (Tabela 6).

Tabela 6: Valores de β (em kPa/kgf.m) em função do tipo de solo para as regiões analisadas

Região	Areia (β)	Silte (β)	Argila (β)
Bacia sedimentar de São Paulo	200	150	100
Formação Guabirota	-	-	80
Cidade de Serra - ES	260	195	130

Fonte: Alonso, 1996.

6.1.6. Método de Karez-Rocha (2000)

O método Karez-Rocha foi desenvolvido com o propósito de estimar a última carga de estaca do tipo hélice contínua, partindo de uma análise de 38 provas de cargas, sendo realizadas em diferentes regiões do país (sul e sudeste), sendo comparadas as informações de números de golpes encontrados nos resultados dos ensaios de sondagem SPT.

Para a análise foram utilizadas estacas de diâmetros que variam de 35 e 80 cm, e com o comprimento médio de 14,3 metros.

O resultado da capacidade de carga é através da soma das parcelas de atrito lateral e de ponta, como mostram as equações abaixo.

Equação de resistência por atrito lateral:

$$Q_{l,ult} = 4,9 \cdot \pi \cdot D \cdot \beta \quad (21)$$

Onde:

D = Diâmetro da estaca (metros);

ΣN = soma de golpes de SPT, ao longo do fuste da estaca.

Equação de resistência de ponta:

$$Q_{p,ult} = K_{kr} \cdot N A_p \quad (22)$$

Onde:

K_{kr} = Para argila 210, siltes 250, areia 290;

N = Número de golpes de SPT na ponta da estaca;

A_p = Área na ponta da estaca (metros²).

6.1.7. Método de Décourt-Quaresma (1978)

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram duas versões para determinar a capacidade de carga de estacas baseado no ensaio SPT.

Na primeira versão (1978) o estudo foi realizado para estacas pré-moldadas de concreto, mas é válido também para estacas tipo Franki, estaca Strauss (apenas com ponta em argila) e estacas escavadas. Para esta versão apresentada, o valor N é a média entre o valor correspondente a ponta da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.

Desta forma a resistência de ponta é descrita pela equação 23, dada em tf/m².

$$q_{p,ult} = C \cdot N \quad (23)$$

Onde C é concedido pela Tabela 7.

Tabela 7: Valores de C

Tipo de Solo	C (tf/m²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt - Quaresma, 1978.

Para se determinar a parcela referente ao atrito lateral, o valor N é considerado ao longo do fuste, sem levar em consideração o valor utilizado para estimar a resistência de ponta. É tirado a média e na tabela 8 obtém-se o atrito médio ao longo do fuste (tf/m²). Com relação ao tipo de solo nenhuma distinção é feita.

Tabela 8: Valores de atrito médio

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m²)
<3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

Fonte: Décourt - Quaresma, 1978.

Na segunda versão elaborada por Décourt e Quaresma (1982) a resistência de ponta é calculada igual anteriormente, mas recomendou novos valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica, Tabela 9. A parcela referente a resistência lateral foi aperfeiçoada e, em tf/m², é dada por:

$$\tau_{l,ult} = \frac{N}{3} + 1 \quad (24)$$

Onde N é a média dos valores N ao longo do fuste. Na determinação de N os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e valores maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Tabela 9: Valores de C para estacas escavadas

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltes argilosos (alteração de rocha)	12
Siltes arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

Fonte: Décourt - Quaresma, 1986.

6.1.8. Método de Meyerhof (1956)

Meyerhof (1956) talvez tenha sido o primeiro a apresentar um método para se determinar a partir do ensaio SPT a capacidade de carga de estacas. Os resultados mais relevantes obtidos pelo autor foram:

Para estacas cravadas até uma certa profundidade D , a resistência unitária de ponta em solo arenoso (em kgf/cm²) é obtido por:

$$q_{p,ult} = \frac{0,4 \cdot N \cdot D}{B} > 4 \cdot N \quad (25)$$

Onde:

N = Número de golpes nos últimos 30cm no ensaio SPT.

D = Profundidade

Já a resistência unitária (em kgf/cm²) do atrito lateral é dado por:

$$\tau_{p,ult} = \frac{N}{50} \quad (26)$$

Onde:

N = Média dos N ao longo do fuste.

Pode-se adotar para a resistência de ponta (em kgf/cm²) como limite superior para siltes não plásticos:

$$q_{p,ult} = 3 \cdot N \quad (27)$$

A resistência de ponta para estacas escavadas em solos não coesivos é cerca de um terço dos valores dados pelas equações 25 e 27 e a resistência por atrito lateral é na ordem de metade do valor dado pela equação 26.

Estacas tipo Franki (com base alargada) a resistência de ponta é de cerca do dobro do valor dado na equação 25 e 27.

Caso a camada de suporte próximo a ponta seja arenosa e suas propriedades variarem, é recomendado adotar para N um valor médio entre 4 diâmetros acima da ponta e um abaixo da ponta.

Quando a camada de solo arenoso for sobrejacente a uma camada de baixa resistência e a espessura H entre o topo da camada de baixa resistência e a ponta da estaca for menor do que a espessura crítica da ordem de $10B$, a resistência de ponta da estaca é obtida por:

$$q_{p,ult} = q_0 \frac{(q_1 - q_0) \cdot H}{10 \cdot B} \leq q_1 \quad (28)$$

Onde q_1 e q_0 são as resistências limite na camada fraca e na camada resistente.

Nenhuma relação entre N e capacidade de carga foi estabelecida para estacas em argila.

7. CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

7.1 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

As obras da nova estação de tratamento de água de Atibaia, tem como objetivo ampliar a capacidade de tratamento, possibilitando uma vazão de que antes era de 400 l/s para uma nova de 700l/s, sendo construído na praça Roberto Gomes Pedrosa, área que pertence o SAAE e onde já se encontra o reservatório.

A obra licitada em 2013 contará com um investimento superior a R\$ 30 milhões e teve seu início no começo do ano de 2014 com previsão de execução de 24 meses. No decorrer do ano houve uma implantação da adutora de água bruta do rio Atibaia com 1,5 km de tubulação interligando a captação de água do rio localizada no bairro do terceiro centenário até a sede do SAAE onde será implantada a nova ETA.

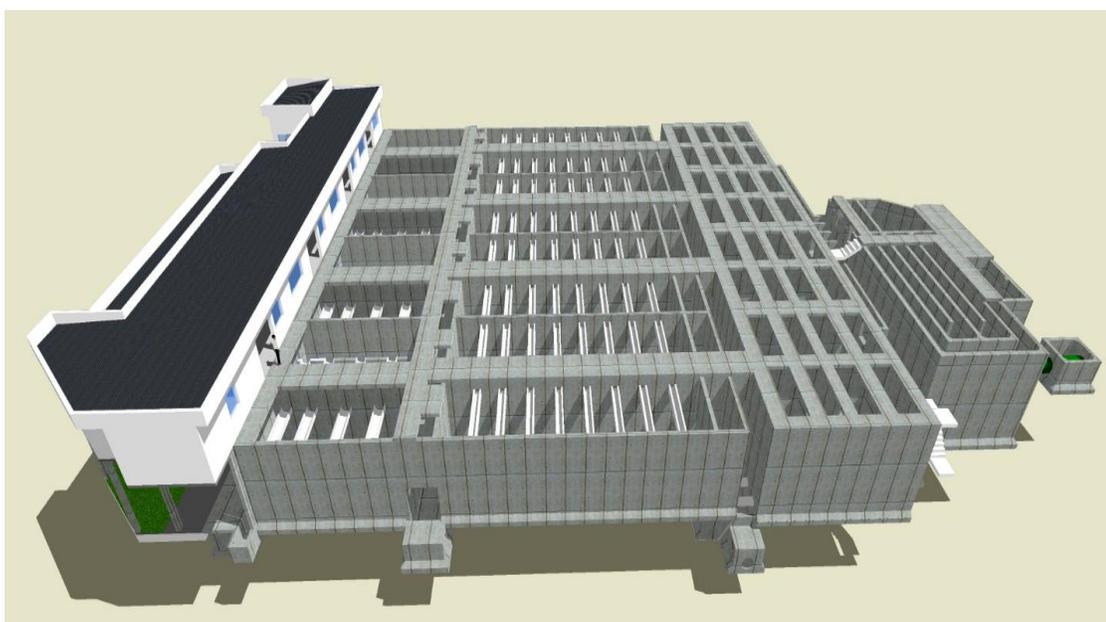
No final de 2014 logo após a crise hídrica que o estado de São Paulo enfrentou, iniciou-se um estudo para análise da água do rio Atibaia, com isso pode ser observado que o longo período de estiagem ocasionou uma modificação na composição da água bruta do rio, tendo que ser paralisada as obras já iniciada para uma revisão de todo o projeto da nova ETA e só reiniciada as obras em outubro de 2017 na sede da Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia. Após ser revisto o projeto, os valores para a obra foram atualizados para R\$ 36 milhões, sendo R\$ 9 milhões em recursos próprios e R\$ 26 milhões financiados.

A nova ETA será um avanço para a cidade de Atibaia sendo uma das mais moderna do país, com o volume de água tratada sendo praticamente duplicado,

beneficiando positivamente a população de Atibaia e tornando-se uma grande conquista ao saneamento da cidade. (SAAE Atibaia)

Para análise da influência da sobrelargura, foi utilizado como modelo a parte do Prédio Administrativo, localizado no canto esquerdo (Figura 15), onde posteriormente apresenta a característica e a quantidade das estacas (Tabela 10).

Figura 15 - Nova ETA de Atibaia



Fonte: SAAE, 2019.

Tabela 10: Quadro de Estacas

Tipo	Características da estaca	Quantidade
Hélice Contínua	Ø 30cm – N = 350 kN	29
Hélice Contínua	Ø 30cm – N = 450 kN	40
Hélice Contínua	Ø 30cm – N = 400 kN	4
Hélice Contínua	Ø 30cm – N = 500 kN	21

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

7.2. SONDAGEM

De acordo com Velloso e Lopes (2010), para a realização de um bom dimensionamento das fundações adotadas no projeto, que respeite as normas de segurança, é de suma importância que seja feita uma investigação do subsolo através de uma sondagem realizada no local do empreendimento.

No local, objeto de estudo desse documento, foram realizados inicialmente 10 (dez) furos de sondagem pela empresa EMPREITEC, serviços gerais Ltda em janeiro de 2009 e logo após, em outubro de 2014 foram realizados mais 3 (três) furos de sondagem pela empresa JundBase, Engenharia Ltda.

Através dos relatórios de sondagem observou-se uma semelhança entre as camadas que compõem o solo, apresentando basicamente a mesma composição geológica. (SAAE Atibaia)

As sondagens realizadas em 2009 apresentaram em praticamente todos os 10 furos realizados a existência na camada inicial de um Silte argiloso, seguida de uma camada um pouco mais profunda de Silte arenoso. Com relação aos valores de resistência do solo foi constatado valores abaixo dos 5 golpes até 4,00 metros de profundidade e valores médios acima de 10 golpes a partir dos 7 metros de profundidade com a presença do nível do lençol freático entre 9,20 e 10,70 metros de profundidade. (SAAE Atibaia)

Segundo os furos de sondagem feitas em outubro de 2014, observou-se a existência de uma camada inicial de argila siltosa mole, seguida por uma camada de silte arenoso, variando de fofo a muito compacto. Através dos ensaios SPT verificou pouca resistência nas camadas iniciais com valores abaixo dos 5 golpes até os 5,00 metros de profundidade. O terreno começa a apresentar valores superiores a 10 golpes a partir de 7 metros de profundidade com a presença do nível do lençol freático entre 11,38 e 12,65 metros de profundidade. (SAAE Atibaia)

A seguir são apresentados os valores médios do SPT em cada camada do solo da referida obra:

Tabela 11: Valores médios do SPT

L estaca(m)	SONDAGEM NSPT	Código do tipo de solo	Solo
1	2	320	Argila Siltosa
2	2	320	Argila Siltosa
3	2	320	Argila Siltosa
4	3	320	Argila Siltosa
5	3	320	Argila Siltosa
6	6	230	Silte Argiloso
7	15	230	Silte Argiloso
8	19	210	Silte Arenoso
9	21	210	Silte Arenoso
10	21	210	Silte Arenoso
11	18	210	Silte Arenoso
12	20	210	Silte Arenoso
13	22	210	Silte Arenoso
14	33	210	Silte Arenoso
15	27	210	Silte Arenoso
16	25	210	Silte Arenoso
17	25	210	Silte Arenoso
18	40	210	Silte Arenoso

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

8. ANÁLISE DA SOBRELARGURA

8.1. ANÁLISE TÉCNICA

Para análise da influência da sobrelargura, foram adotados os métodos de Décourt, Aoki-Velloso e Antunes e Cabral, por serem os métodos de cálculo mais utilizados pelos profissionais da área.

Utilizando as equações propostas pelos referidos autores, que foram apresentadas no item 6, a seguir é apresentado as capacidades de carga para cada camada do solo:

Tabela 12: Estacas θ 30 cm

L estaca (m)	Resistências Acumuladas Estacas 30 cm (Tf)			Resistências Acumuladas Estacas 30 cm (Tf)		
	SEM SOBRELARGURA			COM SOBRELARGURA DE 30%		
	Método Décourt	Método Aoki- Velloso	Método Antunes e Cabral	Método Décourt	Método Aoki- Velloso	Método Antunes e Cabral
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,79	1,24	0,71	2,50	1,61	0,92
3	2,73	2,48	1,34	3,73	3,23	1,84
4	3,67	3,24	1,90	4,96	4,84	2,57
5	4,61	4,61	2,47	6,19	6,45	3,31
6	6,01	4,07	3,17	8,21	6,01	4,23
7	7,79	6,15	4,09	10,88	8,73	5,52
8	11,02	8,45	5,84	15,84	11,01	7,84
9	15,15	12,81	8,94	21,78	16,73	12,24
10	19,12	18,34	12,66	27,19	23,95	17,16
11	22,80	21,91	16,60	31,96	31,94	22,32
12	26,47	22,62	20,34	36,73	33,79	27,13
13	29,85	25,87	23,87	41,19	38,51	31,80
14	34,77	29,35	27,77	48,15	43,54	36,96
15	39,29	38,27	32,67	54,33	57,78	43,69
16	45,19	38,64	38,46	62,16	56,86	51,09
17	49,20	40,63	43,39	67,11	58,99	57,49
18	51,22	43,54	48,09	68,80	62,80	63,64

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

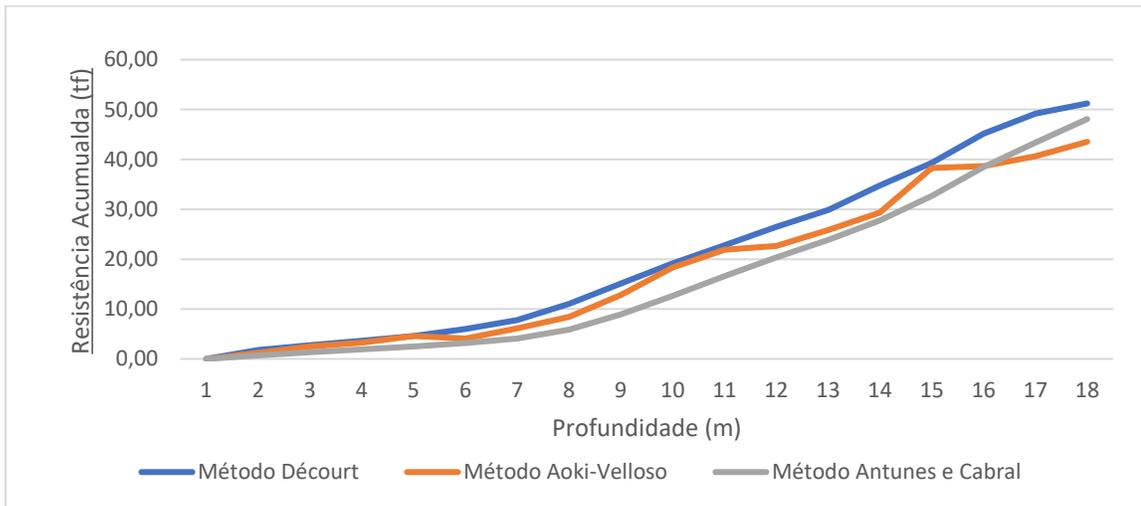
Tabela 13: Estacas θ 35 cm

Lestaca (m)	Resistências Acumuladas Estacas 35 cm (Tf)			Resistências Acumuladas Estacas 35 cm (Tf)		
	Sem Sobrelargura			Com Sobrelargura de 30%		
	Método Décourt	Método Aoki- Velloso	Método Antunes e Cabral	Método Décourt	Método Aoki- Velloso	Método Antunes e Cabral
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2,19	1,45	0,83	3,01	1,88	1,07
3	3,29	2,90	1,62	4,44	3,75	2,15
4	4,39	4,24	2,28	5,87	5,63	3,05
5	5,49	5,80	2,94	7,30	7,50	3,91
6	7,25	5,21	3,77	9,79	7,49	4,98
7	9,55	7,85	4,89	13,14	10,15	6,54
8	13,80	9,89	7,01	19,44	12,80	9,12
9	18,98	14,99	10,81	26,73	19,44	14,48
10	23,76	21,45	15,19	33,17	27,84	20,38
11	28,03	28,60	19,81	38,69	37,13	26,38
12	32,31	29,15	24,13	44,21	42,33	31,91
13	36,28	33,25	28,29	49,42	48,15	37,38
14	42,38	37,63	32,89	57,90	54,33	43,42
15	47,83	49,70	38,83	65,26	72,75	51,47
16	54,81	49,24	45,49	74,44	70,67	59,95
17	59,31	51,26	51,23	79,99	72,81	67,35
18	61,06	54,67	56,73	81,26	77,23	74,50

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

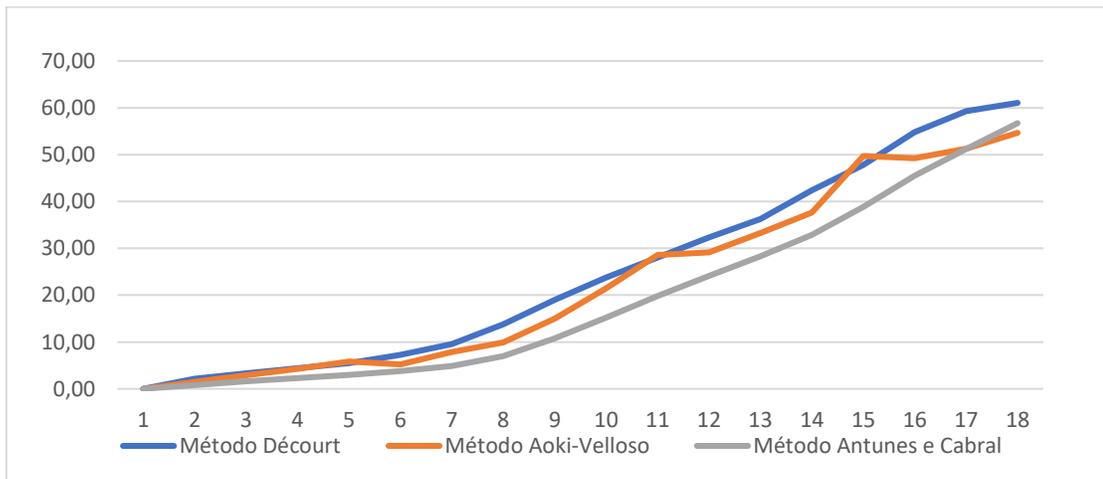
Houve uma diferença na resistência acumulada proposta para cada autor, devido a diferença dos coeficientes adotado pelos mesmos, como pode ser melhor observado no gráfico abaixo:

Figura 16 - Resistências acumuladas estacas θ 30 cm sem sobrelargura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 17 - Resistências acumuladas estacas θ 35 cm sem sobrelargura

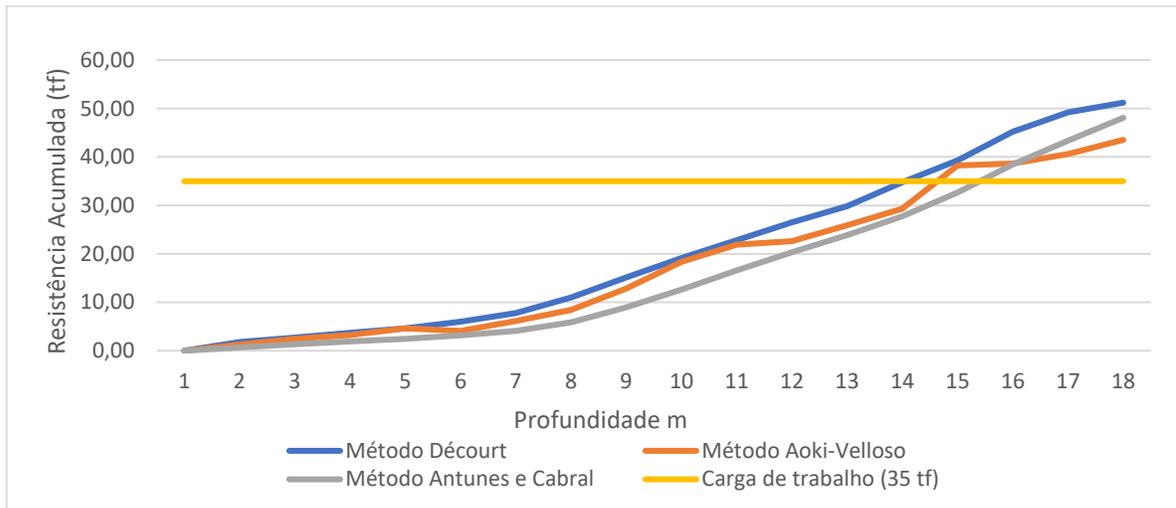


Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

A sobrelargura utilizada de 30% garantiu um ganho aproximado de 35% de aumento da resistência em cada camada, devido ao aumento do atrito lateral, fazendo com que seja possível reduzir as profundidades das estacas na ordem de 2 metros, como pode ser observado abaixo:

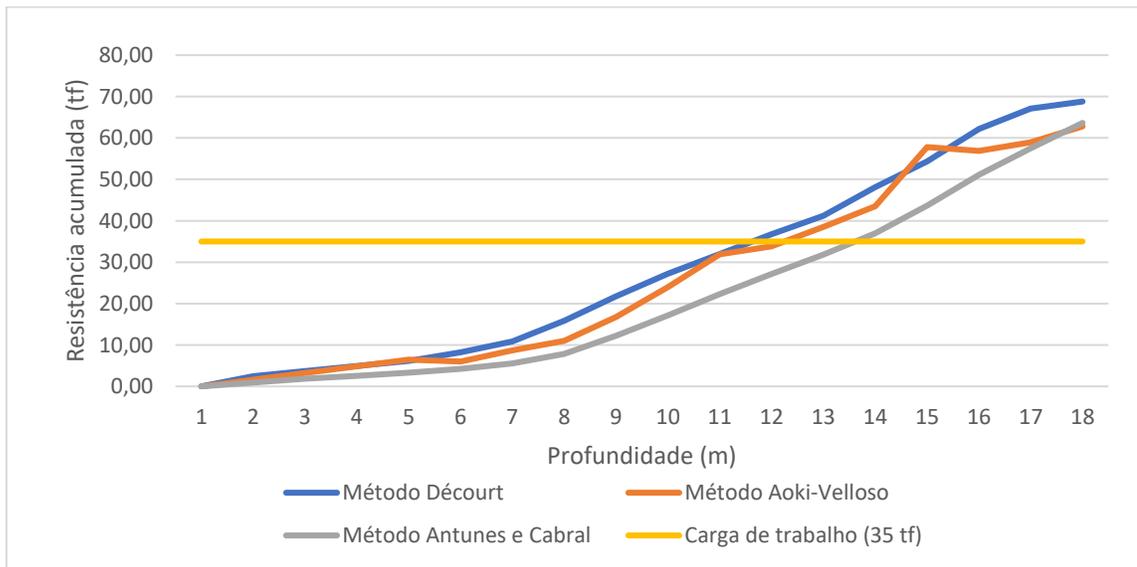
A seguir são apresentadas as profundidades das estacas ϕ 30 cm para a carga de 35 tf, sem sobrelargura e com sobrelargura, respectivamente:

Figura 18 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 35 tf sem sobrelargura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

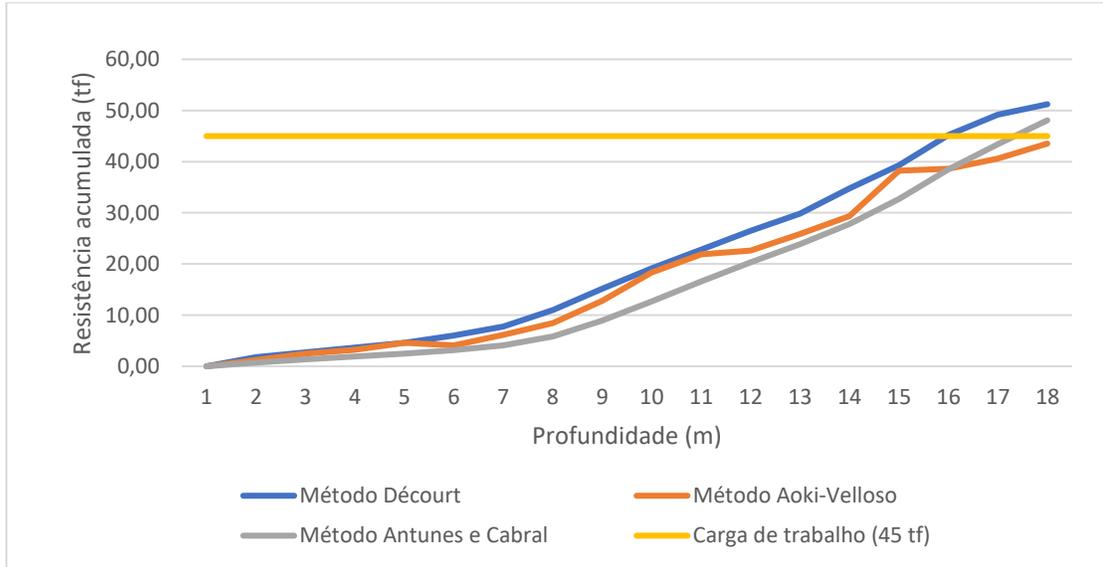
Figura 19 - Profundidade das estacas θ 30 cm para a carga de 35 tf com sobrelargura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

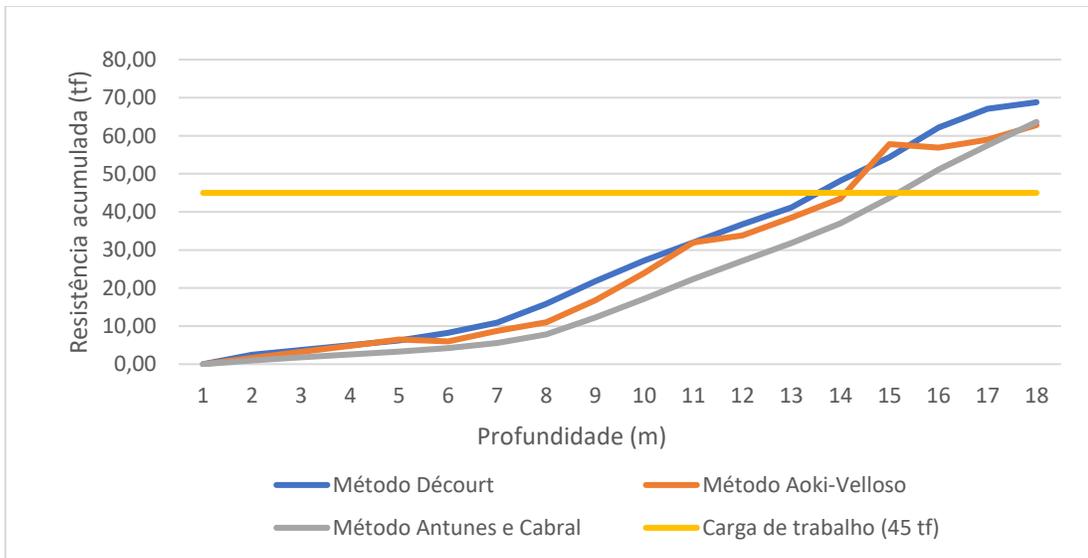
A seguir são apresentadas as profundidades das estacas ϕ 30 cm para a carga de 45 tf, sem sobrelargura e com sobrelargura, respectivamente:

Figura 20 - Profundidade das estacas ϕ 30 cm para a carga de 45 tf sem sobrelargura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 21 - Profundidade das estacas ϕ 30 cm para a carga de 45 tf com sobrelargura



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Tabela 14: Comparação da profundidade das estacas, Décourt.

Tipo	Características da estaca	Quantidade	Profundidade sem sobrelargura	Profundidade e com sobrelargura	Redução (m)
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 350 kN	29	15,00	12,00	3,00
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 450 kN	40	16,00	14,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 400 kN	4	14,00	12,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 500 kN	21	16,00	14,00	2,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Tabela 15: Comparação da profundidade das estacas, Aoki-Velloso.

Tipo	Características da estaca	Quantidade	Profundidade sem sobrelargura	Profundidade e com sobrelargura	Redução (m)
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 350 kN	29	15,00	13,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 450 kN	40	19,00	15,00	4,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 400 kN	4	15,00	12,00	3,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 500 kN	21	17,00	14,00	3,00

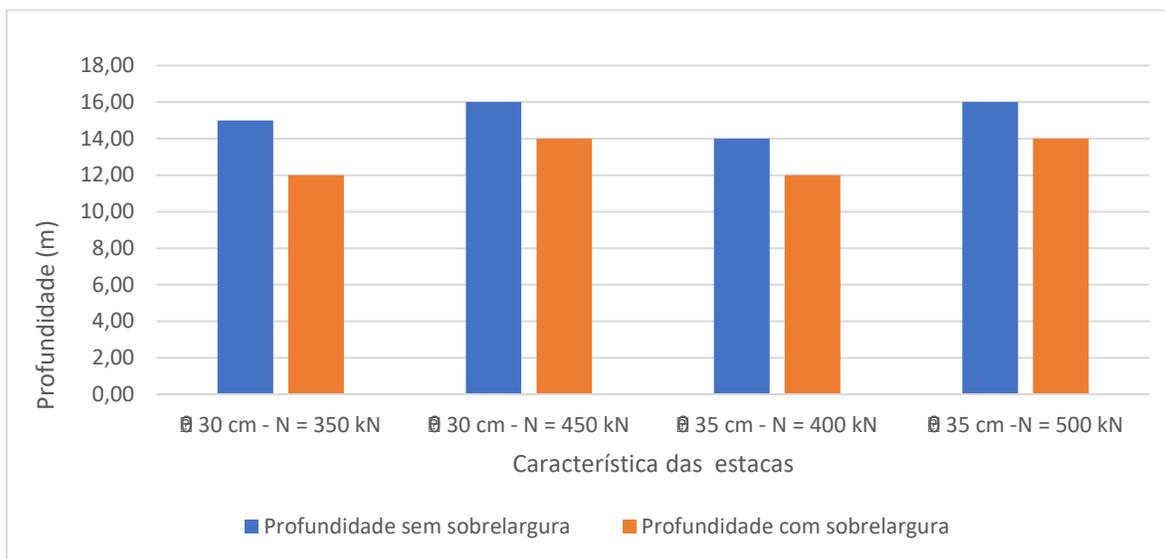
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Tabela 16: Comparação da profundidade das estacas, Antunes e Cabral.

Tipo	Características da estaca	Quantidade	Profundidade sem sobrelargura	Profundidade e com sobrelargura	Redução (m)
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 350 kN	29	16,00	14,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 30 cm - N = 450 kN	40	18,00	16,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 400 kN	4	16,00	14,00	2,00
Hélice Contínua	□θ 35 cm - N = 500 kN	21	17,00	15,00	2,00

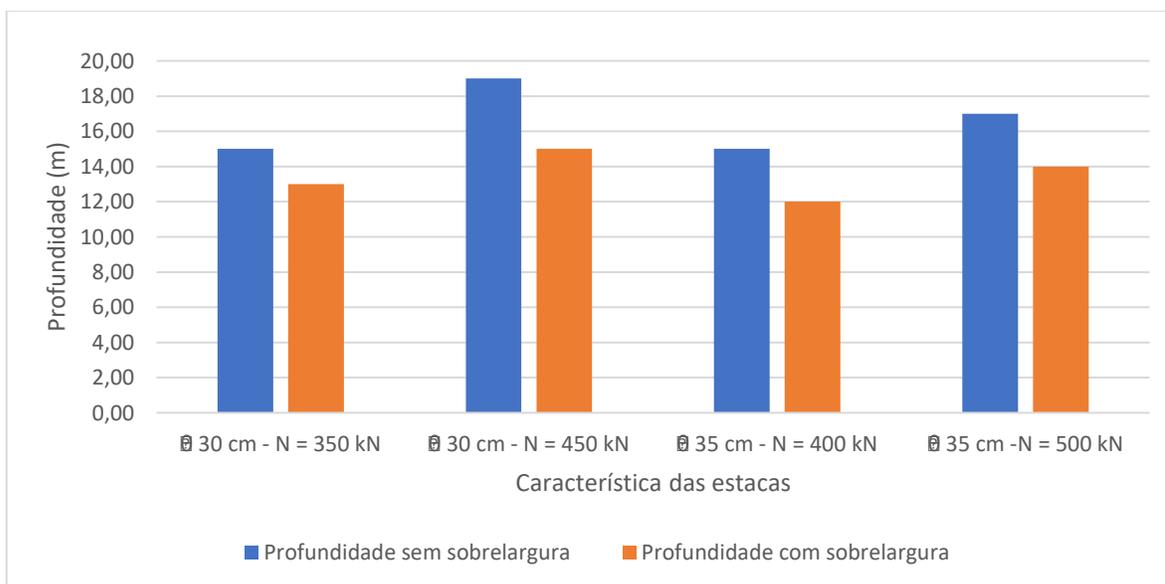
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 22 - Comparação das profundidades das estacas, método Décourt.



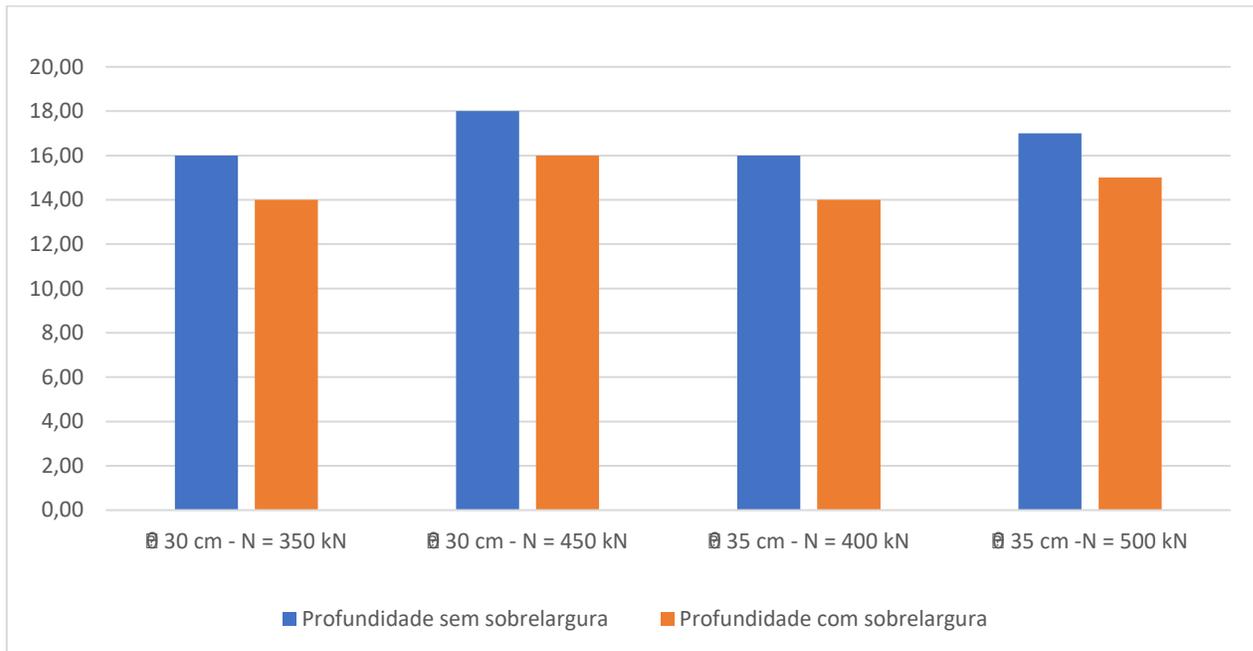
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 23 - Comparação das profundidades das estacas, método Aoki-Velloso.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 24 - Comparação das profundidades das estacas, método Antunes e Cabral.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Portanto, conclui-se que com a utilização da sobrelargura haveria uma redução global na ordem de 2 metros lineares para cada estaca, sendo analisada a influência desta redução no custo global da obra a seguir.

8.2. ANÁLISE FINANCEIRA

Com o valor numérico da redução da profundidade das estacas, foi realizado a análise financeira, utilizando os valores paramétricos da tabela SINAPI.

A tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) é mantida pela Caixa Econômica Federal e pelo IBGE, que informa os custos e índices da construção civil.

Os custos levantados neste presente estudo foram realizados utilizando os índices de setembro de 2019 (set/2019).

Para a análise financeira também foram utilizados os valores encontrados nos três métodos.

8.2.1. Análise da Escavação

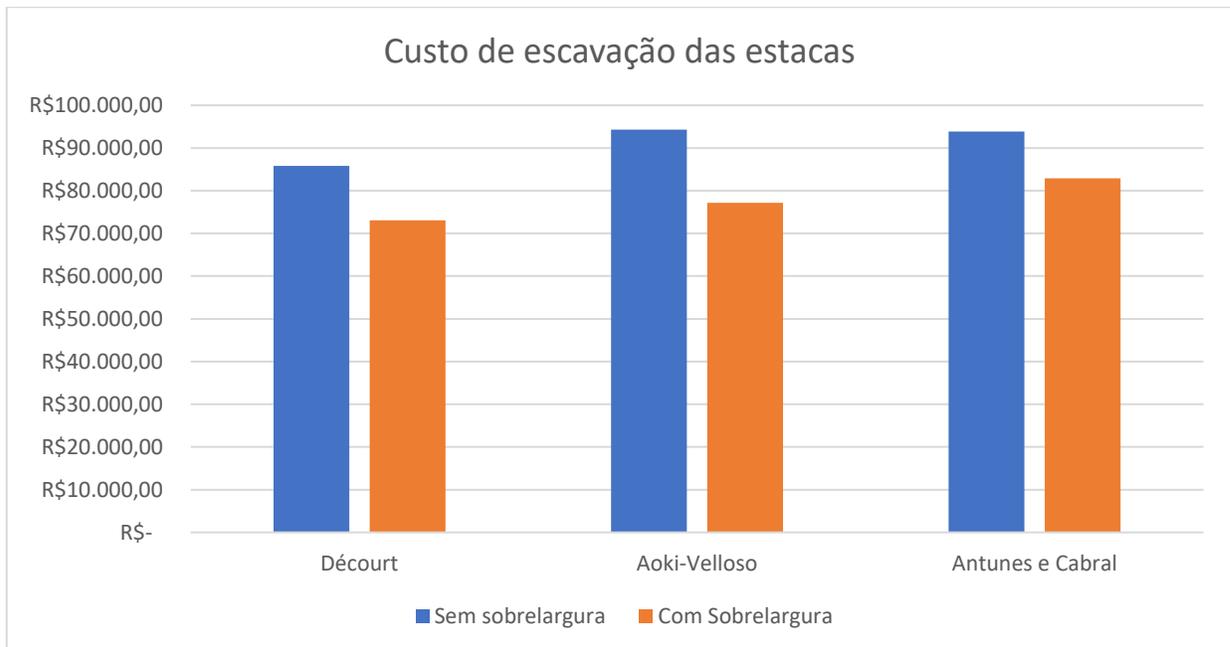
Com a redução na profundidade das estacas, foi realizado o levantamento da economia financeira desta redução. A redução média entre os métodos ficou na ordem de 17%, sendo o método de Aoki-Velloso o que apresentou a maior economia.

Tabela 17: Resumo de Escavação

Método	Sem sobrelargura	Com Sobrelargura	Economia	Redução
Décourt	R\$ 85.790,16	R\$ 73.100,00	R\$ 12.690,16	17,36%
Aoki-Velloso	R\$ 94.269,76	R\$ 77.135,12	R\$ 17.135,12	22,21%
Antunes e Cabral	R\$ 93.860,40	R\$ 82.866,16	R\$ 10.994,24	13,27%

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 25 - Custo de escavação das estacas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

8.2.2. Análise do consumo de concreto

A outra vertente da análise financeira é justamente o custo da concretagem. O custo da concretagem sem a sobrelargura foi obtido diretamente da relação da área da base, multiplicada pela profundidade da estaca, sendo acrescentado um sobreconsumo sobre o volume encontrado de 30%.

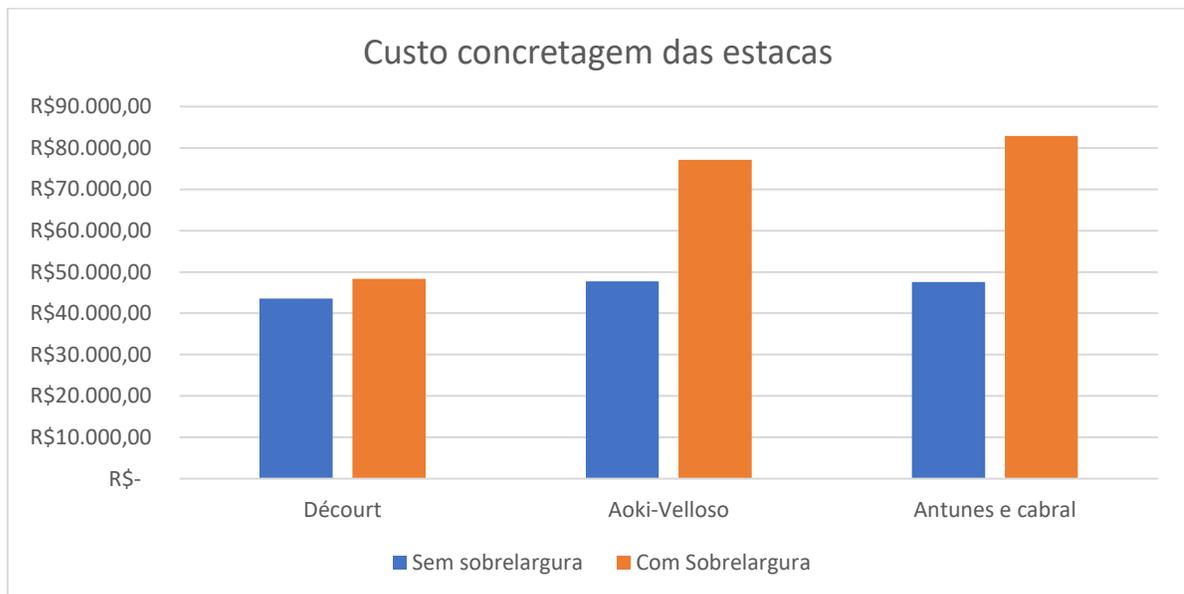
Para a determinação do custo com sobrelargura, foi adotado diretamente no diâmetro da estaca o valor de 30%, não sendo adotado, portanto, o valor final de sobreconsumo.

Tabela 18: Resumo de concretagem

Método	Sem sobrelargura	Com Sobrelargura	Economia	Redução
Décourt	R\$ 43.588,49	R\$ 48.384,67	-R\$ 4.796,18	-9,91%
Aoki-Velloso	R\$ 47.762,32	R\$ 77.135,12	-R\$ 29.372,80	-38,08%
Antunes e Cabral	R\$ 47.611,78	R\$ 82.866,16	-R\$ 35.254,38	-42,54%

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 26 - Custo de concretagem das estacas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Como pode ser observado, com a adoção da sobrelargura o custo da concretagem nas estacas fica mais elevado, mesmo havendo a redução na profundidade das estacas.

Este valor é justificável, pois a redução de 2 metros na profundidade gera uma redução na ordem de 20% na profundidade da estaca, porém quando é utilizado o valor da sobrelargura diretamente no diâmetro interno da estaca, de 30%, este valor é elevado ao quadrado para calcular o volume do concreto, resultando portanto em um volume final maior do que o volume inicial, sem considerar a sobrelargura no diâmetro e adicionando apenas um sobreconsumo final de 30%.

8.2.3. Conclusão da análise financeira

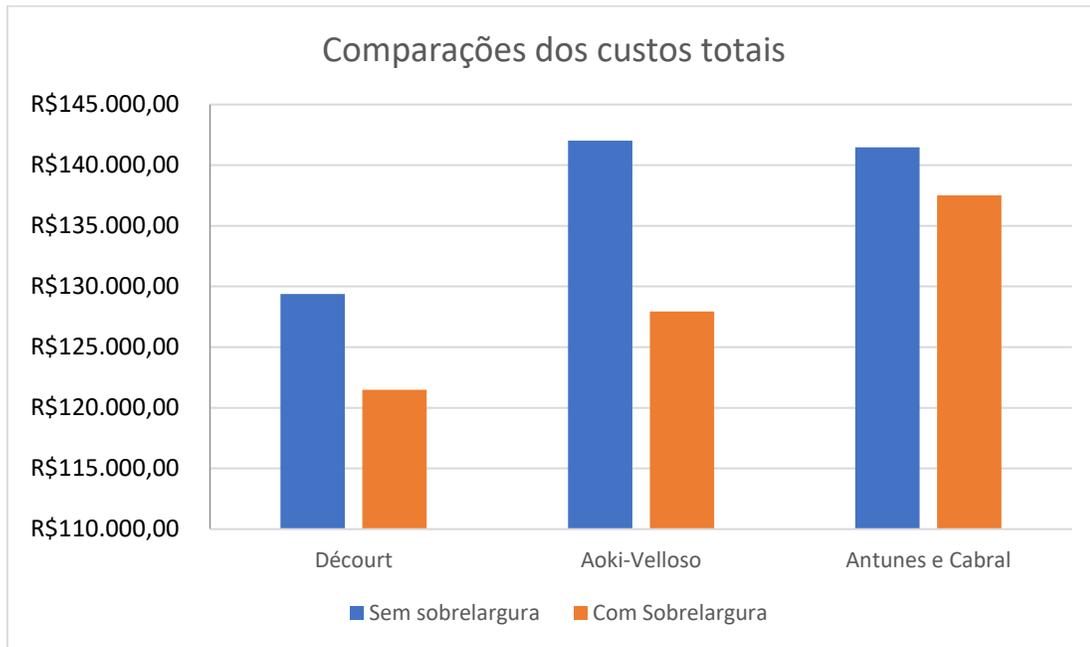
Mesmo a concretagem tendo um valor da sobrelargura maior do que o custo sem sobrelargura, o valor global final teve uma redução na ordem de 7%.

Tabela 19: Custos totais

Método	Sem sobrelargura	Com Sobrelargura	Economia	Redução
Décourt	R\$ 129.378,65	R\$ 121.484,67	R\$ 7.893,98	6,50%
Aoki-Velloso	R\$ 142.032,08	R\$ 127.950,47	R\$ 14.081,61	11,01%
Antunes e Cabral	R\$ 141.472,18	R\$ 137.502,70	R\$ 3.969,48	2,89%

Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Figura 27 - Comparações dos custos totais



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Portanto, conclui-se que financeiramente a adoção do método de Aoki-Velloso apresenta melhores reduções financeiras para a obra, gerando uma redução na ordem de 11%.

9. CONCLUSÃO

A utilização da sobrelargura para a determinação das resistências acumuladas em cada camada garante um ganho médio na ordem de 35%, ou seja, gerando reduções significativas na profundidade das estacas, em consequência haverá uma redução no tempo de perfuração de cada estaca, gerando um ganho de produtividade, uma vez que é possível executar mais estacas ao longo do período de execução da infraestrutura, gerando ganho de prazo e possível economia em redução da diária da perfuratriz. E mesmo com essa redução no comprimento de cada estaca estamos garantindo a funcionalidade de cada estaca para que a fundação da obra fique de acordo com a NBR 6122:2010 garantindo assim a completa sustentação da infraestrutura da obra.

Ressalta-se a necessidade de execução de testes de provas de carga estáticas e dinâmicas a fim de garantir que com a adoção da sobrelargura, a capacidade de carga calculada estará em conformidade com a capacidade de carga calculada pelos testes de provas de carga realizadas “in loco”. O teste de prova de carga deverá ser executado com equipamentos adequados e profissionais qualificados, utilizando todos os preceitos descritos na norma NBR 12131:2006.

Recomenda-se que se possível realize “testes de comprovação da sobrelargura”, fazendo escavações ao redor da estaca a fim de poder observar a geometria da estaca já concretada, podendo ser evidenciado, portanto, a existência da sobrelargura através da observância das variações de diâmetro ao longo do fuste da estaca.

Portanto, através das colocações acima, destaca-se que além de toda a viabilidade técnica, a viabilidade financeira também foi obtida com êxito, uma vez que a redução ficou em média de 7% para os três métodos. Porém verificou-se que a adoção do método de Aoki-Velloso apresenta melhores resultados financeiro, sendo este método recomendado com base neste estudo para a utilização da sobrelargura, pois o mesmo irá garantir uma redução de 11% no valor total da execução das estacas, sendo que esse levantamento é de apenas uma parte da obra e por se tratar de valores significativos, a escolha deste método trará redução de custos e em consequência aumento da receita líquida em virtude da redução do custo direto de execução das estacas.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, p. 9. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, p. 91. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, p. 17. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, p. 3. 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Rio de Janeiro, p. 8. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do cone. Rio de Janeiro, p. 8. 1998.

ALONSO, U.R. Previsão e Controle das Fundações: uma introdução ao controle da qualidade em fundações. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2011. 146 p.

CINTRA, José Carlos Ângelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Fundações diretas: projeto geotécnico. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 – Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 4. ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2008. 239 p.

SILVA JUNIOR, Francisco Cerqueira da. Uma Revisão Sobre as Manifestações Patológicas Mais frequentes em Fundações de Concreto de Edificações. Feira de Santana: Bahia. Universidade Estadual e Feira de Santana, 2008.

TEC GEO. Sondagens e Fundações. Disponível em:
<<http://www.tecgeo.com.br/servicos/microestacas-32>> Acesso em: 25 de out. de 2019.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. Fundações, volume 2: fundações profundas. Nova Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 569 p.